

Bank Bent Andersen
B 45009

F U N D E R I N G

GRUNDLAG FOR FORELÆSNINGER
PAA DEN POLYTEKNISKE LÆREANSTALT,
DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

AF

G. SCHÖNWELLER

31.3
32.6

UDGIVET AF
DEN POLYTEKNISKE LÆREANSTALT,
DANMARKS TEKNISKE HØJSKOLE

1945

Fotografisk Optryk
S. L. Møllers Bogtrykkeri - København
1947

DEN foreliggende Bog er skrevet som Lærebog for studerende ved Danmarks tekniske Højskole og danner Grundlag for Bygningsingeniørernes Undervisning i den under Fundering hørende Del af Vandbygningsfagene.

For saa vidt angaar de Dele af Bogen, der omhandler Konstruktion og Udførelse af Fundamenter og Undervandsbygværker, er Indholdet i Hovedsagen det samme som det, der findes i de tidligere Udgaver af min »Fundering«. Noget af Stoffet er dog omarbejdet, og der er foretaget Ændringer og Tilføjelser svarende til, hvad der er fremkommet af nyt paa de forskellige Omraader. Afsnittene om Jordbundens Forhold under Belastning og Byggegrunds Bæreevne er ny, og det samme gælder Afsnittet om Jordbundsundersøgelser. I dette sidstnævnte Afsnit er der, men i meget sammentrængt Affattelse, gjort Rede for den Slags geotekniske Undersøgelser, som man i den senere Tid er kommet ind paa ved Behandling af Problemerne om Byggegrunds Bæreevne og hvad der staar i Forbindelse dermed.

Endnu skal det nævnes, at Jordtrykslæren er taget med i den foreliggende Bog. Aarsagen hertil er, at Undervisningen i Jordtrykslære for Bygningsingeniører er blevet henlagt til Undervisningen i Vandbygningsfagene og dermed til den Del af Vandbygningsfagene, der omfatter Fundering.

Danmarks tekniske Højskole bringer jeg hermed min Tak, fordi den har paataget sig Udgivelsen af Bogen.

København, Juli 1935.

I 2. Udgave af Bogen er indføjet nogle faa Ændringer, nemlig i §§ 33, 35, 130 og 163, og de i 1. Udgave indløbne Trykfejl er rettet.

København, Januar 1943.

I foreliggende 2. Oplag af 2. Udgave (1943) er blot foretaget Rettelser af nogle faa Trykfejl.

København, Maj 1945.

G. Schönweller.

INDHOLDSFORTEGNELSE

§	Side
1—2. Indledning	1
I. Jordbundsundersøgelser.	
3. Jordbundsundersøgelsens Formaal	2
1. Boring.	
4—9. Boreredskaber	2
2. Jordbundsundersøgelse med Sonde.	
10—11. Almindelig Sonde. Spidsbor	6
3. Jordbundens Egenskaber.	
12—13. Klippebund. Jord	8
14. Porøsitet. Hulrumsforhold. Poretal	8
15. Fortætningsgrad. Relativ Tæthed	9
16—17. Poretal	9
18—20. Rumvægt	11
21. Jorddelenes Størrelse og Form	12
22—28. Sættning efter Kornstørrelse	12
29—30. Kornstørrelsesgrupper	17
31. Den virksomme Kornstørrelse. Uensformighedstal ..	19
32—35. Jordbundens Vandindhold	19
36—37. Friktion. Kohæsion	22
<i>Jord med luftfyldte Porer.</i>	
38—39. Indre Friktion	24
40—42. Tryk og Poretal	26
<i>Jord med vandfyldte Porer.</i>	
43—44. Porevandets Indvirkning paa Jorden	29
45—51. Kapillartryk. Kohæsion	30
52. Udkvældning	33
53—56. Svindgrænse. Udtørring	33

VI

§	Side
57—58. Plastisk Jord	35
59—61. Konsistensgrænser. Plasticitetstal	36
62. Kegleprøve	37
63. Vandbestandighedsprøve	38
64. Indre Friktion	38
65—66. Tryk og Poretal	40
67. Jordbundens Permeabilitet	42

II. Tilladelig Belastning paa Byggegrund.

68—72. Fremgangsmaader til Bestemmelse af tilladelig Belastning	44
---	----

De forskellige Slags Byggegrund.

73. Klippebund	47
74. Sand og Grus	48
75. Flydesand	49
76—81. Ler	52
82. Mergel	56
83. Blandinger af Ler og Sand	56
84. Klæg	56
85. Blandinger af Ler, Sand og Sten	56
86. Tørvejord	56
87. Opfyldt Grund	56
88—89. Almindelige anvendte tilladelige Belastninger	57

III. Jordtryk.

90—95. Aktivt Jordtryk. Jordspændinger. Passivt Jordtryk. ..	61
96. Forskydningsmodstand ved Friktionsjord	63
97. Forskydningsmodstand ved kohæsiv Jord	63
98. Rumvægte og Skræntvinkler	65
99. Friktionsvinkler og Kohæsion	65
100. Forskydningsmodstand i Berøringsfladen mellem Byg- været og Jorden	65
101—103. Jordtrykkets Retning	67
104. De forskellige Jordtryksteorier	69

Coulomb's Jordtryksteori.

105	70
106. Aktivt Jordtryk	70
107. Culman's E-Linie	71

VII

§		Side
108.	Jordoverfladen vandret, Væggen lodret, $\delta = 0$	72
109.	Sammenligning med Vædskestryk	73
110.	Jordtryksdiagram	74
111—112.	Belastet Jordoverflade	74
113.	Vilkaarlig formet Væg og Jordoverflade	76
114—116.	<i>Poncelet's</i> Konstruktion. Jordtryksformler	78
117.	Jordtrykkets Fordeling	85
118.	Passivt Jordtryk	88
119.	<i>Culmann's</i> E-Linie	88
120.	Jordoverfladen vandret, Væggen lodret, $\delta = 0$	89
121—122.	Væg og Jordoverflade hældende. Jordtryksformler..	90
123.	Jordtrykkets Fordeling	93
124.	Uoverensstemmelse mellem Forudsætningerne ved <i>Coulomb's</i> Jordtryksteori	94
	<i>Jordspændinger.</i>	
125.	Normalspænding og Forskydningspænding	96
126.	Spændingsellipsen	97
127.	Jordtryk som Grænseværdier af Jordspænding	97
128—129.	Bestemmelse af Jordtryk	99
130.	Glidefladens Retning ved Væggen	102
131.	Glidefladens Retning ved Jordoverfladen	103
132.	Spændingsretning og Glidefladeretning mellem Jord- overfladen og Væggen	105
133.	Matematisk Behandling af Jordtryksproblemet	105
	<i>Rankine's</i> Jordtryksteori.	
134.	Forudsætningerne ved <i>Rankine's</i> Jordtryksteori	111
135.	Bestemmelse af Jordtrykket.....	113
136.	Sammenligning mellem <i>Coulomb's</i> og <i>Rankine's</i> Jord- tryksteorier	118
	<i>Jordtryksberegning med Anvendelse af krumme Glideflader.</i>	
137	119
	<i>Jordtryksberegning med Hensyntagen til Kohæs- sionens Indflydelse.</i>	
138.	Kohæsionens Betydning ved Jordtryksberegning	125
139.	Bestemmelse af Jordtrykket. Lodret Væg, vandret Jord- overflade	127
140.	Jordtrykkets Fordeling	128
141.	Væg og Jordoverflade hældende	128

VIII

§	Side
142. Frit staaende kohæsiv Jord	129
143. Jordtryk fra friktionsløs Jord	131
144. Krumme Glideflader	132
<i>Særlige Tilfælde af Jordtryksberegning.</i>	
145. Jordtryk fra lagvis uensartet Jord	134
146. Jordtryk sammen med Vandtryk	135
147. Jordtryk paa Vinkelstøttemure	138
148. Jordtryk under Aflastningsplade	141
149—153. Jordtryk paa Forankringsplader	143

IV. Jordbundens Forhold under Belastning.

A. FLADEBELASTNING.

1. Arbejdslinie. Tryk og Nedsynkning.

155. Jordbundens Arbejdslinie	151
156. Tilladelig Belastning	152
158. Tryk og Nedsynkning ved Friktionsjord	154
159. Tryk og Nedsynkning ved kohæsiv Jord	156

2. Statisk Bestemmelse af Jordbunds Bæreevne.

160. Anvendelse af Jordtryksteori	158
161. Brudgrænse-Formler; Friktionsjord	158
162. Brudgrænse-Formler; kohæsiv Jord	160
163. Bestemmelse af Brudgrænsen ved Jordtryksberegning 162	

3. Det til Jordbunden overførte Tryks Fordeling.

164. Trykkets Fordeling langs Belastningsfladen	165
165. Spændingsfordelingen i Jordbunden	167

4. Bestemmelse af Jordbunds Bæreevne ved Prøvebelastning.

166. Anvendelse af Prøvebelastning	173
167. Nedsynkningens Afhængighed af Trykfladens Størrelse	174
168. Nedsynkningens Afhængighed af Trykfladens Form..	177
169. Belastningstidens Indflydelse	178
170. Trykfladens Størrelse ved Prøvebelastning	178
171. Prøvebelastningens Udførelse	179
172. Nedsynkningstal	181
173. Bestemmelse af Nedsynkning uden Prøvebelastning..	183

§		Side
	B. PÆLEBELASTNING	
174.	Overførelse af Pæletryk til Jordbunden	184
	1. Bestemmelse af Pæles Bæreevne ved Prøvebelastning.	
175.	Arbejdslinie	186
176.	Udførelse af Prøvebelastning	189
	2. Bestemmelse af Pæles Bæreevne ved Ramning.	
177—178.	Rammingsformler til Bestemmelse af Pæles Bæreevne	190
179.	Anvendelse af Rammingsformlerne	197
	3. Statisk Beregning af Pæles Bæreevne.	
180.	Formler til statisk Beregning af Pæles Bæreevne	202
181.	Pæles Modstand mod Oprækning	205

V. Fundamenter, der hviler direkte paa Byggegrunden.

A. Fundamenter paavirkede alene af lodrette Kræfter.		
182.	Massive Fundamenter	207
183.	Bøjelige Pladefundamenter	210
184.	Tilnærmende Bestemmelse af Reaktionsfordeling	217
B. Fundamenter og Bygværker paavirkede af skraat rettede Kræfter.		
185.	Beregning i Almindelighed	220
186.	Beregning af Kajmure	221
187.	Vandtryk paa Kajmure	222
188.	Særlig Stabilitetsbetingelse	228
189.	Spændinger i en Kajmurs Snitflader	230
190.	Forskydningsstabilitet	232
191.	Stabilitetsundersøgelse for skraat rettet Tryk i Fundamentsfladen	236

VI. Pælefundamenter.

192.	Valg af Pæledimension	241
193.	Overførelse af Bygværksbelastninger til Pælene	242

§		Side
	<i>Beregning af Pælefundamenter.</i>	
194.	Beregning i Almindelighed. Beregningsforudsætninger	245
195.	Pæleværk af indbyrdes parallelle Pæle	247
196.	Pæleværk af Pæle med rækkevis forskellig Retning ..	250
197.	Simple Pæleværker	254
198.	Anvendelse af Forankring	258
199.	Særlig Stabilitetsbetingelse	259
200.	Kajmur paa Pæleværk	260

VII. Samling af Konstruktionsdele af Tømmer.

201.	263
------	-------	-----

VIII. Faskiner.

202.	278
------	-------	-----

IX. Pæle.

1. Ramning af Pæle.

203.	Almindelig Rambuk	281
204—205.	Smaa Rambukke	285
206.	Rambukke med hurtigt paa hinanden følgende Ramslag	286
207.	Rammearbejdets Udførelse	288

2. De forskellige Slags Pæle og deres Tildannelse til Ramning.

208.	Træpæle	292
209.	Jernpæle	297
210.	Jernbetonpæle	301
211.	Stampebetonpæle	304

3. Nedskylning af Pæle.

212.	307
------	-------	-----

4. Skruerpæle.

213.	310
------	-------	-----

X. Fremstilling af Byggegrube.

214.	Udgravning af Byggegrube	312
215.	Indfatningsvægge for Byggegruber over Grundvandet	313
216.	Byggegruber under Grundvandet	315
217.	Grundvandsænkning	320
218.	Delvis Tørlægning af Byggegrube	321
219.	Frysemetoden	323
220.	Fangedæmninger	324
221.	Fangedæmninger af Jordfyld, uden Indfatningsvægge	327
222.	Fangedæmninger af Jordfyld, med een Indfatningsvæg	328
223.	Kassefangedæmninger	329
224.	Fangedæmninger paa Klippebund	332
225.	Særlige Konstruktioner af Fangedæmninger	335
226.	Byggegrubens Tørholdelse	338

XI. Udførelse af Betonbygværker.

227.	Udførelse i tørlagt Byggegrube	341
228.	Betonstøbning under Vand	343
229.	Indfatninger for Betonstøbning under Vand	352
230.	Betonblokke	354
231.	Sænkekasser	361
232.	Fremstilling af Jernbetonsænkekasser	376
233.	Sænkekasser af Murværk	378

XII. Sænkebrønde.

234.	Fremstilling af Bygværker ved Hjælp af Sænkebrønde	381
235.	Sænkebrøndes Indretning	387
236.	Udgravning i Sænkebrønde	392

XIII. Trykluffundering.

237.	Sænkebrønde med Trykluff	397
238.	Trykluffsænkebrøndes Indretning	399
239.	Arbejdskammerets Forsyning med Trykluff	405
240.	Dykkerklokker	408
241.	Særlige Forhold ved Arbejde i Trykluff	412
242.	DykkerUdrustning	418

§	Side
XIV. Stenfundamenter, Sandfundamenter.	
243. Stenfundamenter	422
244. Sandfundamenter	424
XV. Fundamenter af Slyngværk.	
245.	430
XVI. Forstærkning af Byggegrund.	
246.	432

INDLÉDNING

1. Ved et Bygværks Fundament forstaas i Almindelighed den Del af Bygværket, gennem hvilken de paa Bygværket virkende Kræfter — Egenvægt, Jordtryk, Vandtryk, Nyttelast o. s. fr. — overføres til Jordbunden.

I Reglen udføres et Bygværks Fundament af anden Slags Materiale end selve Bygværket. I mange Tilfælde kan der ikke nøjere skelnes mellem, hvad der er at betragte som Bygværkets Fundament, og hvad der maa regnes at høre til selve Bygværket. I Husbygning betegnes ofte den Del af en Mur, der ligger neden under den nederste Etages Gulv, som Murens Fundament. Ved en Kajmur af Betonblokke, hvor Underlaget for Blokmuren dannes af et paa Bunden liggende Lag Sten, er dette Fundamentet for Blokmuren. Ved et Bygværk, der hviler paa et Betonlag, der atter bæres af Pæleværk, regnes baade Betonlaget og Pæleværket at høre til Fundamentet. Det forekommer ogsaa, at et Bygværk ikke har noget egentlig Fundament, idet Bygværket hviler direkte paa Jordbunden, saaledes som Tilfældet f. Eks. er ved en Tørdok, hvor Dokbunden hviler direkte paa Byggegrunden.

Læren om Fundering omhandler Konstruktion og Udførelse af Fundamenter og omhandler tillige Fremstillingen af saadanne specielle Bygværker eller Bygværksdele, hvis Konstruktion og Udførelse er bestemt af, at de skal føres dybt ned i Jordbunden eller ligger under Vand.

2. Ved Belastning af Jordbund vil denne altid give noget efter for det fra Bygværket overførte Tryk, og Bygværket, eller dets enkelte Dele hver for sig, vil derfor synke («sætte sig») noget. Hvor stor Eftergiven af Byggegrunden, der i givet Tilfælde kan betragtes som tilladelig, er bestemt af, at Bygværket ikke maa lide Skade ved den Nedsyning, der er en Følge af Byggegrundens Eftergiven. Den for hvert foreliggende Tilfælde tilladelige Belastning paa Byggegrunden er derfor bestemt dels af Jordbundens Beskaffenhed (Byggegrundens Bæreevne), dels af det paagældende Bygværks Art og Konstruktion.

I. JORDBUNDSUNDERSØGELSER.

3. **Jordbundsundersøgelsens Formaal.** Jordbundens Eftergiven for Tryk afhænger dels af Trykkets Størrelse og Virkemaade, dels af Jordbundens Beskaffenhed.

For at kunne bestemme, hvilke Dimensioner man skal give et Bygværks Fundament, maa man have Kendskab til Jordbundsforholdene det paagældende Sted, navnlig til Udstrækning og Tykkelse af de forskellige Jordlag og til de forskellige Slags Jordbunds Egenskaber.

Forud for Projekteringen af et Byggeforetagende bør der derfor finde en Undersøgelse af Byggegrunden Sted. Hovedformaalet med en saadan Grundundersøgelse er at tilvejebringe de Oplysninger om Jordbundens Beskaffenhed, der er nødvendige for, at man kan fastsætte den for det paagældende Bygværk tilladelige Belastning paa Byggegrunden. Ved Siden heraf skal de ved Grundundersøgelsen tilvejebragte Oplysninger om Bundforholdene tjene til Vejledning ved Valg af Fundamentskonstruktion og ved Valget mellem de forskellige Fremgangsmaader, der kan benyttes ved Funderingens Udførelse.

Den Dybde, til hvilken Grundundersøgelsen føres ned, bør altid være en Del større end Funderingsdybden; det er nemlig hovedsagelig de under Funderingsdybden liggende Jordlags Beskaffenhed, der er bestemmende for Grundens Bæreevne. Hvor det drejer sig om store og kostbare Bygværker, der vil lide Skade, hvis der sker større Nedsyning end paaregnet, bør Grundundersøgelsen føres ned til saa stor Dybde, at man af Undersøgelsens Resultater i Forbindelse med Oplysninger om Stedets almindelige geologiske Forhold kan danne sig et fuldstændigt Billede af Jordbundsforholdene under og omkring Bygværkets Fundament.

Til Brug ved Jordbundsundersøgelserne maa der optages Prøver af Jordlagene paa Byggestedet. Fremskaffelsen af saadanne Jordprøver kan ske ved Boring i Jorden eller ved Gravning af Brønde.

1. Boring.

4. **Jordboring** foregaar ved, at man med dertil indrettet Værktøj tilvejebringer forholdsvis snævre Huller i Jorden og fra disse Huller optager Prøver af Jordlagene. Borehullets Vidde vælges i Reglen mellem 5 cm og 20 cm. Ved Boring i fast Bund kan man i Almindelighed nøjes med forholdsvis snævre Borehuller. I blød Bund, og navnlig i Tilfælde af, at der skal foretages mere omfattende Undersøgelser af de fra Bore-

hullet optagne Jordprøver, og man derfor har Brug for store og sammenhængende Jordprøver, maa der anvendes vide Borehuller.

5. **Almindelige Jordbor.** Efter Jordbundens Beskaffenhed og til dels ogsaa efter som Boreddybden er stor eller lille, anvendes forskellige Slags Jordbor.

Til forholdsvis smaa Boreddybder anvendes ofte det i Fig. 1 viste **Tallerkenbor**. Nedføring af Boret sker med Haandkraft ved Drejning af Boret og samtidig Tryk paa Borestangen, idet to Mand har fat i den foroven paa Borestangen siddende Tværstang. For hver Drejning 2—3 Omgange trækkes Boret op. I ikke særlig fast Bund, hvor den efter en Skrueflade med ringe Stigning formede Tallerken gaar nogenlunde let igennem Jordmassen, kan man faa ret store sammenhængende Klumper af Jorden op med et saadant Bor. Boret kan være forsynet med en cylindrisk Kappe langs Tallerkenens Rand. Denne Kappe tjener til at hindre, at den ved Tallerkenens Nedskruning løsnede Jord falder af, naar Boret hejses op fra Borehullet.

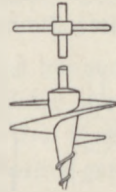


Fig. 1.

Det i Fig. 2 viste **Snitbor** og det i Fig. 3 viste **Sneglebor** (Spiralbor) føres ned i Jorden paa lignende Maade som Tallerkenboret. Snitboret har Form som en Ske og er forneden forsynet med kegleformet Spids med Skruegevind. Snegleboret egner sig til Boring i fast lejret Ler og Blandinger af Ler og Sand. Snitboret kan det være fordelagtigt at bruge til Boring i blødt Ler, Klægbund, Tørvebund o. lign. Til Optagning af Jordprøver i større Klumper egner disse Bor sig mindre godt.

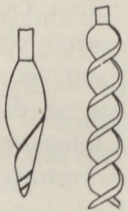


Fig. 2. Fig. 3.



Fig. 4.

Til Jordbundsundersøgelse i forholdsvis blød Bund, som f. Eks. plastisk Ler, Klæg, Tørvejord, er de forskellige Slags **Cylinderbor** velegnede. Det i Fig. 4 viste Cylinderbor bestaar af en med en Slidse forsynet cylindrisk Kappe, der forneden har en lidt skrueformet, hvælvet Bundplade. Naar man drejer Boret og samtidig trykker det ned i Jordbunden, afskrælles der Jord med Kappens og Bundpladens skærpede Kanter. De afskrællede Jorddele bliver liggende inden for Kappen og kan tages ud, naar Boret er løftet op fra Borehullet. Til særlig blød Bund og til sandet Jord anvendes Cylinderbor med en smal Slidse. Til Bund af fastere Beskaffenhed bruges Cylinderbor med bred Slidse og mere skeformet Bundplade. Den ved Boringen løsnede Jord trænger ind i Cylinderen baade forneden og fra Siden gennem Slidsen. Det kan derfor være noget vanskeligt af de med

denne Slags Bor optagne Jordprøver at danne sig et Skøn over Jordens Lejringsforhold.

Til Optagning af Jordprøver, hvoraf det kan ses, hvorledes Jorddelene ligger i den naturlige Aflejring, kan ved blød Bund anvendes Ventilbor (Fig. 5). Ventilboret bestaar af et Rør, der forneden er forsynet med en Ventilklap. Ved at denne lukker sig, naar Boret løftes, hindres Jorden i at glide ud af Røret. Boret trykkes ned i Jorden uden Drejning.

Til Optagning af sammenhængende Jordprøver egner det i Fig. 6 viste Stempelbor sig bedre end Ventilboret, særlig hvor det gælder Optagning af Prøver af forholdsvis fast Jordbund. Stempelboret bestaar af et med bevægeligt Stempel forsynet Rør. Det føres ned i Jorden ved Tryk eller Slag paa Rørets øverste Ende, hvorved den i Røret indtrængende Jord trykker Stemplet op i Røret. Naar Boreapparatet derefter skal tages op fra Borehullet, fastgøres Stempelstangen til den øverste Ende af Røret, hvorved den under Stemplet siddende Jordprop hindres i at glide ud under Optagningen af Boreapparatet.



Fig. 5.



Fig. 6.

6. Mejselboring, Skylleboring. Til Boring i Klippebund og til Boring gennem de i et Jordlag eventuelt forekommende Sten benyttes Mejselboring. Ved Mejselboring (Stødboring) sønderdeles Stenmaterialet ved gentagne Stød med en Mejsel mod Borehullets Bund. Det sønderdelte Materiale (Boremelet) bringes op fra Borehullet enten ved Anvendelse af et Ventilbor eller bedre ved Skylning med Vand. Sker Optagning af Boremelet ved Skylning, er det ordnet saaledes, at der hele Tiden under Boringen tilføres Trykvand gennem et Tilledningsrør, der udmunder ved Bunden af Borchullet. Vandet fra Tilledningsrøret opslæmmer Boremelet og strømmer op gennem Borehullet. Ved dettes Kant samles Vandet i et Kar, hvori Boremelet bundfældes. Vandtilførslen forneden tjener tillige til at holde Mejslen afkølet. Det kan være indrettet saaledes, at Borestangen, til hvilken Mejslen er befæstet, dannes af et Rør, hvorigennem Vandtilførslen sker.

Mejslen er befæstet til den nederste Ende af Borestangen. Efter Stenartens Haardhed anvendes forskelligt formede Mejsler og forskellig Skærpningsvinkel for Æggen. Til blødere Stenarter (f. Eks. Kalksten) bruges almindelig Fladmejsel (Fig. 7 a) og Skærpningsvinkel paa 90°. Til haarde Stenarter bruges 120° Skærpnings-

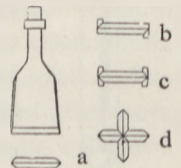


Fig. 7.

Den almindelige Fladmejsel slides mere ved Æggens Ender end paa Midten, hvorved der fremkommer opstaaende Partier ved Borehullets Omkreds. Dette kan undgaas ved at bruge Mejsel med Z-formet eller dobbelt T-formet Æg (Fig. 7 b og 7 c). Undertiden bruges Krydsmejsel (Fig. 7 d) eller Stjernebor med 3 eller flere radialt stillede Ægge.

Nedføring af Boret sker ved, at Borestangen med den paa denne siddende Mejsel løftes et Stykke og derefter falder frit. Ved hvert af Mejslens Stød sønderdeles noget af Stenmaterialet. For hvert Stød drejes Borestangen lidt, saaledes at Materialets Sønderdeling sker jævnt over hele Borehullets Bund.

Mejselboring anvendes ikke alene til Boring i Klippebund og gennem Sten, men ogsaa til Boring i al Slags Jord, og da i Forbindelse med Skylning til at bringe det med Mejslen løsnede Materiale op fra Borehullet. Boringsmetoden kaldes da ofte for Skylleboring. Ved Boring gennem Sandlag og løst lejret Jord kan Behandlingen med Mejsel udelades, idet Skyllevandet alene er i Stand til at løsne Jorden, saaledes at Jorddelene opløses. En saadan Skylleboring er ofte billigere end de andre nævnte Boremeter. Som Undersøgelingsboring betragtes der imidlertid den Mangel ved Skylleboring, at man kun faar ret ufuldstændige Oplysninger om Jordlagenes Beskaffenhed og om deres Lejringsforhold og Fasthed. Jordproverne faas nemlig ved Bundfældning af de i Skyllevandet opløste Jorddele og giver derfor kun Oplysning om, hvilke Bestanddele Jordlaget indeholder. Ved Boring i Klippebund spiller dette Forhold ingen væsentlig Rolle, idet man ved Undersøgelse af det af Skyllevandet bundfældede Boremel let kan afgøre, hvilken Stenart man har med at gøre — Kalk, Granit, Sandsten, Lerskifer o. s. v. — og idet dette er tilstrækkelig Oplysning, naar Formaålet med den paagældende Jordbundsundersøgelse alene er at bestemme Grundens Bæreevne.

7. Kronebor. Hvis det i særlige Øjemed (f. Eks. ved petrografiske Undersøgelser) ved Boring i Klippebund er nødvendigt at fremskaffe hele Stykker af det Stenmateriale, hvoraf Klippen bestaar, anvendes Kronebor. Kroneboret bestaar af et Rør, ved hvis nedre Ende der er fastskruet et Borelegeme af hærdet Staal. Til Boring i blødere Stenarter kan Borelegemets ringformede Kant være tildannet som et savtakket Skær. Til haardere Stenarter bruges et Skær bestaaende af sorte Diamanter, der indsættes i Borekronen, forinden denne hærdes (Fig. 8). Nedføring af Boret sker ved, at Boret drejes, idet det ved Rørets Vægt

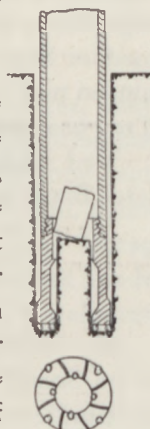


Fig. 8.

eller ved yderligere Belastning trykkes mod Borehullets Bund. Der fremstilles herved et ringformet Borehul med en massiv Kærne inden i Røret. Kærnen knækkes af i mindre Stykker, og disse tages op med en Tang. Under Boringen tilføres Skyllvand til Bortfjernelse af Boremelet.



Fig. 9.

8. Ved de almindelige Boreapparater sidder Boret fastskruet paa en Borestang. Boret har foroven en skrueskaaret Tap, Borestangen forneden en tilsvarende skrueskaaret Muffe. Forbindelsen kan være sikret ved en Split, saaledes at Boret, naar der drejes tilbage, fordi Boret er kommen til at sidde for fast i Jorden, hindres i at blive skruet løs fra Borestangen.

Borestangen er af firkantet Jern og delt i kortere Stykker, saaledes at Borestangen kan forlænges, efterhaanden som Boringen skrider frem. Forbindelsen mellem de enkelte Stykker af Borestangen kan være Skruetap og Skruemuffe, eller den kan udføres som vist i Fig. 9. Stængernes Ender er her tildannet som skraa Blade, der sammenspændes med 2 Skruetapper og en stramt tilpasset, firkantet Skydemuffe.

9. Foringsrør. Ved Boring igennem almindelige Jordlag maa der anvendes Foringsrør til Begrænsning af Borehullet mod den omgivende Jord og til at hindre Jorden i at falde ned i Borehullet. Ved Boringen drejes, løftes og sænkes Boreredskabet inde i Foringsrøret. Til Foringsrør anvendes mest svejste Rør eller valsede Staalrør. De enkelte Rørstykker (2 til 5 m lange), hvoraf Foringsrøret dannes, samles enten ved almindelig Skruemuffe eller med løs Muffe (Fig. 10). Ved Anvendelse af en Rørsamling som vist i Fig. 11 opnaas, at saavel Rørets udvendige som dets indvendige Flade bliver glat. Det nederste Rør kan forsynes med en Rørsko med et Skær. Foringsrøret trykkes eller rammes ned. Under Nedramningen maa den øverste Ende af Røret beskyttes med en Klods af haardt Træ, paa hvilken Ramslaget virker.

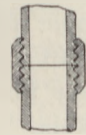


Fig. 10.

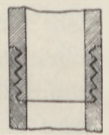


Fig. 11.

Ved Boringer til forholdsvis ringe Dybde, f. Eks. indtil 2 m, i fast leret Bund kan Foringsrør undværes.

2. Jordbundsundersøgelse med Sonde.

10. Mindre indgaaende Bundundersøgelser kan foretages ved Hjælp af en Sonde. Sonden kan simpelthen være en forneden tilspidset Stang af Rundjern. Den drives ned i Grunden ved Slag med Kølle, idet man samtidig drejer den frem og tilbage. Af Modstanden mod Sondens Ned-

trængen kan man danne sig et Skøn over Bundens større eller mindre Fasthed. Naar Sonden trækkes op, vil der, ved leret Bund, klæbe Jorddele ved Stangen; i Sandbund bliver Sonden blankslidt. Herved kan der med Sonden faas lidt Oplysning om Jordbundens Beskaffenhed. Noget fyldigere Oplysninger om Jordbundens Beskaffenhed kan faas, hvis man forsyner Sonden med smaa skraat nedadrettede Fordybninger (Lommer), med f. Eks. 30 cm indbyrdes Afstand. I disse Lommer vil der blive siddende noget af den Jord, som Sonden har været i Berøring med ved Optrækningen af den.

11. Spidsbor. En særlig Konstruktion af Sonde er det i Fig. 12 viste Sondebor (ogsaa kaldet Spidsbor). Det bestaar af en Jernstang, til hvis nederste Ende er befæstet et spidst tildannet Spiralbor. Sondeboret benyttes særlig i de Tilfælde, hvor man skal foretage mange Undersøgelser af et forholdsvis dybt liggende Jordlag, og hvor Undersøgelse ved egentlig Boring derfor bliver ret bekostelig. Sondeboret føres til at begynde med ned i det paagældende Jordlag alene ved Belastning, idet man anbringer Vægte, 5 til 10 kg ad Gangen, paa Stangens øvre Ende. Naar Belastningen er naaet til f. Eks. 100 kg, og Sondeboret er ophørt med at synke for Belastning alene, føres det videre ned i Jordbunden ved Drejning

af Boret. Naar man iagttager, hvor meget Sondeboret synker, først for hver Belastningsforøgelse og derefter for et vist Antal Omdrejninger, kan man ved Sammenligning mellem Resultaterne af tilsvarende Iagttagelser de forskellige Steder, hvor Sondeboret er blevet ført ned, danne sig et Skøn over Grundens relative Fasthed disse Steder. Ved Optagningen af Sondeboret faas en Jordprøve op fra det Jordlag, hvortil Sondeboret er naaet ned, idet der bliver noget Jord siddende i Spiralborets Skruægænger.

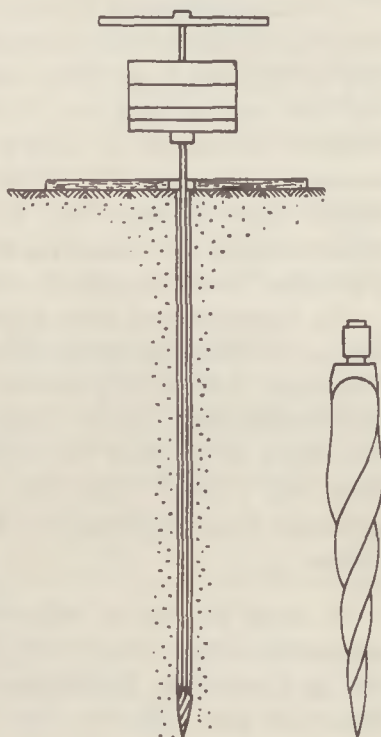


Fig. 12.

3. Jordbundens Egenskaber.

12. Med Hensyn til de forskellige Jordbundsarters Egenskaber som Byggegrund kan der her skelnes mellem to Hovedgrupper af Byggegrund, den ene omfattende de forskellige Arter Klippebund, den anden omfattende alle de Formationer, for hvilke der benyttes Fællesbetegnelsen: Jord.

I funderingsteknisk Henseende kan Klippebund — eruptive Bjergarter og sammenkittede Sedimenter — saa godt som altid betragtes som fuldstændig fast Bund. Klippebundens Styrke er nemlig som Regel større end eller lige saa stor som Styrken af det Byggemateriale, hvoraf Bygværkets Fundament er udført, og de af Trykket fra Bygværket forårsagede Formforandringer af Klippegrunden er ganske smaa og af samme Størrelsesorden som de Formforandringer af Bygværkets Konstruktionsdele, der forårsages af de paa disse virkende Kræfter. De forskellige Arter Klippebund behøver derfor ikke nærmere Omtale her.

De Paavirkninger, som almindelige Jordarter er i Stand til at modstaa, er derimod betydelig mindre end de tilladelige Spændinger for de Materialer, hvoraf Bygværkets Fundament bestaar. Endvidere er de Formforandringer, der er Følge af Jordbundens Eftergiven under Paavirkningen af Trykket fra et Bygværk, i de fleste Tilfælde ikke helt smaa, og i hvert Fald ret betydelige i Forhold til de Formforandringer, som Spændingerne i Bygværkets Konstruktionsdele fremkalder i disse.

13. Jord bestaar af indbyrdes usammenhængende, eller kun svagt sammenhængende, smaa Dele (Korn) af forskellig mineralisk Beskaffenhed og Oprindelse. Hulrummene mellem Kornene (Porerne) kan enten være fyldt med Luft eller med Vand.

14. En Jordmasses Porøsitet angives ved den paagældende Jordmasses Hulrumsforhold, n , eller ved det saakaldte Poretal, ϵ .

Hulrumsforholdet, n , er Forholdet mellem det samlede Volumen af Jordmassens Hulrum og Jordmassens hele Volumen. Er Jordmassens Volumen V , udgør dens Porevolumen nV .

Poretallet, ϵ , er Forholdet mellem Jordmassens Porevolumen og Rumindholdet M af Jordmassens Korn.

Man har da:

$$V = M(1 + \epsilon)$$

$$M = V(1 - n)$$

$$\epsilon = \frac{n}{1 - n}$$

(1)

Størrelsen af Hulrumsforholdet (og Poretallet) for en Jordmasse vil variere, efter som Jorddelene er mere eller mindre tæt lejrede.

15. Fortætningsgrad, relativ Tæthed. Ved Jordbund, der bestaar helt eller for en væsentlig Del af Sand, bruger man at angive Lejringstætheden ved Fortætningsgraden F eller ved Jordbundens relative Tæthed D .

Fortætningsgraden F for en Jordmasse i naturlig Aflejring udtrykkes ved Poretallet ε , svarende til den naturlige Aflejring, i Forbindelse med Poretallet ε_{\min} , gældende for den samme Jordmasse, naar dennes Korn er bragt til at indtage den tætteste Lejring. Den relative Tæthed D udtrykkes ved ε og ε_{\min} i Forbindelse med Poretallet ε_0 , gældende for den samme Jordmasse i dens løseste Lejring.

Den tætteste Lejring kan man tilvejebringe ved at sammenryste Jorden i en Beholder og lade Jordmassen blive gennemstrømmet nedad af Vand. Den løseste Lejring faas, naar Jorden fyldes tørt og uden Sammenrystning i en Beholder.

Fortætningsgraden F er Forholdet mellem den Formindskelse i Jordmassens Porevolumen, som finder Sted, naar Jordmassens Korn bringes til at indtage den tætteste Lejring, og Porevolumenet ved den tætteste Lejring. Betegner M det samlede Volumen af de Korn, der findes i et Jordvolumen V , og V_{\min} Volumenet af den samme Jordmasse, naar denne er tættest lejret, haves:

$$F = \frac{V - V_{\min}}{n_{\min} V_{\min}} = \frac{M + \varepsilon M - (M + \varepsilon_{\min} M)}{\varepsilon_{\min} M} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{\min}}{\varepsilon_{\min}} \quad (2)$$

Den relative Tæthed er:

$$D = \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{\min}} = \frac{(n_0 - n)(1 - n_{\min})}{(n_0 - n_{\min})(1 - n)} \quad (3)$$

16. Poretal for Sand. For en Jordmasse, bestaaende af ligestore kugleformede Korn, haves Maksimum af Porevolumen (den løseste Lejring), naar Kornene indtager den i Fig. 13

viste Stilling, og Minimum af Porevolumen (den tætteste Lejring) med Kornene i den i Fig. 14 viste Stilling.

I Mellemstillinger kan Kuglerne ligge saaledes, at Centrene for 8 tættest ved

hverandre liggende Kugler danner Hjørnerne i et Rhomboeder. Er den spidse Vinkel i Rhomboedrets Sideflade α er Hulrumsforholdet:

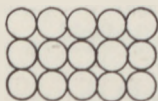


Fig. 13.

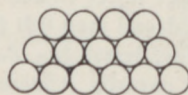


Fig. 14.

$$n = 1 - \frac{\pi}{6(1 - \cos\alpha)\sqrt{1 + 2\cos\alpha}}$$

For den i Fig. 13 viste Lejring er:

$$n_o = 0,476; \varepsilon_o = 0,91,$$

og for den i Fig 14 viste Lejring haves:

$$n_{\min} = 0,258; \varepsilon_{\min} = 0,345.$$

Ved de naturlige Jordarter er Kornenes Form uregelmæssig, og Kornene er indbyrdes forskellige, saavel i Størrelse som i Form. De for naturlig Sandbund gældende Talværdier for n og ε afviger derfor betydelig fra de ovenfor anførte.

I Tabel 1 er angivet Talværdier for de nævnte Størrelser n , ε , F og D , gældende for nogle forskellige Slags Sandbund.

Tabel 1.

	Korn- størrelse mm	Hulrums- Forhold n	Porotal ε	Fortæt- ningsgrad F	Relativ Tæthed D
Kvartssand fremstillet ved Knusning af Mælkekvarts	0,25—0,7				
løst lejret (n_o, ε_o)		0,50	1,01	0,51	0,0
sammenrystet (n, ε)		0,44	0,79	0,18	0,65
tæt lejret ved Behandling med Vand ($n_{\min}, \varepsilon_{\min}$)		0,40	0,67	0,0	1,0
Strandsand	0,1—0,3				
løst lejret (n_o, ε_o)		0,49	0,98	0,54	0,0
i naturlig Aflejring (n, ε)		0,43	0,76	0,19	0,65
tæt lejret ($n_{\min}, \varepsilon_{\min}$)		0,39	0,64	0,0	1,0
Klitsand	ca. 0,25				
løst lejret (n_o, ε_o)		0,46	0,85	0,66	0,0
i naturlig Aflejring (n, ε)		0,36	0,55	0,07	0,9
tæt lejret ($n_{\min}, \varepsilon_{\min}$)		0,34	0,51	0,0	1,0
Flodsand, kantede Korn	0,8—1,3				
løst lejret (n_o, ε_o)		0,62	1,67	1,57	0,0
i naturlig Aflejring (n, ε)		0,45	0,83	0,28	0,82
tæt lejret ($n_{\min}, \varepsilon_{\min}$)		0,39	0,65	0,0	1,0
Flodsand med lidt Lerindhold	0,1—2,7				
løst lejret (n_o, ε_o)		0,42	0,71	0,71	0,0
i naturlig Aflejring (n, ε)		0,34	0,51	0,24	0,66
tæt lejret ($n_{\min}, \varepsilon_{\min}$)		0,29	0,41	0,0	1,0
Finkornet Flodsand med lidt Lerindhold	ca. 0,13				
løst lejret (n_o, ε_o)		0,46	0,84	0,67	0,0
i naturlig Aflejring (n, ε)		0,35	0,54	0,07	0,9
tæt lejret ($n_{\min}, \varepsilon_{\min}$)		0,34	0,50	0,0	1,0

Almindelig Sandbunds Lejrings-tæthed kan i grove Træk betegnes saaledes:

$$\begin{array}{ll} \text{Løs Lejrings, naar:} & 0 < D < \frac{1}{3} \\ \text{Middelfast Lejrings, naar:} & \frac{1}{3} < D < \frac{2}{3} \\ \text{Tæt Lejrings, naar} & \frac{2}{3} < D < 1 \end{array}$$

Jo mindre Fortætningsgraden er, og jo større den relative Tæthed er, desto fastere er den paagældende Jordbunds Lejrings.

17. Ved *Lerbund* er Forholdene med Hensyn til Lejrings-tæthed meget mere komplicerede end ved Sandbund, og Størrelserne ε_0 og ε_{\min} lader sig ikke bestemme paa samme simple Maade, som det kan ske ved Sand.

18. Jordbundens Rumvægt. En Jordmasses Vægt afhænger af, hvilken Slags Mineraler Jorddelene bestaar af, af Jordmassens Lejrings-tæthed og af dens Indhold af Vand.

Jordbundsmineralernes Vægtfylde γ_m er ikke meget forskellig for de forskellige Slags Jordbund. For Sand ligger γ_m mellem 2,6 og 2,65; for Ler ligger γ_m mellem 2,6 og 2,9.

Vægten af en Rumenhed Jord med Hulrumsforhold n er:

$$\gamma_e = (1-n) \gamma_m \quad (4)$$

Rumvægten for den samme Slags Jord i vandmættet Tilstand er:

$$\gamma'_e = (1-n) \gamma_m + n\gamma, \quad (5)$$

hvor γ er Vandets Rumvægt.

Det fra en under Vand værende Jordmasse virkende Tryk paa Underlaget bliver, idet Opdriften fraegnes, pr. Rumenhed vandmættet Jord:

$$\gamma''_e = (1-n) \gamma_m + n\gamma - \gamma = (1-n) (\gamma_m - \gamma) \quad (6)$$

Hvis man, som det, i Reglen sker, gaar ud fra Rumvægten γ_e af Jorden, haves:

$$\text{Vandmættet Jord: } \gamma'_e = \gamma_e + n\gamma \quad (7)$$

$$\text{Jord under Vand: } \gamma''_e = \gamma_e + n\gamma - \gamma = \gamma'_e - \gamma, \quad (8)$$

eller naar der for Vand sættes $\gamma = 1$:

$$\gamma'_e = \gamma_e + n \quad (9)$$

$$\gamma''_e = \gamma'_e - 1 \quad (10)$$

19. Fugtighedsgrad. Vil man graduere Rumvægtene nærmere efter Jordens Vandindhold, naar ikke hele Porevolumenet er vandfyldt, kan

Def som Angivelse af Jordmassens Vandindhold benyttes Fugtighedsgraden G , hvor G er Forholdet mellem den med Vand udfyldte Del af Hulrummene og hele Porevolumenet. Er Vandindholdet $v\%$ af den tørre Jordmasses Vægt, faas Fugtighedsgraden af:

$$G = \frac{v\gamma_m M}{nV} = \frac{v\gamma_m (V - nV)}{nV} = \frac{v\gamma_m (1 - n)}{n} \quad (11)$$

20. I Tabel 2 er angivet nogle omtrentlige Værdier for Rumvægte af Jord.

Tabel 2.

Sand, tørt	$\gamma_e = 1,55-1,65$	t/m ³
» lidt fugtig	$\gamma_e = 1,75-1,85$	»
» vandmættet	$\gamma'_e = 1,9-2,0$	»
Blanding af Sand og Ler, tør	$\gamma_e = 1,4-1,5$	»
» » » fugtig	$\gamma_e = 1,6-1,7$	»
» » » vandmættet ..	$\gamma'_e = 1,9-2,0$	»
Ler, jordfugtig	$\gamma_e = 1,6-1,8$	»
» vandmættet	$\gamma'_e = 1,9-2,1$	»

21. Jorddelenes Størrelse og Form. Størrelsen af Jorddele plejer man at angive ved et Længdemaal: *Kornstørrelsen*. Den Betydning, der i Henseende til Bedømmelse af Jorddelenes Rumfang kan tillægges et saadant Maal for Kornstørrelsen, afhænger af Jorddelenes Form og af, hvilken Fremgangsmaade der benyttes til Bestemmelsen af Kornstørrelsen.

Med Hensyn til Jorddelenes Form kan man dele Kornene i to Grupper: 1) Korn med sammentrængt Form og 2) skælformede Korn.

Til den førstnævnte Gruppe hører kantede Korn og runde Korn — som de Korn, hvoraf almindeligt Sand for største Delen bestaar — samt Korn med aflang Form, stang- eller naaleformede Korn. Den anden Gruppe omfatter særlig Korn af Glimmerminerale. Denne Slags Korn findes navnlig i Ler.

22. Bestemmelse af en Jordmasses Sammensætning efter Kornstørrelse sker ved Sigtning og ved Slæmmeanalyse.

Til Sigtning bruges et Sæt Sigter med forskellige Maskevidder. Den omhyggeligt tørrede og, hvis Jorden indeholder Ler, finsmuldrede Jordprøve rystes paa den ene efter den anden af Sigterne, i Rækkefølge fra Sigten med den største Maskevidde til Sigten med den mindste Maskevidde, og Sigteresterne udmaales ved Vejning. Kornstørrelsen for den

paa Sigte Nr. n værende Sigterest regnes for at være lig med Maskevidden paa den foregaaende, den $(n-1)^{te}$ af Sigterne. Kornstørrelsen angives saaledes ved Vidden af den mindste af de kvadratiske Aabninger, gennem hvilken de paagældende Korn netop kan passere, naar Jordmassen rystes paa Sigten.

23. Ved Slæmmeanalyse sker Bestemmelsen af Kornstørrelsen paa Grundlag af Kornenes Nedsynkingshastighed i Vand, og da saaledes, at man regner Kornstørrelsen at være lig med Diameteren af en Kugle, der har samme Vægtfylde som Kornmaterialet, og som har samme Nedsynkingshastighed i Vand som de paagældende Korn. Den ved Slæmmeanalyse fundne Kornstørrelse benævnes ogsaa den ækvivalente Kornstørrelse. Den ækvivalente Kornstørrelse kan afvige betydeligt fra den ved Maaling bestemte Kornstørrelse, særlig ved skælfornede Korn. Atterberg fandt f. Eks., at Lerpartikler med ækvivalente Kornstørrelser paa 0,02 mm til 0,002 mm under Mikroskop udviste en Kornstørrelse paa 0,05 mm til 0,005 mm; Terzaghi angiver, at der kan være endnu større Afvigelser mellem ækvivalent Kornstørrelse og maalt Kornstørrelse.

For Jordpartikler mindre end 1μ er Bestemmelsen af Partiklernes Størrelse ved Slæmning behæftet med en Del Usikkerhed. Man maa her i Forbindelse med Slæmmeanalysen anvende Maaling under Mikroskop, idet den ved meget smaa Partikler adsorbere Vandhinde udgør en saa forholdsvis stor Del af Partiklen (Vægt og Rumfang), at Stokes Lov for Nedsynkingshastigheden kun gælder med ret grov Tilnærmelse.

Hvis Jorden ikke indeholder Korn, der er mindre end 0,02 mm, kan Jordanalysen efter Kornstørrelse ske alene ved Sigtning, idet Kornene ved Kornstørrelse over 0,02 mm ikke hænger sammen, naar blot Jordmassen er tør.

Hvis Jorden indeholder Dele, der er mindre end 0,02 mm, bevirker det hygroskopisk bundne Vand, at mange af Jorddelene hænger sammen og danner Klumper. Der maa da anvendes baade Sigtning og Slæmmeanalyse. Sigtning bruges til den Del af Jordprøven, hvis Korn er større end 0,1—0,07 mm, og Slæmmeanalyse til Resten af Jordprøven. I saa Fald maa Jordprøven først deles i to Dele, til Sigtning og til Slæmning. Dette kan gøres ved, at man udvasker Jordprøven i Sigten med den mindste Maskevidde, eller Adskillelsen kan ske ved Slæmning.

Anvendelse af Slæmmeanalyse til Bestemmelse af en Jordmasses Sæmning efter Kornstørrelse er baseret paa det Forhold, at en Partikels Nedsynkingshastighed gennem Vand afhænger af Partiklens Størrelse (foruden af dens Vægtfylde).

Efter *Stokes Lov* er Nedsynkningshastigheden v i cm/Sek. for kugleformede Korn med Diameter d cm og med Vægtfylde γ_m , naar Vandets Vægtfylde er γ og dets Viskositet η , udtrykt ved

$$v = \frac{2}{9} \frac{\gamma_m - \gamma}{\eta} \left(\frac{d}{2}\right)^2 g \quad (12)$$

Med $\gamma_m = 2,65$ (Middelvægtfylde for Lerpartikler), $\gamma = 1,0$, $\eta = 0,01$ og $g = 981$, faas

$$v = 0,9 \cdot 10^4 d^2 \quad (13)$$

24. I Fig. 15 er vist et *Kopecky's Slæmmeapparat*. Det bestaar af en Række lodrette Glas cylindre, gennem hvilke man lader gaa en Vandstrøm fra en Beholder D ; i denne holdes Vandspejlet i konstant Højde ved stadig Tilledning af Vand og Afstrømning af Overskud af Vand ad et Overløb. Ved Indstilling af en Hane paa Tilledningsrøret fra D afpasses den for den ønskede Gennemstrømningshastighed fornødne Vandtilførsel, og ved lagttagelse af Stighøjden i Røret P kontrolleres, at Gennemstrømningen forbliver uforandret. I Cylindrene, der har forskellig Vidde og er indbyrdes forbundne med Rørledninger, gaar Vandbevægelsen opad, og Vandets Hastighed er aftagende fra den første af Glas cylindrene til den næste i Rækken, fra denne til den næste o. s. fr. Det fra den sidste af Cylindrene afstrømmende Vand opsamles i et Cylinderglas F . Af en i Cylindren A anbragt opslæmmet Jordprøve vil det gennemstrømmende Vand skylle alle Partikler, hvis Nedsynkningshastighed er mindre end

Vandhastigheden i Cylindren A , over i den næste Cylinder B , medens Partikler, hvis ækvivalente Kornstørrelse er større end den, der svarer til denne Vandhastighed, forbliver i Cylindren A , og paa samme Maade videre for de øvrige Cylindre.

Slæmningen fortsættes, indtil det fra Cylindren C afløbende Vand er klart, og maa sædvanlig udstrækkes over flere Timcr. Efter Slæmningens Ophør lader man Suspensionerne henstaa til Bundfældning, og de herved aflejrede Dele af Jordprøven maales ved Vejning efter Inddampning.

Forinden Jordprøven anbringes i Slæmmeapparatets første Cylinder, maa Jorden udrøres i Vand og behandles saaledes, at den ikke indeholder Klumper. Forbehandlingen af Jordprøven kan ske ved, at man koger Jordprøven i Vand.

25. Ved den af *Atterberg* angivne Fremgangsmaade til Udførelse af Slæmmeanalyse benyttes Bundfældning i stillestaende Vand.¹⁾

Til Slæmmeanalysen anvendes en Glas cylinder, der forneden er forsynet med et Aftapningsrør (Fig. 16). Jordprøven udbørstes (for at faa Klumperne

¹⁾ Anvendt af Danmarks geologiske Undersøgelse. *Ellen Mertz: Metoder til Undersøgelse af Lerets Egenskaber*. 1926.

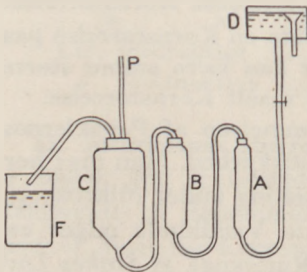


Fig. 15



Fig. 16.

sønderdelt) under Tilsætning af Vand og sprøjtes over i Cylinderen. Denne fyldes med Vand indtil et bestemt Mærke, og det hele oprystes og henstilles til Bundfældning i et vist Antal Timer. Derefter aftappes det over det bundfældede staaende Vand i en Flaske, nyt Vand paafyldes Slæmmecylinderen, Bundfaldet oprystes, Cylinderen henstaar igen det samme Antal Timer som første Gang, hvorefter det aftappes paany.

Dette gentages, indtil Vandet, der aftappes, er klart. Bundfaldet behandles derefter paa samme Maade som ved den beskrevne Behandling af den oprindelige Jordprøve, blot henstaar Slæmmecylindren denne Gang kortere Tid til Bundfældning.

Man faar ved denne Fremgangsmaade Jordprøven delt i flere Dele, af hvilke hver kun indeholder Partikler med Kornstørrelse liggende indenfor et vist Interval. Mængden af fast Stof i hver af disse Dele findes ved Vejning efter Inddampning. Kornstørrelsen for hver af Jordprøvens Dele bestemmes ved Maaling under Mikroskop.

Efter *Atterberg* gælder følgende Skala for Kornstørrelse og Bundfældningstid, naar Vandspejlets Højde over Aftapningsrøret er 20 cm:

Ved 16 Timers	Henstaen til Bundfældning indeh. Vandet	Korn < 2 μ
— 2 —	— — — — —	6 μ — 2 μ
— 15 Minutters —	— — — — —	6 μ — 0,02 mm
— 100 Sekunders —	— — — — —	0,02 mm — 0,06 mm

26. Ved den af *A. H. M. Andreasen* angivne Metode — Pipettemetoden — udføres Slæmmeanalysen paa følgende Maade.¹⁾ I V cm³ Vand oplæmmes en afvejnet Mængde P af Jordprøven, saaledes at alle Jordprøvens Korn er jævnt fordelt i Suspensionen, og denne fyldes over i en med Centimeter-Inddeling forsynet Cylinder (Fig. 17) og hensættes til Bundfældning. Cylinderen er forsynet med Glasprop. Gennem denne gaar der en Pipette, hvis Spids naar ned til Inddelingens Nulmærke. Til forskellige Tider opsuges derefter Prøver af den ved Cylinderens Nulmærke værende Suspension, og disse Prøvers Indhold af fast Stof bestemmes ved Inddampning og Vejning. Er den oprindelige Opslæmnings Indhold af Stof pr. cm³ Vand: c_0 ($= \frac{P}{V}$) og er c_t den til Tiden t udtagne Prøves Indhold af Stof pr. cm³ Vand, vil den Del af den oprindelige Jordprøve P , der er bestemt ved $\frac{c}{c_0} \cdot P$ kun indeholde Korn, hvis Størrelser er mindre end

$$d = k \sqrt{\frac{h}{t} \cdot \frac{\eta}{\gamma_m - \gamma}}, \quad (14)$$

hvor h er Afstanden fra Vandoverfladen til Spidsen af Pipetten (*Stokes Lov*). Efter Forløbet af Tiden t vil nemlig alle Korn, der er større end d , være passeret ned under Pipettens Spids, og ingen af dem derfor findes i den til Tiden t tagne Prøve, medens Korn, der er mindre end d , stadig vil være paa Vej nedad forbi Pipettens Spids, og for hver Kornstørrelse med samme Hastighed, og



Fig. 17.

¹⁾ *A. H. M. Andreasen*: Über die Feinheitsbestimmung nach der Pipettemethode mit *Andreasens* Apparat. 1930.

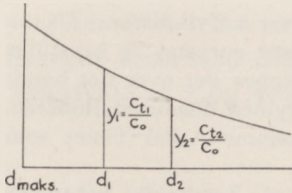


Fig. 18.

derfor med samme Antal pr. cm^3 Vand i Højde med Pipettens Spids, som i den oprindelige Suspension.

Størrelsen c_o kan, foruden som ovenfor nævnt af P og V , bestemmes paa samme Maade som Størrelserne c_t ved, at man med Pipetten udtager en Prøve af Suspensionen straks efter, at den er fyldt paa Cylindren, d. v. s. inden de sidste af de største Korn har naaet at passere ned forbi Pipettens Spids. Ved Afsætning af sammenhørende Værdier af d og $\frac{c_t}{c_o}$ bestemt af (14), som henholdsvis Abscisser og Ordinator, faas en Kurve, der angiver Jordprøvens procentvise Støtmængdeindhold efter Kornstørrelse (Fig. 18); y_1 er den procentvise Del af Jordprøven, hvis Korn er mindre end d_1 ; $y_1 - y_2$ angiver den procentvise Del af Jordprøven, for hvilken Kornstørrelserne ligger mellem d_1 og d_2 .

Naar Kornene forudsættes at have Tærningform, og idet d udtrykkes i μ , h i cm og t i Minutter, og der sættes $\eta = 0,01$, $\gamma_m = 2,65$ og $\gamma = 1$, faas af (14):

$$d = 11 \sqrt{\frac{h}{t}} \quad (15)$$

27. En fra de almindelige Metoder til Udførelse af Slæmmeanalyse forskellig Fremgangsmaade er den af *G. Wiegner* angivne.

Det *Wiegnerske* Slæmmeapparat bestaar af et højt Glasrør *A* (Fig. 19), som ved et forneden anbragt Grenrør med Hane *H* er i Forbindelse med et Maalerør *B*. Der fyldes først Vand i Røret *A*, hvorefter Hanen *H* lukkes. Den i Vand udrørte Jordprøve bringes ned i Røret *A*, og ved Paafyldning af Vand i Maalerøret bringes Vandspejlet i dette til at staa omtrent i Højde med Vandspejlet i *A*. Begge Rørene tillukkes med Propper, og Jordprøven oprystes saaledes, at den er jævnt fordelt i Røret *A*, hvorefter Apparatet stilles op, Propperne tages af, og Hanen *H* aabnes. Vandspejlet i Maalerøret vil da stille sig et Stykke h højere end i Røret *A*, nemlig svarende til Vægtfyldedifferensen mellem den i Røret *A* værende Suspension og Vandet i Maalerøret. Efterhaanden som de opslæmmede Partikler synker ned under Grenrøret, formindskes Vægten af den over Grenrøret staaende Del af Suspensionen, og h aftager.

Bestemmelse af Jordprøvens Indhold af Korn af forskellige Størrelser sker ved Observation af sammenhørende Værdier af den efter Bundfældningens Begyndelse forløbne Tid t og Vandspejlsdifferensen h , og Optegning af en Kurve (Fig. 20) for disse sammenhørende Værdier.

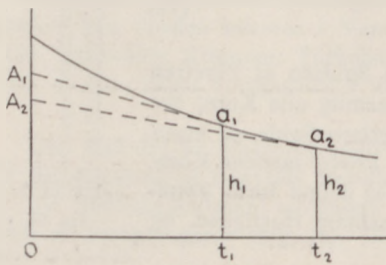


Fig. 20.

Er P_o Vægten af alle Jorddelene i den over Grenrøret staaende Del af Suspensionen ved Bundfældningens Begyndelse, og h_o Suspensionens Højde over Grenrøret, findes, ved Tangenter $a_1 A_1$ og $a_2 A_2$ den i Suspensionen indeholdte Kornmængde ΔP med Kornstørrelse liggende mellem d_1 og d_2 :

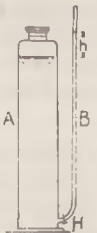


Fig. 19.

$$\Delta P = \frac{A_1 A_2}{h_0} P_0,$$

idet Relationen mellem Kornstørrelserne d_1 og d_2 og Tiderne t_1 og t_2 er bestemt ved:

$$t_1 = \frac{h_0}{v_1} \text{ og } t_2 = \frac{h_0}{v_2},$$

hvor v_1 og v_2 er de til Kornstørrelsen d_1 og d_2 (efter *Stoke's Lov*) svarende Nedsynkningshastigheder.

28. Slæmmeanalyse med strømmende Vand, som ved *Kopecky's Apparat*, egner sig bedst for grovere Partikler, fra ca. 0,2 mm til ca. 0,02 mm. Til den omtalte Adskillelse af en Jordprøve i to Dele, den Del, der kan undersøges ved Sigtning, og den Del, til hvilken der maa anvendes Slæmmeanalyse, kan der ogsaa benyttes Apparat med strømmende Vand.

Til Slæmmeanalyser, der gaar ud paa Adskillelse mellem ulige store Partikler mindre end 0,02 mm, maa man benytte *Andreasen's* eller *Atterberg's* Metoder.

Partikler, der er mindre end ca. 1μ , holder sig svævende i Vandet i meget lang Tid, eller bundfældes slet ikke paa Grund af, at saadanne smaa Partikler er i *Brown'sk Bevægelse*. For at fremkalde Bundfældning maa Partiklerne bringes til at koagulere. Dette kan gøres ved, at der tilsættes Suspensionen en Elektrolyt.

Partikler mindre end ca. $100\mu\mu$ indgaar i Suspensionen som kolloid Opløsning.

29. Kornstørrelsesgrupper. De forskellige Kornstørrelsesgrupper betegnes ofte ved særlige Navne. *Danmarks geologiske Undersøgelse* anvender f. Eks. følgende Betegnelser:

Kornstørrelse	Sand	Mo		Melsand		Lersubstans		Ultraler
		Grovmø	Finmø	Groft Melsand	Fint Melsand	Mikroler		
						Groft Mikroler	Fint Mikroler	
	>0,2 mm	0,2—0,06 mm	0,06—0,02 mm	20 μ —6 μ	6 μ —2 μ	2 μ —600 $\mu\mu$	600 $\mu\mu$ —200 $\mu\mu$	< 200 $\mu\mu$

Terzghi benytter følgende Betegnelser:

Kornstørrelse	Sand				Mø	
	meget groft	groft	middelfint	fint	groft	fint
	2,0—1,0 mm	1,0—0,5 mm	0,5—0,2 mm	0,2—0,1 mm	0,1—0,05 mm	0,05—0,02 mm

Kornstørrelse	»Schluff« (Støv)		Kolloidslam (Mikroler)		Ultraler
	groft	fint	groft	fint	
	20 μ —6 μ	6 μ —2 μ	2 μ —600 $\mu\mu$	600 $\mu\mu$ —200 $\mu\mu$	< 200 $\mu\mu$

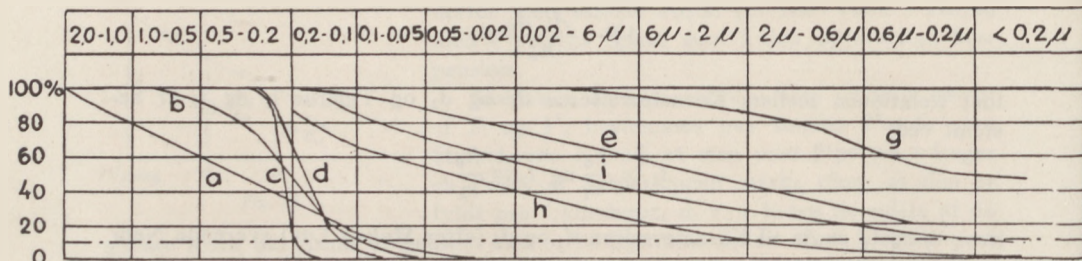


Fig. 21.

30. **Grafisk Fremstilling** af en Jordprøves Sammensætning efter dens Indhold af Partikler af forskellig Størrelse sker — hvis Prøven indeholder baade grove Korn og meget fine Korn — bedst ved Hjælp af en Kornfordelingskurve som den i Fig. 21 viste. Som Ordinate afsættes den Procentdel af Jordprøven, hvis Korn er mindre end den ved Abscissen angivne Størrelse, og som Abscisser Logaritmer af Kornstørrelserne. For det i Fig. 21 benyttede Koordinatsystem er den til Kornstørrelsen d (i mm) svarende Abscisse bestemt af:

$$d = 2^{-x} ,$$

$$x = - \frac{\log_e d}{\log_e 2} = - 1,441 \log_e d .$$

Begyndelsespunktet svarer til $d = 1$ mm.

Naar x er Abscissen svarende til d , og x_1 Abscissen svarende til $\frac{d}{2}$,
haves:

$$x_1 = - \frac{\log_e \frac{d}{2}}{\log_e 2} = - \left(\frac{\log_e d}{\log_e 2} - 1 \right) = x + 1$$

Man faar altsaa den til $\frac{d}{2}$ hørende Abscisse ved ud fra Abscissen for d at afsætte Længden 1.

Kurvens Stejlhed er et Maal for Jordmassens Ensformighed i Henseende til Kornstørrelse.

De i Fig. 21 gengivne Kurver er Eksempler paa Fordelingskurver for følgende Materialer og Jordarter:

a: Pulveriseret Mælkekvarst.

b: Sand fra et Vandløb.

c: Klitsand.

d: Strandsand.

e: Fedt Ler.

f: Ler fra Røgle Klint.

g: Graat Lillebæltsler.

h: Moræneler fra Alssund.

i: London Clay.

31. Den virksomme Kornstørrelse. Uensformighedstal. For Jordarters Gennemtrængelighed for Vand og andre lignende Forhold har det Betydning, hvor stor en Del af den hele Jordmasse den Mængde Korn udgør, der er mindre end en vis Størrelse. Som Udtryk herfor bruges Jordmassens saakaldte virksomme Kornstørrelse d_v . Efter *A. Hazen* bestemmes d_v derved, at den samlede Vægt af Korn, mindre end d_v udgør 10 % af hele Jordmassen. I Stedet for denne Bestemmelse af d_v bruges det, efter Forslag af *J. Kozeny*, at bestemme d_v af

$$\frac{P}{d_v} = \frac{P_{1-2}}{d_{1,2}} + \frac{P_{2-3}}{d_{2,3}} + \frac{P_{3-4}}{d_{3,4}} + \dots$$

hvor P er hele Jordprøvens Vægt, P_{1-2} Vægten af den Del af Jordprøven, hvis Kornstørrelser ligger mellem d_1 og d_2 , og $d_{1,2}$ er Gennemsnitsstørrelsen af Kornene for denne Del af Jordprøven, og hvor P_{2-3} , P_{3-4} ... og $d_{2,3}$, $d_{3,4}$... har tilsvarende Betydning.

I Forbindelse med den virksomme Kornstørrelse bruges endvidere Jordmassens saakaldte Uensformighedstal til Karakterisering af en Jordart efter dens Kornstørrelsesforhold. Uensformighedstallet angiver Forholdet mellem Kornstørrelsen svarende til 60 %—Ordinaten i Jordmassens Kornfordelingskurve (Fig. 21) og Kornstørrelsen svarende til 10 %—Ordinaten (d_v).

32. Jordbundens Vandindhold. Naar Jord dykkes ned i Vand, fyldes Jordmassens Porer med Vand, medmindre Jordmassen er saa finkornet og tæt lejret, saaledes som Tilfældet er ved nogle Lerarter, at Porerne er for snævre til, at Vandet kan trænge ind i dem.

Naturligt aflejret Ler, som ligger saa dybt under Jordoverfladen, at det er beskyttet mod Udtørring, vil, selv om dets Porer er saa snævre, at Vand ikke kan trænge ind i det, dog i Almindelighed have vandfyldte Porer. Dette hidrører fra, at Leret er dannet ved Aflejring i Vand.

Naar en ved Nedykning i Vand vandmættet Jordmasse tages op af Vandet og holdes beskyttet mod Udtørring, løber kun en Del af Vandet ud af Jordmassen, idet noget af Vandet tilbageholdes i Jorden paa Grund af Haarrørskraften og paa Grund af Vandets Vedhængning ved Kornenes Overflade. Det tilbageblivende Vand kan kun drives ud af Jordmassen ved Fordampning (eller ved Planterødders Virksomhed). Mængden af det tilbageblivende Vand, udtrykt i Procent af Jordmassens Volumen, kaldes Jordens Vandkapacitet. Differensen mellem Jordens Hulrumsprocent og dens Vandkapacitet kaldes Jordens Luftkapacitet.

En Jordarts Vandkapacitet afhænger af Kornstørrelsen. Jo mere finkornet Jorden er, desto snævrere er Porerne, og i desto højere Grad

kan der af Haarrørskraften holdes Vand tilbage i Jorden. Endvidere er en finkornet Jordmasses Korn-Overflade meget større, og Mængden af Vedhængningsvand derfor ogsaa større, end Tilfældet er ved Jord bestaaende af store Korn. Ved almindeligt Sand og grovere Materiale er Vandkapaciteten forholdsvis ringe. Ved de finkornede Jordarter (Ler og Blandinger af Ler og Sand) er Vandkapaciteten stor og Luftkapaciteten derfor kun en Brøkdel af Hulrumsprocenten.

I Tabel 3 er anført nogle Eksempler paa Størrelse af Vandkapacitet og Luftkapacitet.

Tabel 3.

	Fedt Ler	Sandbl. Ler	Sandbl. Ler	Fint Sand tætlejret	Groft Sand, tæt-lejret
Kornstørrelse:					
$d < 0,01$ mm; Procent	86,68	54,16	48,44	—	—
$0,01$ mm $< d < 0,05$ mm; Procent	11,04	28,48	17,76	—	—
$0,05$ mm $< d < 0,1$ mm; Procent	1,50	7,64	14,68	—	—
$0,1$ mm $< d$; Procent	0,78	9,72	19,12	—	—
Rumvægt; t/m^3	1,34	1,26	1,29	1,90	2,18
Rumvægt af fast Stof; t/m^3 ...	2,58	2,58	2,55	2,64	2,66
Hulrumsprocent	48,0	51,0	49,3	28	18
Vandkapacitet	47,6	40,2	39,3	12	5,5
Luftkapacitet	0,4	10,8	10,0	16	13,5

33. Grundvandspejlet er det Vandspejl, der fremkommer i et i den naturlige Jordbund fremstillet Hul. Paa Grund af Haarrørvirkningen vil Jorden være vandmættet op til et Stykke over Grundvandspejlet, og til desto større Højde over dette, jo mere finporøs Jorden er. Vandet over Grundvandspejlet kaldes Kapillarvand. Ved Vandets Opsugning fra Grundvandet gennem Jordens Porer kan der i de større Hulrum blive indesluttet en Del Luft, delvis hidrørende fra, at den i Vandet opløste Luft udskilles ved Vandets Opsugning. Kapillarvand, der er afbrudt af luftfyldte Hulrum, kaldes »aabent« Kapillarvand, den øvrige Del kaldes »lukket« Kapillarvand.

Af J. Kozeny angives den kapillære Stighøjde over Grundvandspejlet at være:

$$h = 0,446 \cdot \frac{1-n}{n} \cdot \frac{1}{d_v},$$

hvor n er Hulrumsforholdet og d_v den virksomme Kornstørrelse for den paagældende Jordart. Som omtrentlige Værdier for den kapillære Stighøjde angives: for groft Sand: 0,2—0,3 m, for fint Sand: ca. 0,4 m og for Kornstørrelse 20μ : ca. 1 m. Medens den kapillære Stighøjde tiltager med aftagende Kornstørrelse (aftagende Porevidde), aftager Stigningshastigheden — fra en vis Kornstørrelse (maaske 20μ) — med Kornstørrelsen, paa Grund af at de meget finkornede Jordarter har meget ringe Permeabilitet.

Terzaghi angiver større Værdier for den kapillære Stighøjde end ovenfor anført, og fremhæver, at Kapillarvandets Højde over Grundvandspejlet er større, naar Grundvandspejlet synker, end naar det stiger.

Et Stykke oven over den Højde, til hvilken Jordmassens Porer er helt vandfyldte, holder Jordmassen endnu noget Vand opsuget ved Haarrørvirkning. Dette Vand kaldes den kapillære Fugtighed. Denne yderligere Opsugning af Vand forklares ved, at Porerens Tværsnit har uregelmæssig Form. Er Poretværsnittet f. Eks. trekantet, vil Haarrørskraften kunne holde Vand opsuget i de snævre Partier nærmest ved Porens Kanter til større Højde over Grundvandspejlet end den Højde, til hvilken hele Poretværsnittet kan holdes vandfyldt. *Terzaghi* angiver, at den kapillære Fugtigheds Højde over Grundvandspejlet kan blive indtil to Gange Kapillarvandets Højde.

Dersom Jordmassen har været vandmættet til en vis Højde, og Grundvandspejlet og dermed Kapillarvandet og den kapillære Fugtighed er sunket til en vis lavere Stilling, vil der oven over den Højde, til hvilken den kapillære Fugtighed naar, endnu findes noget Vand i Jordmassen, nemlig den paa Kornenes Overflade adsorbere Vandmængde.

34. Hygroskopisk Vand. En tør Jordmasse, som bringes i Berøring med fugtig Luft, optager Vanddamp fra Luften, og Dampen fortættes til Vandhinder om de enkelte Korn. Saadant fra Luften optaget Vand, der kun kan fjernes fra Jordmassen ved Fordampning, kaldes hygroskopisk Vand. En Jordmasses Evne til at optage hygroskopisk bundet Vand, er større, jo mere finkornet Jordmassen er.

Som Maal for en Jordarts Hygroskopicitet kan benyttes den Vandmængde (udtrykt i Procent af Tørstof), som Jordmassen indeholder, naar den har staaet til fuld Mætning i Vanddamp over 10% Svovlsyre i Vacuum. ¹⁾

Som Eksempler paa nogle Jordarters Hygroskopicitet kan anføres ¹⁾:

Tabel 4.

Lerfri Mineraljord (Sverige)	< 2 %
»Let Ler« »	2 — 4 %
»Lettere Mellem-Ler« »	4 — 5,5 %
»Stivere Mellem-Ler« »	5,5— 7 %
»Stiv Ler« »	7 —10 %
»Meget stiv Ler« »	10 —17 %
Lillebæltssler (Danmark)	21,4—23,8 %
Moræneler »	4,0— 4,5 %
London Clay (England)	10,6 %

¹⁾ Danmarks geologiske Undersøgelse, II. Række, Nr. 51, Lillebæltssler og London Clay.

35. **Bestemmelse af en Jordarts naturlige Vandindhold og Poretal,** d. v. s. Vandindholdet i Jordmassen, saaledes som denne forekommer i naturlig Aflejring, maa ske ved Undersøgelse af en Jordprøve. Denne maa, indtil Undersøgelsen kan finde Sted, opbevares i en lufttæt Beholder, f. Eks. i en Flaske med Glasprop, der tættes med udsmetet Parafin. Vandindholdet kan bestemmes ved Vejning af Jordprøven før og efter Udtørring ved Opvarmning af den optagne Jordprøve. Udtørringen maa ikke foretages ved højere Temperatur end ca. 105° , da stærkere Opvarmning bringer det Vand, der er kemisk bundet til de enkelte Jordpartikler, til ogsaa at fordampe.

Sædvanlig angives Jordens Vandindhold som Vægtprocent i Forhold til Jordprøvens Indhold af fast Masse.

Er Jordprøven vandmættet (alle Porerne helt vandfyldte), findes Jordens Poretal ε af: $\varepsilon = \frac{v\gamma_m}{100}$, hvor v er Vandindholdet i Vægtprocent af den faste Masse og γ_m Vægtfylden af de enkelte Korn i Jordmassen.

Er Jordprøven ikke helt vandmættet, sker Bestemmelsen af ε ved Vejning af et udmaalt Rumfang Jord, efter at Jorden er udtørret, idet man har $\varepsilon = \frac{\gamma_m V}{b} - 1$, hvor V er Jordprøvens Rumfang, og b Vægten af den tørrede Prøve.

Vægtfylden af Jordmassens Korn findes ved Hjælp af et almindeligt Pyknometer. For at faa al Luft uddrevet af den i Pyknometeret indfyldte opslæmmede Jord bør Suspensionen koges eller stilles under Vakuum.

For de i Tabel 4 nævnte Jordarter: Lillebæltstler og London Clay, fandtes ved nogle af *Danmarks Geologiske Undersøgelse* foretagne Prøver et naturligt Vandindhold paa henholdsvis 32 % og 21 %.

36. **Friktion og Kohæsion.** Imellem de af en Jordmasses Partikler, der er i indbyrdes Berøring, vil der være Adhæsion til Stede. Denne Adhæsion bevirker, at Jordmassen yder en vis Modstand mod Formforandring, idet en Formforandring er betinget af, at Partiklernes indbyrdes Stilling ændres, og derfor kræver, at den fra Adhæsionen hidrørende Modstand mod Partiklernes Adskillelse overvindes. Modstandskraften er større, jo større Anlægsfladerne mellem Partiklerne er, og virker saavel tangentielt i Anlægsfladerne som normalt paa disse.

Den fra Adhæsionen hidrørende Modstandskraft i en Jordmasse kaldes: den ægte Kohæsion. Den ægte Kohæsion er forsvindende lille — pr. Enhed af Tværnsnitsareal i Jordmassen — i Jord, der bestaar af store Korn af sammentrængt Form. Berøringsfladernes Arealer er nemlig i saadan Jord relativt smaa. Den ægte Kohæsion er større i en Jordmasse bestaaende af meget smaa Korn og yderligere større, hvis Kornene er skælformede, paa Grund af, at det samlede Berøringsareal — pr. Enhed

af Tværsnitsareal i Jordmassen — her er større end ved Jord af store Korn med sammentrængt Form.

Foruden den ægte Kohæsiion vil der som Modstand mod Formforandring af en Jordmasse tillige virke Friktion mellem de hverandre berørende Jorddele. Friktionens Opstaaen er betinget af, at der i Berøringsfladerne mellem Jorddelene er en Trykspænding til Stede. Friktionens Størrelse er proportional med Normaltrykket i Berøringsfladen, men er uafhængig af Anlægsfladernes Størrelse.

Tilstedeværelsen af det Tryk mellem Jorddelene, som betinger Friktionens Optræden, kan simpelthen skyldes Jordmassens egen Vægt, Belastning fra Jordlag over den paagældende Jordmasse eller Virkningen af andre ydre Kræfter. Imidlertid kan de for Friktionens Optræden fornødne Trykspændinger mellem Jordpartiklerne ogsaa frembringes af indre Kræfter i selve Jordmassen, nemlig i Tilfælde af, at Jordmassens Hulrum er helt eller delvis vandfyldte. I saa Fald vil der kunne optræde betydelige Spændinger i Kapillarvandet i Jordmassens Porer og optræde tilsvarende Spændinger mellem de hverandre berørende Jordpartikler og dermed ogsaa Friktion mellem disse. (Herom nærmere i §§ 46—50).

Den fra Spænding i Kapillarvandet hidrørende Trykspænding og Friktion mellem Jorddelene ytrer sig paa samme Maade som den ægte Kohæsiion, nemlig ved at Jordmassen er i Besiddelse af et vist Sammenhæng, og derfor i Besiddelse af en vis Styrke saavel over for Trækpaavirkning som over for Forskydningspaavirkning. Den fra Kapillarkræfterne hidrørende Sammenhængsstyrke i en Jordmasse gaar ogsaa i Almindelighed under Navnet: Kohæsiion. Til Adskillelse mellem de to, i Henseende til deres Aarsagsforhold forskellige Slags Kohæsiion, kaldes den, der skyldes Adhæsiionen mellem Jorddelene, som nævnt: den ægte Kohæsiion, og den, der skyldes Kapillarkræfterne: den uægte Kohæsiion.

En af forholdsvis store Korn af sammentrængt Form bestaaende Jordmasse (groft Sand), er kun i ringe Grad kohæsiv. Den ægte Kohæsiion er ved en saadan Jordart lille, fordi Anlægsfladerne mellem Kornene er forholdsvis faa og smaa, og den uægte Kohæsiion er lille, fordi Porerne er forholdsvis vide og Kapillarkræfterne derfor ret ubetydelige.

Ved en af meget smaa Korn bestaaende Jordmasse (Ler) kan saavel den ægte Kohæsiion som den uægte Kohæsiion være ret betydelig. Paa Grund af, at Kornene er smaa, er det samlede Areal af Berøringsflader mellem Kornene forholdsvis stort, og Betingelsen for, at der fremkommer ægte Kohæsiion derfor i højere Grad til Stede end ved Jord, bestaaende af grove Korn. Endvidere er, hvis Jordmassens Korn er tæt lejrede, Jordmassens Porer snævre, hvilket medfører, at der, hvis Porerne er

vandfyldte, kan fremkomme betydelig Kapillarspænding og dermed ret betydelig uægte Kohæsion.

Med Hensyn til Kornformen gælder, at jo større Indhold af skælformede Korn Jordmassen har, desto større er den ægte Kohæsion, idet skælformede Korn giver større samlet Anlægsflade mellem Kornene pr. Rumenhed af Jordmassen end Korn af sammentrængt Form. Ogsaa den uægte Kohæsion er større, jo større Indholdet af skælformede Korn er. Dette kan forklares ved Volumenforholdet mellem de to Slags Korn. Med samme ækvivalente Kornstørrelse er et skælformet Korns Volumen langt mindre end Volumen af et Korn af sammentrængt Form, og Antallet af Korn pr. Rumenhed Jordmasse derfor større og Porerne snævrere ved en Jordmasse, der har stort Indhold af skælformede Korn, end ved en Jordmasse bestaaende af Korn af sammentrængt Form.

For Jord, som ikke eller kun i ringe Grad besidder Kohæsion, bruges ofte Betegnelsen: *Friktionsjord*.

37. En Jordbunds Bæreevne afhænger af Friktionen mellem den paagældende Jordmasses Partikler indbyrdes (den indre Friktion) og af Jordmassens Kohæsion. Ligeledes har Jordens indre Friktion og dens Kohæsion afgørende Betydning ved Bestemmelse af Jordtryk.

Vedrørende Jordbundens Bæreevne og vedrørende de Formforandringer, der fremkommer i en Jordmasse, naar denne paavirkes af ydre Kræfter, ligesom ogsaa med Hensyn til Jordtryk, spiller det i mange Tilfælde en ret væsentlig Rolle, om den paagældende Jordmasses Porer er luftfyldte, eller de er helt eller delvis udfyldte med Vand. Er Porerne luftfyldte, har man kun at gøre med et enkelt Stof, Jordmassens Korn; Jorden kan i dette Tilfælde betegnes som: *Enfasesystem*. Indeholder Porerne Vand, er baade Jordmassens faste Bestanddele, Kornene, og Porevandet bestemmende for Jordmassens Egenskaber, og man har da at gøre med et *Tofasesystem*.

38. Den indre Friktion i en kohæsionsløs Jordmasse med luftfyldte Porer (*Enfasesystem*).

Enhver Formforandring af en Jordmasse er ledsaget af en Ændring i nogle af Kornenes indbyrdes Stilling. For at en saadan Ændring af Kornenes Lejringsforhold kan finde Sted, maa der i Almindelighed ske en Glidning i Berøringsfladerne mellem Kornene, og herved maa *Friktionen i Berøringsfladerne*, den indre Friktion, overvindes.

Ændring af Kornenes Lejringsforhold medfører ved Jord bestaaende af Korn af sammentrængt Form (Sand) i Reglen tillige, at en Del af Kornene kommer til at udføre en kæntrende Bevægelse, idet det enkelte

Korn kæntrer omkring Berøringsstedet med Nabo-Kornet.

Bestemmelsen af Friktionen i en Jordmasse sker sædvanlig ved, at man maaler Modstanden mod Glidning langs en Skilleflade i Jordmassen. Hertil kan anvendes et Apparat som det i Fig. 22 viste ¹⁾. *A* er en Plade med ophøjet Kant langs Randen og forsynet med Ribber *R*. Pladen hviler paa Ruller *r*. Oven paa Pladen anbringes en Ramme *B*, der fastskrues til Underlaget, og i den af Pladen og Rammen dannede Kasse fyldes den til Undersøgelse foreliggende Jordmasse. Jorden overdækkes med en Plade *C*, gennem hvilken der udøves et lodret Tryk *P* paa Jordmassen. Det Træk *T*, der er fornødent for at frembringe Bevægelse af Pladen *A*, er Glidningsmodstanden for den inden for Rammen *B* liggende Snitflade i Jordmassen.

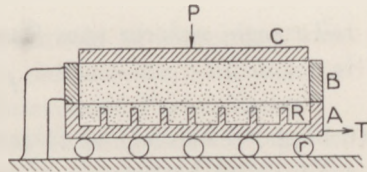


Fig. 22.

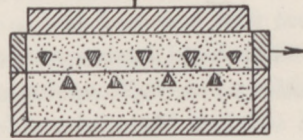


Fig. 23.

Ved, saaledes som det sædvanlig gøres, at regne den paa denne Maade fundne Glidningsmodstand at være lig med den fra den indre Friktion mellem Kornene hidrørende Modstand, begaas der en vis Fejl. Berøringsfladerne mellem de Korn, der glider paa hinanden, ligger nemlig ikke alle i den ved Underkanten af Rammen *B* bestemte Plan, og en Del af Modstanden mod Forskydningen hidrører fra, at nogle af Kornene kæntrer i Stedet for at glide i Forhold til hinanden.

Terzaghi anfører, at man for at faa Skillefladen i en Sandmasse til at følge Planen gennem Rammens Underkant uden for store Afvigelser, bør have Ribber paa tværs af Forskydningsretningen baade over og under Skillefladen, og har ved sine senere Undersøgelser angaaende Friktion i Sand benyttet den i Fig. 23 viste Anordning.

Ved Forsøgene fandtes, at for samme Sort Sand er Friktionskoefficienten en Del større, naar Sandet er tæt lejret, end naar det er løst lejret.

Saaframt Forskydningsmodstanden *T* udelukkende hidrører fra Friktionen mellem Kornene, skulde man have:

$$T = \mu P = P \operatorname{tg} \varphi, \quad (16)$$

hvor μ er Friktionskoefficienten og φ Friktionsvinklen.

¹⁾ Denne Slags Apparater, hvis Konstruktion er angivet af *Krey*, anvendes i *Versuchsanstalt für Wasserbau u. Schiffbau*, Berlin.

Terzaghi anfører som Resultater af en Række Forsøg, at man har:

$$t = c + p \operatorname{tg} \varphi, \quad (17)$$

(t , c og p i kg/cm^2) og følgende Talværdier:

For Sand bestaaende af afrundede, omtrent lige store Korn (Kornstørrelse fra 0,59 mm til 0,83 mm) i tæt Lejring (Hulrumsforhold: $n = 34,8$): $c = 0,2$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,69$. Samme Sandsort i løs Lejring ($n = 41,7$): $c = 0,08$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,52$.

For Sand bestaaende af kantede Korn i forskellige Størrelser: $c = 0,25$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,75$, og for en lignende Sandsort, men med noget Indhold af støvfint Materiale: $c = 0,2$, $\operatorname{tg} \varphi = 0,92$.

De her anførte Talværdier gælder for Fladetryk p liggende mellem 1 kg/cm^2 og 10 kg/cm^2 .

For $p < 1 \text{ kg/cm}^2$ fandtes Friktionskoefficienten at aftage saaledes:

For tæt lejret Sand: fra $\operatorname{tg} \varphi = 1,7$ for $p = 0,01 \text{ kg/cm}^2$ til $\operatorname{tg} \varphi = 0,7$ for $p = 1 \text{ kg/cm}^2$.

For løst lejret Sand: fra $\operatorname{tg} \varphi = 0,85$ for $p = 0,01 \text{ kg/cm}^2$ til $\operatorname{tg} \varphi = 0,52$ for $p = 1 \text{ kg/cm}^2$.

39. Rumfangsændring og Ændring i Lejringsforhold. Hvis en Ændring i Kornenes Lejringsforhold sker paa den ovenfor nævnte Maade, at en Del af Kornene kæntrer om Berøringsstederne med de respektive Nabokorn, vil der ved Overgangen fra den oprindelige Lejring til den ny, lige saa tætte Lejring finde en forbigaaende Forøgelse af Porevolumenet. Modvirkes denne Forøgelse af Porevolumenet, vil der være større Modstand mod Formforandring af Sandmassen.

En vandmættet Sandmasse, der er lufttæt omsluttet af en Gummihud, vil derfor være meget fast, idet den med en Forandring af Kornenes Lejring følgende Volumenforøgelse af Sandmassens Hulrum er hindret, naar der ikke kan trænge Luft ind til Sandmassen.

40. Tryk og Poretal. Udøves der et Tryk paa Overfladen af en Sandmasse, som er hindret i at udvide sig til Siden, komprimeres (fortættes) Sandmassen noget. Ved derpaa følgende Aflastning udvider Sandmassen sig (kvælder ud), uden at den dog naar at faa det samme Rumfang, som den havde før Belastningen. Ved gentagen Belastning med derpaa følgende Aflastning, faas atter Fortætning og Udkvældning, hver Gang med en tilbageblivende Rumfangsformindskelse, men denne bliver mindre og mindre for hver ny Belastning med paafølgende Aflastning.

Den af Trykket frembragte Fortætning kan henføres til tre Virkninger af Trykket: en mere eller mindre elastisk Sammentrykning af

de enkelte Korn, Forskydning af Kornene i Forhold til hverandre, samt Sønderbrydning af nogle af Kornene. De to sidstnævnte Virkninger af Trykket medfører en Formindskelse af Sandmassens Porevolumen.

Det Bidrag til Rumfangsformindskelsen af Sandmassen, der skyldes Kornmaterialets Sammentrykning, er ved de Paavirkninger, der kan blive Tale om ved Fundamenters Tryk paa Grunden, ganske forsvindende, og Kornmaterialets Trykstyrke er saa stor, at der, for saa vidt angaar den fra et Bygværk hidrørende Belastning paa Grunden, kan ses bort fra Muligheden for Sønderdeling af Kornene. Fortætningen og Udkvældningen maa derfor saa godt som udelukkende tilskrives Kornenes smaa Forskydningsbevægelser i Forhold til hverandre.

De af Trykket forårsagede Forskydningsbevægelser modvirkes af den indre Friktion og er til en vis Grad reversible, nemlig i samme Grad, som Sandmassens Rumfang ved Aflastningen nærmer sig til det Rumfang, den havde før Belastningen.

Af Terzaghi er der udført en Del Forsøg med det Formaal at bestemme Relationen mellem Tryk og Rumfangsændring. I Fig. 24 er vist et Diagram for de ved et af saadanne Forsøg fundne sammenhørende Værdier af Tryk og Rumfangsændring, denne sidste udtrykt ved Poretallet (ϵ). Diagrammet kaldes *Tryk-Poretalsdiagram*.

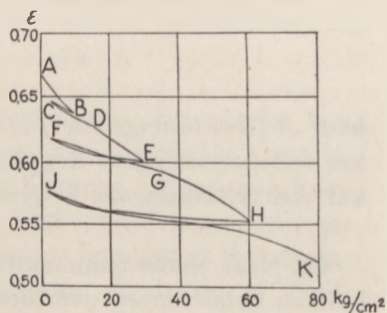


Fig. 24.

Diagrampunktet *A* svarer til Tilstanden ved Forsøgets Begyndelse. Poretallets Størrelse er Maal for Sandets Lejringsforhold (løsere eller tættere Lejring), og Trykket er et vist Begyndelsestryk, f. Eks. hidrørende fra Sandmassens Egenvægt.

Ved *B* er der foretaget en Aflastning; Poretallet vokser da noget — Kurvestykket *BC* — men det til Punktet *C* hørende Poretal er lavere end det til Punkt *A* hørende Poretal. Ved fornyet Belastning aftager Poretallet (Kurvestykket *CD*), men ikke saa stærkt som ved første Belastning, før Trykket har naaet omtrent den Størrelse, som det havde ved Aflastningens Begyndelse. Herfra aftager Poretallet atter noget stærkere med voksende Tryk.

Ved gentagne Belastninger og Aflastninger faas lignende Forhold. Diagrammets Kurvestykker *BCD*, *EFG* o. s. v. (»Hysterese-Sløjfer«) faar dog efterhaanden noget mindre Hældning og kommer til at ligge tættere for samme Differens mellem Trykkene ved Aflastningernes Begyndelse, jo mere Trykket vokser. Diagrammets Hovedkurve, *ABGH*,

har aftagende Hældning med voksende Tryk. Hældningen er gennemgaaende større, jo løsere Sandets Lejring er ved Begyndelsen af Sammentrykningen.

For Sand bestaaende af Korn med sammentrængt Form angives for Afhængigheden mellem Poretal (ε) og Tryk (p i kg/cm^2):

Ved Fortætning (Kompression):

$$\varepsilon = -a \log_e (p + p_c) - \beta (p + p_c) + c_1, \quad (18)$$

hvor a , β og c_1 afhænger af Sandets Beskaffenhed, og p_c af Poretallet ved Fortætningens Begyndelse. For pulveriseret Kvarts fandt *Terzaghi*: $a = 0,0457$, $\beta = 0,00165$ og $c_1 = 0,9765$; p_c laa mellem 0,65 og 70,5 kg/cm^2 svarende til henholdsvis største og mindste Begyndelses-Poretal (henholdsvis løs Lejring og tæt Lejring).

Ved Udkvældning (Ekspansion):

$$\varepsilon = -\frac{1}{A} \log_e (p + p_i) + c_2, \quad (19)$$

hvor A (*Kvældningstallet*) er en Materialkonstant, c_2 afhænger af Trykket ved Aflastningens Begyndelse, og p_i dels af Poretallet, dels af Trykket ved Aflastningens Begyndelse.

41. Naar, under Sammentrykning af en Sandmasse, den Plade, gennem hvilken Belastningen overføres til Sandet, fastholdes i den til en Belastning p_1 svarende Stilling, aftager Trykket mellem Sandet og Pladen noget. Trykændringen sker til at begynde med hurtigt — de første 10—20 Minutter — derefter langsommere og nærmer sig asymptotisk en Grænseværdi. Denne er ved løst lejret Sand ca. 20%, ved fast lejret Sand ca. 10% mindre end det Begyndelsestryk p_1 , ved hvilket Pladen fastholdes.

Hvis man, i Stedet for at fastholde Belastningspladen, holder Trykket p_1 konstant, aftager Sandmassens Poretal paa tilsvarende Maade.

Det her nævnte Forhold forklares ved, at der sker en Udligning af de af det ydre Tryk og af Kornenes indbyrdes Forskydning fremkaldte Friktionsspændinger. Hvert Kornes Ligevægt er betinget af alle de andre Kornes Ligevægt, og den Fordeling over hele Sandmassen, eller over en Del af denne, af de indbyrdes Forskydninger og af de dermed følgende Friktionsspændinger, som er nødvendig for Ligevægtstilstanden, sker ikke øjeblikkeligt sammen med Stigningen af det ydre Tryk, men tager nogen Tid. Efterhaanden som denne Fordeling finder Sted, aftager da Forskydningsspændingerne ved de nærmest ved Belastningspladen liggende Korn og dermed disse Kornes Modtryk paa Pladen.

42. Afhængigheden mellem Poretal og Trykpaavirkning ved Blandinger af Kwartssand (Korn med sammentrængt Form) og Glimmer (skælformede Korn) er undersøgt af *Terzaghi* og *G. Gilboy*. Poretallet for saadanne Blandinger fandtes at være betydelig større og at aftage meget stærkere med voksende Fladetryk end ved rent Kwartssand.

Den i Fig. 25 viste Kurve angiver Afhængigheden mellem Kvældningstallet A og det procentvise Indhold af Glimmerkorn i en Sand-Glimmer-Blanding, idet det er forudsat, at $A = 200$ for rent Kwartssand.

Det angives endvidere, at Kvældningstallet A aftager med voksende Poretal, nemlig saaledes at der haves:

$$A = \frac{\text{Konst.}}{1 + \varepsilon}$$

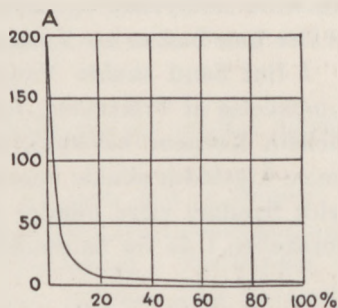


Fig. 25

43. Jord med vandfyldte Porer (Tofasesystem). Porevandet kan paa forskellige Maader indvirke paa Jordmassens Egenskaber, nemlig: a) ved at det ændrer den indbyrdes mellem Kornene optrædende Friktion, b) ved at Porevandet fremkalder visse Trykspændinger i Jordmassens Indre, og c) ved at Formforandringer, som er betinget af Rumfangsændringer i Hulrummene mellem Kornene, medfører Ændringer af Vandindholdet, og derfor en Bevægelse af Vandet gennem Jordmassens Porer.

44. Vandets direkte Indvirkning paa den indre Friktion i Jordmassen er ganske ringe ved Jordarter bestaaende af Korn af sammentrængt Form (Kwartssand). Efter *W. B. Hardy*¹⁾ er den indre Friktion endog noget større i vaadt Sand end i tørt Sand. For Jordarter med Indhold af skælformede Korn (Ler) angives, at det saavel kan forekomme, at Vandets Tilstedeværelse bevirker en Forøgelse af Friktionen, som at Vandet bevirker en Formindskelse af Friktionen; det sidste er sædvanlig Tilfældet. At der kan være Forskel med Hensyn til Vandets Indvirkning paa den indre Friktions Størrelse, efter som det er Jord bestaaende af Korn med sammentrængt Form, eller det er Jord med stort Indhold af skælformede Korn, kan antagelig forklares ved, at ved den førstnævnte Slags Korn er Trykket i Berøringsstederne paa Grund af, at Berøringsarealerne er meget smaa, saa stort, at Kornene her trænger gennem Vandhinden om Kornene, saaledes at disse er i direkte Berøring indbyrdes, medens der ved skælformede Korn haves forholdsvis større Anlægsflader mellem

¹⁾ Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik.

Kornene indbyrdes og derfor mindre Tryk i Anlægsfladerne, saaledes at der kan bestaa en Vandhinde mellem Kornene.

I fint Sand skulde Vandindholdet herefter kunne medføre en Formindskelse af Friktionen, fordi det relativt store Antal Berøringssteder mellem Kornene bevirker, at Trykkene i Berøringsstederne er relativt smaa. Ligeledes skulde herefter Friktionen i den øverste Del af et vandfyldt Sandlag være mindre end dybere nede i Sandlaget paa Grund af Forskellen i de fra Sandmassens Egenvægt hidrørende Tryk.

45. Forholdet vedrørende de af en Jordmasses Vandindhold fremkaldte **indre Trykspændinger** mellem Jorddelene kan belyses ved Betragtning af, hvorledes et porøst elastisk Stof, som f. Eks. Bomuld, forholder sig. Sammentrykkes en Klump tør Bomuld i Luften, vil den, naar den atter slippes fri, udvide sig igen. Lægges Bomulden først i Vand, saaledes at Porerne udfyldes med Vand, og sammentrykkes den derefter, vil den, naar den efter at være taget op af Vandet atter slippes fri, ikke udvide sig. Lægges endelig Bomuldsklumpen, hvis nu formindskede Porevolumen er vandfyldt, atter ned i Vand, udvider den sig paany; Udvidelsen i Vand sker dog noget langsommere, end den tørre Bomulds Udvidelse i Luften.

At det vandfyldte, porøse Legeme ikke udvider sig igen, naar det frigøres fra den sammentrykkende ydre Kraft, skyldes Kapillarkræfterne, d. v. s. Overfladespændingen i det i Porerne værende Vand i Grænsefladen mellem Vandet og den omgivende Luft. I hver af Porerne vil der være et til denne Overfladespænding (og til Kapillarkraften) svarende Undertryk i Vandet, og dette Undertryk modvirker de ved Sammentrykningen fremkaldte elastiske Spændinger i Porevæggene, som tilstræber at udvide Porerne. Disse holdes derved sammensnævrede, saaledes at Bomulden ikke kan udvide sig, men holder sig fortættet til det samme lille Volumen, til hvilket den sammentrykkes af den ydre Kraft.

Naar den vandfyldte Bomuld, som af Kapillarkræfterne holdes fortættet til det forholdsvis lille Rumfang, lægges i Vand, synker Overfladespændingerne ved Porerne ydre Ender, og dermed ogsaa Undertrykket i Porerne, til Nul. De elastiske Spændinger i Bomulden er da i Stand til atter at tilvejebringe de samme Rumfangsforhold, som Bomulden havde i tør, usammentrykket Tilstand.

Den Hastighed, med hvilken Rumfangsforøgelsen sker, henholdsvis i Vand og i Luft, er afhængig af den Hastighed, med hvilken Vandet, resp. Luften, kan strømme ind i Porerne under Indvirkning af en Trykdifferens, der i hvert Øjeblik svarer til Bomuldens Elasticitetsspænding. Da Strømningshastigheden for samme Poretværsnit og samme Trykdif-

ferens er større for Luft end for Vand, vil Rumfangsforøgelsen foregaa langsommere i Vand end ved den tørre, sammentrykkede Bomulds Udvildelse i Luften.

46. **Kapillartryk i Jord.** Tilsvarende Forhold som de ovenfor nævnte haves ved en kornet Masse som Jord.

En Jordmasse, hvis Porer er vandfyldte, vil, naar den er omgivet af Luft, være underkastet Virkningen af Porevandets Overfladespændinger og de hertil svarende Kapillarkræfter. Undertrykket i Porevandet vil bevirke, at de Porerne begrænsende Jorddele trykkes mod hverandre paa lignende Maade, som hvis Jordmassen var omsluttet af en spændt Gummihud. Den Kraft, med hvilken Jorddelene saaledes trykkes sammen, kaldes *Jordmassens Kapillartryk*.

Kapillartrykket i en Jordmasse bevirker, at denne faar en vis Trækstyrke (eller Tilvækst i Trækstyrke), nemlig svarende direkte til den Kraft, med hvilken Jordmassen holdes sammenpresset af Kapillartrykket. Endvidere bevirker Kapillartrykket, at Jordmassen fortættes, idet Porerne indsnævres. Herved forøges det samlede Areal af Anlægsflader mellem Jordmassens Korn, og dette medfører, at den samlede Adhæsion mellem Kornene, d. v. s. Jordmassens ægte Kohæsion, forøges noget. Endelig foraarsager Kapillartrykket, ved at Jorddelene trykkes mod hverandre med en til Kapillartrykket svarende Kraft, at der i Anlægsfladerne mellem Jorddelene vil være en Friktionsmodstand til Stede, som modvirker Jorddelenes indbyrdes Forskydning.

Den Del af en Jordmasses Sammenhængskraft — Modstand mod Formforandring for Trækpaavirkning og Forskydningspaavirkning —, der skyldes Tilstedeværelse af Kapillartryk (Adhæsion og indre Friktion), kaldes, som tidligere nævnt,¹⁾ den uægte Kohæsion. Den uægte Kohæsion forsvinder, naar Kapillartrykket ophører at virke.

En vaad Jordmasse, der er omgivet af Luft, er i Besiddelse af en vis Kohæsion, dels ægte Kohæsion, dels uægte Kohæsion. Naar Jordmassen lægges i Vand, forsvinder den uægte Kohæsion, idet Overfladespændingen og dermed Kapillartrykket bliver Nul, ved at Jordmassen dykkes ned i Vand.

47. Kapillartrykkets Virkning i Henseende til at fortætte en Jordmasse ved Indsnævring af Porerne maa være afhængig af den poreudfyldende Vædskes Overfladespænding. *Terzaghi* har foretaget Forsøg til Oplysning om dette Forhold. Ved Udrøring af tørt Lerpulver med Vand fandtes, at Jordmassen ved at blive anbragt i Luft fortættedes saaledes, at Poretallet blev: $\epsilon = 0,482$, medens Jordmassen, naar der i Stedet for Vand anvendtes Alkohol, hvis Overfladespænding er omtrent $\frac{1}{3}$ af Vandets, kun fortættedes til $\epsilon = 0,798$.

¹⁾ § 36.



Fig. 26

48. Kapillartrykket og dets Virkning i Henseende til Frembringelse af uægte Kohæsion er større, jo snævrere Porerne er.

I en Jordmasse med forholdsvis vide Porer kan der være en ikke helt ubetydelig uægte Kohæsion til Stede, hvis Porerne kun er delvis fyldte med Vand. De enkelte Poreres spalteformede og snævre Del (Fig. 26) er her vandfyldt, medens der er Luft i de øvrige, vide Dele af Porerne. I de vandfyldte Partier af Porerne vil der være Overfladespænding til Stede og derfor ret betydelig Kapillartryk mellem Kornene. Kapillartrykket og dermed den uægte Kohæsion bliver meget mindre, hvis Porerne fyldes helt med Vand.

49. I en Jordmasse bestaaende af forholdsvis store Korn af sammentrængt Form (Sand), er som tidligere nævnt den ægte Kohæsion ganske ringe paa Grund af, at Anlægsfladerne mellem de hverandre berørende Korn er relativt faa og smaa. Ogsaa den uægte Kohæsion er, paa Grund af at Porerne er forholdsvis vide, ret ubetydelig, men dog saa stor, at den tydelig giver sig tilkende. I en Klump vaadt Sand er der saaledes saa megen Sammenhæng, naar den er omgivet af Luft, at den, anbragt paa en Plade, kan holde sig med lodrette Sideflader uden at skilles ad. Sænkes Sandklumpen ned i Vand, forsvinder den uægte Kohæsion. Sandet flyder da ud og danner en Bunke med hældende Sideflader.

I fugtigt Sand er den uægte Kohæsion større end i helt gennemvaadt Sand paa Grund af det i § 48 nævnte Forhold. Henstilles gennemvaadt Sand i en Skaal, vil Sandmassen, naar største Delen af Vandet efter nogen Tids Forløb er fordampet, være meget haard og tæt lejret. Efterhaanden som de vandfyldte Dele af Porerne bliver mindre, forøges Kapillartrykket; Kornene trykkes derved tættere mod hverandre, og den uægte Kohæsion — væsentligst bestaaende af indre Friktion — forøges derved betydeligt.

50. I finkornede Jordarter, som Ler, kan Kohæsionen, og navnlig den uægte Kohæsion, være meget betydelig.

Sammentrykkes en tør, finkornet Jordmasse, fortættes den, idet Porevolumenet formindskes. Ophører det ydre Tryk, ved hvilket Sammentrykningen er sket, udvider Jordmassen sig noget (kvælder ud), for det meste dog ikke til samme Volumen, som den havde før Sammentrykningen. Ved Sammentrykningen kommer flere Korn i indbyrdes Berøring, og herved forøges det samlede Areal af Anlægsfladerne mellem

Kornene og dermed ogsaa den ægte Kohæsion i Jordmassen. Hvis Jordmassen, efter at Trykket er ophørt at virke, bevarer noget af den af Trykket frembragte Fortætning, vil den ogsaa bevare en Del af den til Fortætningen svarende ægte Kohæsion. Hvor stor den ved Sammentrykningen frembragte blivende ægte Kohæsion er, afhænger af, hvor fint kornet Jordmassen er, og antagelig ogsaa af Kornformen og af Kornenes Bøjelighed. Jo mindre Jorddelene er, og jo større Jordmassens Indhold af skælfornede Korn er, desto større vil den blivende ægte Kohæsion være.

Kapillartrykket i en Jordmasse med vandfyldte Porer virker paa samme Maade paa Jordmassen som en ydre sammentrykkende Kraft. Jordmassens Volumen formindskes, og det samlede Areal af Anlægsflader mellem Kornene forøges ved den af Kapillartrykket forårsagede Fortætning af Jordmassen.

51. Kapillartrykket kan i meget finporøse Jordarter være meget stort. I fedt Ler kan Kapillartrykket efter de af *Terzaghi* foretagne Undersøgelser være 100 kg/cm² eller mere. Tilstedeværelsen af saa store Kapillartryk kan ikke forklares alene ved Porerne Snæverhed, men antages for en Del at have sin Aarsag i, at Vandets Viscositet er betydelig mindre og dets Overfladespænding betydelig større i de meget snævre Porer end under normale Forhold.

52. Udkvældning. Udlignes Kapillartrykket, ved at Jordmassen dykkes ned i Vand, vil Jordmassen kvælde ud. Ved Udkvældningen skal der i Jordmassen optages en vis Mængde Vand, nemlig svarende til den med Udkvældningen følgende Forøgelse af Porevolumen. Udkvældningen foregaar ret langsomt paa Grund af, at der er forholdsvis stor Modstand mod Vandets Bevægelse i de meget snævre Porer (jfr. § 45, Bomuldsklumpens Udvidelse i Vand). Hvor lang Tid, der medgaar til Udkvældningen, afhænger af den paagældende Jordarts Permeabilitet.

De forskellige Jordarter forholder sig forskelligt med Hensyn til Udkvældningen. Nogle Lerarter kvælder saaledes stærkere ud end andre. Hvis en Lermasse, hvis Kohæsion skyldes Virkningen af Kapillartryk, ved Ophævelse af Kapillartrykket (Neddykning i Vand) udvider sig helt til det samme Rumfang, som den havde forinden Sammentrykningen, mister Lermassen al Kohæsion og smuldrer eller flyder hen. Udvider Lermassen sig ikke helt til det oprindelige Rumfang, bevarer den en Del af Kohæsionen. Den tilbageblivende Kohæsion er ægte Kohæsion.

53. Svindgrænsen. Naar en finporøs Jordmasse med vandfyldte Porer er omgivet af Luft, vil der ske Fordampning af Vandet fra Jordmassens Overflade. Til at begynde med foregaar Fordampningen stadig

fra Jordmassens Overflade, idet der suges Vand ud fra Porerne, og disse indsnævres derved mere og mere. Denne Indsnævring af Porerne bevirker en Volumenformindskelse af Jordmassen og samtidig en Forøgelse af Kapillartrykket og dermed Forøgelse af den uægte Kohæsion. I Almindelighed vil ogsaa den ægte Kohæsion vokse som Følge af, at Jorddelene presses tættere og tættere sammen. Jo mere Porerne indsnævres og Jordmassen derved fortættes, desto større bliver imidlertid ogsaa Modstanden mod yderligere Fortætning. Jordmassen vedbliver at svinde som Følge af Fordampningen, indtil Modstanden mod yderligere Poreindsnævring er lige saa stor som det til Overfladespændingen ved Porerens Munding svarende Undertryk i det i Porerne værende Vand. Naar denne Grænse, *Svindgrænsen*, er naaet, vil den fortsatte Fordampning af Porevand medføre, at Porevandets Overflade trækker sig tilbage fra Jordmassens Yderflader. Kapillartrykket og den uægte Kohæsion forsvinder da i den Del af Jordmassen, hvorfra Porevandet er trukket tilbage, medens Kapillartryk og uægte Kohæsion vedbliver at være til Stede i den indre Del af Jordmassen, hvor Porerne er vandfyldte.

54. Som ovenfor nævnt kan en finkornet Jordmasse bibringes nogen ægte Kohæsion ved, at den sammentrykkes, og denne ægte Kohæsion kan vedblive at være til Stede, efter at Trykket er ophørt at virke. I den ved Porevandets Fordampning udtørrede Jordmasse kan der ligeledes, efter at Kapillartrykket er forsvundet, vedblivende være Kohæsion til Stede. Denne er den ægte Kohæsion, der er frembragt ved den af Kapillartrykket foraarsagede Kompression af Jordmassen.

Hvis den udtørrede Del af Jordmassen ikke bevarer den af Kapillartrykket foraarsagede fortættede Lejrning, og den derfor efter Udtørringen ikke besidder ægte Kohæsion, smuldrer den.

Ved at Vandet ved Fordampning forsvinder fra Jordmassens Porer og disse fyldes med Luft, forandres i Reglen Jordmassens Farvetone fra mørk til lys.

Hvis Jordmassens Overflade er stor, som f. Eks. Tilfældet er, hvor et vandfyldt Lerlag afdækkes saaledes, at dets Overflade kommer til at ligge frit i Luften, danner der sig paa Grund af Lerets Volumenformindskelse Svindrevner i Lerets Overflade, efterhaanden som Porevandet trækker sig bort fra Overfladen.

55. Ved Lufttørring af fedt Ler fordamper ikke alt det i Jorden værende Vand. *Terzaghi* angiver, at Fordampningen ophører, naar Lerets Vandindhold er reduceret til 4—7 Vægtprocent af Lermassens Tørstof. Det i Leret tilbageholdte Vand, der helt eller delvis kan være hygroskopisk bundet Vand, udfylder kun de snævre Dele af Jordmassens Porer og frembringer derved (jfr. §

48) forholdsvis stor uægte Kohæsiion. Lufttørret Ler kan derfor være i Besiddelse af saavel den af Kapillartrykkets Fortætningsvirkning foraarsagede ægte Kohæsiion som af uægte Kohæsiion.

56. Naar en finkornet Jordmasse, efter at den er lufttørret indtil Svindgrænsen, dykkes ned i Vand, eller overhældes med Vand, forsvinder, som nævnt, Kapillartrykket, og Jordmassen kvælder ud. Paa Grund af Modstanden mod Indtrængen af det til Udfyldning af Porerne fornødne Vand forplanter Udkvældningen sig forholdsvis langsomt fra Jordmassens Yderflade til dens Indre. Herved opstaaer der Spændinger i Jordmassen, og dette kan bevirke, at der løsner sig Skaller fra Jordmassen, efterhaanden som Udkvældningen skrider frem i Jordmassen.

57. Plastisk Jord. Nogle Jordarter har den særlige Egenskab, at Jordmassen ved et vist Vandindhold er *plastisk*.

Det karakteristiske ved den plastiske Tilstand er, at Jordmassen for en forholdsvis ringe ydre Paavirkning (Tryk eller Forskydning) undergaar betydelig blivende Formforandring. Ved denne forskydes Jorddelene i Forhold til hverandre, uden at Jordmassen derfor mister sin Sammenhæng, og Formforandringen foraarsager ikke væsentlige indre Spændinger i Jordmassen. Dette udtrykkes ofte kort saaledes, at en plastisk Jordmasse er formbar.

I en plastisk Jordmasse er den indre Friktion ganske ringe, og den Del af den uægte Kohæsiion, som er betinget af den indre Friktion (Kapillartryk \times Friktionskoefficient), er derfor ogsaa lille. Derimod kan en plastisk Jordmasse godt være i Besiddelse af forholdsvis stor ægte Kohæsiion og i Besiddelse af den Del af den uægte Kohæsiion (Adhæsiionen mellem Kornene), der skyldes en af Kapillartrykket foraarsaget tættere Berøring mellem Jorddelene.

En Jordmasse, der bestaar af Korn med sammentrængt Form (f. Eks. almindeligt Sand), kan ikke blive plastisk. I Sand er nemlig enhver gennemgribende Formforandring, som sker, ved at Kornenes indbyrdes Stilling ændres, betinget af en, omend forbigaaende, Rumfangsforøgelse af Jordmassen (jfr. § 39).

Af de naturligt forekommende Jordarter er det visse Slags Ler, der kan blive plastiske. Hos de Lerarter, der kan blive plastiske, kan der forekomme forskellige Grader af Plasticitets-Egenskaber.

58. Anskuelserne om, hvilke af en Jordmasses fysiske Egenskaber det er, der betinger, at Jordmassen kan blive plastisk, er noget delte. De fleste gaar ud paa, at det er Kornstørrelsen og tildels Kornenes Form, samt Jordmassens Indhold af Lersubstans i kolloid Opløsning, der har afgørende Betydning. Efter nogle Angivelser skal Jordmassen, for at den skal kunne blive plastisk, for den væsentligste Del bestaa af Korn med Størrelse $< 2 \mu$, og indeholde betydelige Mængder af skælfornede Korn.

Af *Atterberg* er der foretaget en Del Forsøg til Oplysning om dette Forhold.¹⁾ Han pulveriserede forskellige Slags Mineraler: Kvarts, Kalifeldspat, Talk, Serpentin, Clorit, Kaliglimmer, Magnesiaglimmer o. a., adskilte Knusningsproduktet for hver af disse Mineraler efter Kornstørrelse (Mo, Mikroler, Ultraler) og undersøgte Plasticitetsforholdene ved de fremkomne Slæmmeprodukter. Herved fandtes, at kun de af Slæmmeprodukterne, hvis Kornstørrelse var mindre end 2μ , var plastiske, og at ingen af Slæmmeprodukterne af Kvarts og Feldspat — der ikke indeholdt skælformede Korn — var plastiske. Slæmmeprodukterne af de andre Mineraler havde skælformede Korn.

59. Konsistensgrænser. Til Karakterisering af en Jordart i Henseende til Vands Indvirkning paa Jordmassen anvendes ved jordbundstekniske Undersøgelser ofte det af *Atterberg* foreslaaede Konsistensgrænse-System.

Konsistensgrænsen angives ved det Vandindhold, udtrykt i Procent af Jordmassens Tørsubstans, ved hvilket Jordmassen gaar over fra den ene til den næste af en Række af *Atterberg* nærmere definerede Konsistensformer. Disse forskellige Konsistensformer er anført i nedenstaaende Tabel 5.

Tabel 5.

Hoved-konsistens-form	Konsistensform efter Atterbergs Forslag	Konsistensgrænser	
Fast	Helt fast	} Svindgrænse	
	Nogenlunde fast		} Udrulningsgrænse. Nedre Plasticitetsgrænse
Plastisk	Ikke klæbende	} Klæbegrænse	
	Sejg og klæbende		} (Flydegrænse). Øvre Plasticitetsgrænse
	Sejgt flydende		
Flydende	Tykt flydende	} Øvre Flydegrænse	
	Tyndt flydende		

De anførte Konsistensformer er definerede saaledes:

1. »Helt fast«: Jordmassens Rumfang formindskes ikke ved Udtørring. To Prøvestykker af Jordmassen hæfter ikke ved hinanden ved svagt Tryk. Ved Porevandets Fordampning trænger der Luft ind i Porerne.

2. »Nogenlunde fast«: Prøvestykker af Jordmassen svinder ved Udtørring, og der trænger ikke Luft ind i Prøvestykket. To Prøvestykker, der trykkes sammen, hæfter ved hinanden.

¹⁾ Internationale Mitteilungen für Bodenkunde. 1913.

3. »Ikke klæbende«: Massen lader sig forme og udrulle til ca. 4 mm tykke Traade. Jorddelene klæber ikke til det Værktøj, Massen behandles med.

4. »Sejg og klæbende«: Massen lader sig let udrulle til Traade. Jorddelene klæber til Værktøjet.

5. »Sejgt flydende«: Massen har dejagtig Konsistens, og anbragt paa en Plade, flyder den ud, saaledes at den danner et Lag paa ikke under 1,5 cm Tykkelse.

6. »Tykt flydende«: Massen har Konsistens som en tynd Dejj. Naar der med en Glasstang trækkes en Fure i Massen, løber de ved Furen adskilte Dele af Massen sammen i Løbet af ca. $\frac{1}{2}$ Minut, idet der dog bliver en Fuge tilbage mellem de to Dele.

7. »Tyndt flydende«: Jordmassen er opslæmmet i Overskud af Vand; de grovere Bestanddele bundfældes efterhaanden.

60. Plasticitetstal. I Forbindelse med Anvendelsen af Konsistensgrænserne bruges det ogsaa at karakterisere en Jordmasse ved et Plasticitetstal. Plasticitetstallet er Differensen mellem Flydegrænsen og Udrulningsgrænsen. Plasticitetstallet angiver saaledes det Vandprocents-Interval over Udrulningsgrænsen, i hvilket Jordmassen befinder sig inden for det plastiske Omraade, men siger intet om Plasticitetsgraden inden for Omraadet eller om dets Beliggenhed paa Vandprocentsskalaen for Konsistensgrænserne.

61. Bestemmelsen af Konsistensgrænserne og af Plasticitetstallet sker ved, at man sammenælder Prøver af Jordmassen med Vand i forskellig Mængde og udfører de til de ovenfor anførte Definitioner af Konsistensgrænser hørende Forsøg.

Bestemmelsen af Konsistensgrænserne og Plasticitetstallet efter den *Atterbergske* Skala er, som det vil forstaas af de anførte Definitioner, behæftet med nogen Usikkerhed, idet Bedømmelsen af Jordmassens Tilstand ved de forskellige Vandprocenter er i nogen Grad afhængig af Undersøgerens subjektive Skøn. ¹⁾

62. Kegleprøve. Af andre Undersøgelser til Brug ved Karakterisering af Jordarter, som kan antage plastisk Konsistens, skal nævnes den saakaldte Kegleprøve. Denne Undersøgellesmaade er indført af den svenske *Geotekniske Kommission* og anvendt bl. a. af *Danmarks geologiske Undersøgelse*.

¹⁾ *Gilboy* har udviklet andre Metoder til Bestemmelse af Konsistensgrænserne og har konstrueret Apparater til Brug ved disse Bestemmelser. Proc. Am. Soc. of Civ. Eng. 1931.

Ved Undersøgelse af en Jordart ved Hjælp af Kegleprøven karakteriseres Jordarten ved Størrelserne af de Vægte, med hvilke et kegleformet Legeme skal belastes for at synke et vist Stykke ned i en med en vis Mængde Vand sammenlættet Prøve af Jordmassen. Prøven kan ogsaa foretages paa den Maade, at man ved gentagne Forsøg bestemmer, hvor stort Vandindhold den æltede Jordprøve skal have, for at en Kegle af en vis Vægt og Form (60 gram og 60° Topvinkel) skal synke 1 cm ned i Jordmassen.

63. Vandbestandighedsprøve. En særlig Form for Undersøgelse af en Jordarts Forhold overfor Vand er den saakaldte, af *Terzaghi* foreslaaede Vandbestandighedsprøve.¹⁾ Denne Undersøgelingsmaade grunder sig paa det i § 56 omtalte Forhold, at en delvis udtørret Jordmasse, i hvilken der er Kapillartryk til Stede, sønderdeles, naar den overhældes med Vand, idet der løsner sig Skaller fra Jordmassen, efterhaanden som Vandet trænger ind i Jordmassen. Vandbestandighedsprøven er af *Terzaghi* foreslaaet udført saaledes: Jordprøven æltes med Vand til sejt plastisk Konsistens, og af Jordprøven tildannes et cylinderformet Legeme (f. Eks. 2,5 cm i Diameter og 2,5 cm højt), der tørres i Ovn ved en Temperatur af ca. 100°. Prøvelegemet anbringes paa en Metalring med lidt mindre Diameter end Prøvelegemet, og dette overhældes med Vand. Jordartens Vandbestandighed angives da ved den Tid, som det tager, før Prøvelegemet er saa vidt sønderdelt, at det falder ned gennem Ringen.

64. Den indre Friktion i Jord med vandfyldte Porer. Bestaar Jordmassen af forholdsvis store Korn af sammentrængt Form, kan Bestemmelsen af den indre Friktion ske paa lignende Maade som beskrevet i § 38, idet Vandets Tilstedeværelse i dette Tilfælde ikke kræver særlige Forholdsregler.

Ved finkornede og ved kohæsive Jordarter maa det Jordlegeme, for hvilket Glidningsmodstanden skal bestemmes, under Maalingens Udførelse holdes neddykket i Vand, da Virkningen af den uægte Kohæsion ellers griber forstyrrende ind. Det angives imidlertid²⁾, at man, selv om Friktionsbestemmelsen sker paa denne Maade, kan komme til ret forskellige Resultater for samme Jordart.

Afhængigheden mellem Forskydningsmodstanden t og det Tryk p , som virker paa Jordmassen, er udtrykt ved

$$t = c + p \operatorname{tg} \varphi ,$$

hvor c er den Del af Forskydningsmodstanden, der skyldes Kohæsionen, og $\operatorname{tg} \varphi$ er Friktionskoefficienten.

Den ægte Kohæsion forøges, naar Trykket vokser, og Jordmassen

1) *Redlich-Terzaghi-Kampe*: Ingenieurgeologie. 1929.

2) *Handbuch der physikalischen und technischen Mechanik*. 1931.

bevarer en Del af den ved Trykket frembragte ægte Kohæsion, naar Trykket ophører. Har man saaledes ved et Forsøg, hvor der er anvendt Tryk indtil p_1 , fundet den ved Linien $c_0 a$ (Fig. 27) bestemte Afhængighed mellem t og p , og lader man derefter Trykket aftage til Nul og gentager Forsøget, findes andre sammenhørende Verdier for t og p , f. Eks. som fremstillet ved Linien $c'_0 a'$.

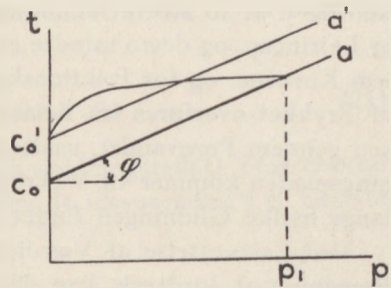


Fig. 27.

Ved det andet Forsøg er Jordmassens ægte Kohæsion c'_0 ved Forsøgets Begyndelse større end ved det første Forsøg.

For de Resultater med Hensyn til Størrelse af Friktionsmodstand og Kohæsion, der kan udledes af saa-

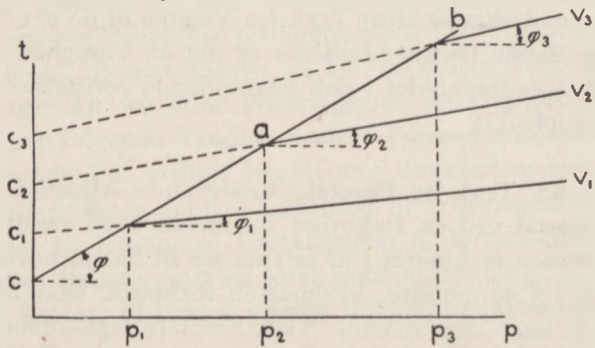


Fig. 28.

danne Maalinger af en Jordmasses Glidningsmodstand, har det endvidere Betydning, om man under hele Forsøget lader hengaa tilstrækkelig lang Tid for hver Forøgelse af Belastningen, til at Jordprøvens Vandindhold kan afpasse sig efter Trykket, eller om Trykstigningen sker forholdsvis hurtigt. Foretages Forsøget f. Eks. saaledes, at Vandindholdet, naar dette er formindsket til den Størrelse v_2 , der svarer til Trykket p_2 , derefter holdes uforandret, idet man lader Trykstigningen ske meget hurtigt, faas den ved Linien $c a v_2$ (Fig. 28) fremstillede Afhængighed mellem t og p . Tænker man sig hele Forsøget gennemført med konstant Vandindhold v_2 , vilde hertil svare Linien $c_2 v_2$. Den ægte Kohæsion c_2 vilde være større, og Friktionskoefficienten $\text{tg } \varphi_2$ vilde være mindre end de tilsvarende Værdier ved et Forsøg, hvor Vandindholdet stadig afpasses efter Trykket (Linien $c a b$).

For konstant Vandindhold v_1 , større end v_2 , d. v. s. et Vandindhold svarende til et Tryk $p_1 < p_2$, vil faas en Linie som f. Eks. $c_1 v_1$, nemlig baade mindre ægte Kohæsion og mindre Friktionskoefficient end ved Vandindhold v_2 . For konstant Vandindhold v_3 , d. v. s. et Vandindhold svarende til et Tryk $p_3 > p_2$, faas en Linie $c_3 v_3$, nemlig baade større ægte Kohæsion og større Friktionskoefficient end for Vandindhold v_2 . De her nævnte Forhold finder for Kohæsionens Vedkommende sin For-

klaring i, at jo større Vandindhold Jordmassen har, desto mindre tæt er Lejringsen, og desto mindre er det samlede Areal af Anlægsflader mellem Kornene, og for Friktionskoefficientens Vedkommende i, at en Del af Trykket overføres fra Belastningspladen til Underlaget for Jordmassen gennem Porevandet, saaledes at kun en Del af Trykket fra Belastningspladen kommer til Virkning i de Anlægsflader mellem Jorddelene, langs hvilke Glidningen finder Sted.

Ved Fastsættelse af Værdier for Friktionens Størrelse, til Brug ved Beregning af Jordtryk, kan det her omtalte Forhold have ret stor Betydning, naar det drejer sig om Jordtryk fra dybt liggende Jordlag, der er underkastet stort Tryk fra Vægten af de overliggende Jordlag. Under saadanne Omstændigheder er det af Vigtighed at bestemme Størrelsen af Vandindholdet i den paagældende Jordmasse med størst mulig Nøjagtighed.¹⁾

65. Tryk og Poretal. Vedrørende Afhængigheden mellem Tryk og Poretal ved en finkornet Jordmasse med vandfyldte Porer, naar Jordmassen er hindret i at udvide sig til Siden, haves lignende Forhold som de i § 40 omtalte. Jordmassen fortættes, naar den belastes, og kvælder ud, naar den aflastes. Tryk-Poretalsdiagrammet har en lignende Form som det i Fig. 24 viste.

Da imidlertid en Del af det i Jordmassen værende Vand under Jordmassens Fortætning skal fortrænges fra Porerne, og der skal indsuges Vand i Porerne, naar der finder Udkvældning Sted, og da Modstanden mod Vandets Bevægelse i Porerne paa Grund af disses overordentlig ringe Vidde er meget betydelig, maa det ved Udførelsen af Forsøg til Bestemmelse af Jordartens Tryk-Poretalsdiagram indrettes saaledes, at Porevandet kan passere ud af, resp. ind i, den behandlede Jordmasse. Endvidere maa Belastningstilstandens Varighed for hvert Trin i Forsøgene udstrækkes over tilstrækkelig lang Tid til, at de med Porevandets Bevægelse følgende hydrodynamiske Spændinger kan naa at blive udlignede, forinden Belastningstilstanden ændres.

Tryk-Poretalsdiagrammet har et lignende Forløb som ved Sand. Efter *Terzaghi* kan Afhængigheden mellem Poretal (ϵ), og Tryk (p i kg/cm^2) for Fortætning udtrykkes ved:

$$\epsilon = -\alpha \log_e (p + p_c) - \beta (p + p_c) + c_1,$$

eller, idet β er en forholdsvis lille Størrelse:

$$\epsilon = -\frac{1}{C} \log_e (p + p_c) + c_1 \quad (20)$$

¹⁾ Se § 142.

C er en Materialkonstant (Fortætningstallet). For Udkvædning — ved Aflastning — haves:

$$\varepsilon = -\frac{1}{A} \log_e (p + p_i) + c_2, \quad (21)$$

hvor A ligeledes er en Materialkonstant (Kvædningstallet). Størrelserne p_c , p_i , c_1 og c_2 har lignende Betydning som de tilsvarende i § 40 nævnte Størrelser.

66. Forsøg til Bestemmelse af en Jordmasses Sammentrykning, naar Udvidelse til Siden ikke er hindret, kan kun foretages med kohæsiv Jord. Af den paagældende Jordprøve fremstilles terningformede Prøvelegemer med forskelligt Vandindhold, og man maaler de til forskellige Tryk q svarende Sammentrykninger Δh for disse Prøvelegemer. Af Hensyn til den med Sammentrykningen følgende Vandbevægelse i Porerne maa man lade der hengaa en passende Tid mellem hver Gang, Trykket ændres.

Størrelsen af Sammentrykningen angives i Forhold til Prøvelegemets Indhold af fast Jordmasse. Er Højden af Prøvelegemet h , Jordmassens Poretal ε og maales for en Belastning q en total Sammentrykning Δh , er Sammentrykningen e , henført til Prøvelegemets Indhold af fast Jordmasse og pr. Længdeenhed:

$$e = \frac{\Delta h}{h} (1 + \varepsilon) \quad (22)$$

Ved Aflastning udvider Prøvelegemet sig, dog uden at dets Højde bliver lige saa stor som ved Belastningens Begyndelse. For hver Belastning med paafølgende Aflastning faar Prøvelegemet en blivende Sammentrykning.

Ved Optegning af de ved saadanne Forsøg fundne sammenhørende Værdier for q og e faas Jordmassens Arbejdslinie. I Fig. 29a er vist en saadan Arbejdslinie. Kurvestykket bcd (Hysteresesløjfe) svarer til, at der ved den til b hørende Belastning er foretaget Aflastning og derpaa ny Belastning.

Som nævnt har Belastningens Varighed Indflydelse paa, hvor

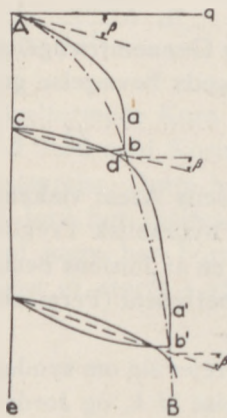


Fig. 29 a.

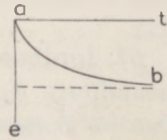


Fig. 29 b.

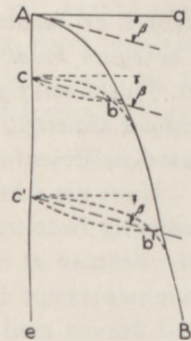


Fig. 29 c.

stor Sammentrykning der fremkommer. Arbejdslinien kan korrigeres for Belastningstidens Indflydelse ved, at man holder Belastningen konstant i nogen Tid for et passende Antal Belastningstrin. Holdes f. Eks. ved den til Punkt *a* svarende Belastning, denne konstant i længere Tid end ved de foregaaende Belastninger, og maales for denne konstante Belastning de sammenhørende Værdier af *e* og Tidsforløbet *t*, kan der paa Grundlag af disse Maalinger optegnes en Kurve, Fig. 29 b, ved Hjælp af hvilken man med en til Formaalet passende Nøjagtighed kan bestemme den til $t = \infty$ svarende Værdi af *e*. Denne Værdi af *e* giver et Punkt *b* af den til $t = \infty$ svarende (korrigerede) Arbejdslinie *AB*.

Terzaghi fandt, at Hældningen af Hysterese-Sløjferne var nogenlunde konstant for samme Lerprøve, og har derefter defineret den paagældende Jordprøves Elasticitetstal *E* som Cotangens af denne Hældningsvinkel:

$$E = \text{ctg } \beta . \quad (23)$$

Arbejdslinien fandtes at svare nogenlunde til Ligningen:

$$e = \frac{q}{E} + c \left(\frac{q}{E} \right)^3 , \quad (24)$$

hvor *c* er en Materialkonstant. Denne er hovedsagelig afhængig af den faste Jordmasses Beskaffenhed, og kun i mindre Grad afhængig af Vandindholdet. En stiliseret Arbejdslinie for Belastninger *q*, hver af uendelig Varighed, vil herefter have en Form, som vist i Fig. 29 c. Kurvestykkerne *bc* og *b'c'* fremstiller Arbejdsliniens Forløb svarende til Aflastninger med derpaa følgende Belastning.

67. Jordbundens Gennemtrængelighed for Vand (Jordbundens Permeabilitet). For Vands Bevægelse gennem en Jordmasses Porer gælder *Darcy's* Formel:

$$Q = k i F . \quad (25)$$

hvor *F* er Jordmassens Areal vinkelret paa Vandets Strømningsretning, *i* betegner Faldet i hydraulisk Tryklinie, *Q* Gennemstrømningsmængden pr. Tidsenhed og *k* en af Jordens Beskaffenhed afhængig Koefficient (Permeabilitets-Koefficienten).

Hvor det ikke drejer sig om synderlig nøjagtig Bestemmelse af *k*, og Jordmassen bestaar af ikke alt for fine Korn af sammentrængt Form, kan *k* bestemmes ved Forsøg med Anvendelsen af et simpelt Apparat som det i Fig. 30 angivne.

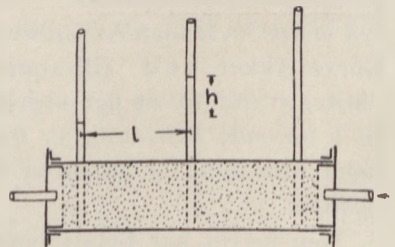


Fig. 30.

Det bestaar af et for begge Ender tillukket Rør, i hvilket Jordprøven anbringes; der tilledes Trykvand ved den ene Ende af Røret, og den i Forsøgstiden passerede Vandmængde maales. Af Vandspejlsforskellen h i Stigrørene findes $i = \frac{h}{l}$.

Ved finkornede Jordarter og navnlig ved Jord med skælformede Korn (Ler) maa man gaa mere omstændeligt tilværks ved Forsøgene, idet Vandgennemtrængeligheden ved saadanne Jordarter er i høj Grad afhængig af det Tryk, hvorunder Jordmassen befinder sig. I Forsøgsapparatet maa Jordprøven derfor underkastes det samme Tryk som det, der findes i det paagældende naturlige Jordlag.

Til Bestemmelse af k ved Beregning, naar man kender Jordmassens Hulrumsforhold, haves forskellige Formler. Af *Terzaghi* angives for Sand:

$$k = C \frac{\eta_o}{\eta_t} \left(\frac{n - 0,13}{\sqrt[3]{1-n}} \right)^2 d_v^2, \quad (26)$$

hvor, idet k angives i $\frac{\text{cm}}{\text{sek.}}$, $\frac{\eta_o}{\eta_t}$ er Forholdet mellem Vandets Viskocitet ved 10° og ved t° , n er Hulrumsforholdet, d_v den virksomme Kornstørrelse udtrykt i cm, og C en Koefficient, der for glatte Korn kan sættes til ca. 800 og for ru, kantede Korn til ca. 460.

For lerholdigt Sand er C betydelig mindre.

For Ler haves:

$$k = C \frac{\eta_o}{\eta_t} \cdot \frac{(1,15 n - 0,15)^3}{(1 - n)^4} d_v^2, \quad (27)$$

hvor C er ca. 2.

Permeabiliteten ved Jord med skælformede Korn er langt mindre — 50—100 Gange saa lille — end ved Jord med Korn af sammentrængt Form, for samme virksomme Kornstørrelse. Dette har sin Aarsag i, at Porerne ved den førstnævnte Slags Jord har spalteagtig Form, medens de ved den sidstnævnte Slags Jord mere har Form som Rør, og at Modstanden mod Vandets Bevægelse er større i spalteformede Porer end i rørformede Porer.

II. TILLADELIG BELASTNING PAA BYGGEGRUND.

68. Formaålet for Byggegrundsundersøgelser og for den Slags Jordbundsundersøgelser som de i Afsnit I omtalte, er at erhverve sig det Kendskab til Jordbundens Egenskaber, der er fornødent, for at man kan fastsætte den for hvert foreliggende Tilfælde tilladelige Belastning paa Byggegrunden, d. v. s. Kendskab til, hvor meget Jordbunden vil give efter for det fra det paagældende Bygværk til Jordbunden overførte Tryk.

Løsning af Problemet om Jordbundens Eftergiven, paa tilsvarende Maade som det for Byggematerialers Vedkommende sker ved Hjælp af Materialprøvning, er forbundet med ret store Vanskeligheder. Dette skyldes flere forskellige Forhold. De i Naturen forekommende Arter Jordbund er indbyrdes meget forskellige saavel i Henseende til Sammensætning efter Kornstørrelse, Kornform og Bestanddelenes mineralske Beskaffenhed, som i Henseende til Porevolumen og til Vands Indflydelse paa Jordbundsegenskaberne, og er derfor et meget uensartet Materiale at arbejde med, og Jordarter, der er ens i Kornsammensætning og Porevolumen, kan godt være ret forskellige indbyrdes med Hensyn til Jordlagets Bæredygtighed, idet Jordlagenes Dybdebeliagenhed og deres geologiske Alder og Tilblivelsesmaade herved spiller en væsentlig Rolle. Hertil kommer for øvrigt, at Spørgsmaalet om, hvorledes det fra et Fundament hidrørende Tryk fordeles ned i Jordbunden, er ret kompliceret og kun ufuldstændig løst.

69. Ved Behandlingen af Problemet om tilladelig Belastning paa Jordbund kan man gaa den Vej, at man i hvert foreliggende Tilfælde foretager Prøvebelastning paa den paagældende Jordbund, eller, hvis Jorden egner sig dertil, udtager Prøver af Jordbunden og undersøger disses Styrkeegenskaber paa Laboratorium. Det nærmere herom og om de Resultater, der kan naas ad denne Vej, vil blive omtalt i et senere følgende Afsnit ¹⁾, idet de Betragtninger, der kan gøres gældende med Hensyn til Spændingsforholdene i belastet Jordbund, paa visse Punkter er knyttet til Jordtrykslæren.

En anden Fremgangsmaade til Bestemmelse af tilladelig Belastning paa Byggegrund er, at den tilladelige Belastning fastsættes alene, eller ³⁾ i Hovedsagen, paa Grundlag af et vist Erfaringsmateriale, d. v. s. det Kendskab til Belastnings- og Nedsynkningsforhold, der haves fra eksisterende Bygværker paa Jordbund af samme Beskaffenhed som den i det givne Tilfælde foreliggende Jordbund.

Bestemmelse af tilladelig Belastning paa denne Maade er betinget

¹⁾ Se Afsnit IV.

dels af, at der haves et tilstrækkelig omfattende Erfaringsmateriale til Raadighed, dels af, at man er i Stand til med tilstrækkelig Sikkerhed at kunne identificere de forskellige Slags Jordbund med Hensyn til de Egenskaber, der har Betydning for Jordbundens Bæredygtighed.

De i de senere følgende Tabeller 7—10 anførte Værdier for tilladelig Belastning paa forskellige Slags Jordbund er de erfaringsmæssigt fastsatte Størrelser, som man de forskellige Steder plejer at regne med som normgivende for tilladelige Belastninger.

Med Hensyn til Identificering af en foreliggende Jordbund med den Jordbundsart, for hvilken den tilladelige Belastning kan fastsættes efter Regler, svarende til de i nævnte Tabeller indeholdte Angivelser, plejer man under almindelige Forhold, d. v. s. hvor det ikke drejer sig om større eller i konstruktiv Henseende mere usædvanlige Bygværker, og hvor Jordbunden ikke frembyder særlige Vanskeligheder, at bestemme Jordbundens Art ved at sammenholde de Oplysninger om den paagældende Jordbunds Beskaffenhed, der kan faas ved Besigtigelse af de ved Boring tilvejebragte Jordprøver, med en Inddeling af de almindeligt forekommende Arter Jordbund efter disses Egenskaber som Byggegrund, saaledes som anført i §§ 72—89, idet der da anvendes de til denne Jordbundsinddeling hørende Angivelser for tilladelige Belastninger.

70. Synderlig stor Sikkerhed i Afgørelsen af, hvor stor Belastning paa Byggegrunden man i givet Tilfælde kan gaa til, opnaas dog ikke paa denne Maade. Ved større Bygværker paa Steder, hvor Jordbundens Bæredygtighed er forholdsvis lille, og navnlig ved Bygværker, ved hvilke uens Nedsynkning af de forskellige Dele af Bygværket medfører store Ekstraspændinger i Bygværkets Konstruktionsdele, er det af Vigtighed at kende Forholdet mellem Nedsynkning og Belastning for den paagældende Jordbund saa nøje som muligt. I de senere Aar er man kommet ind paa saadanne mere vidtgaaende Undersøgelser af de forskellige Slags Jordbunds Beskaffenhed og Egenskaber, som de i §§ 21—67 omtalte ¹⁾. Maalet for denne Art Jordbunds forskning er Erhvervelsen af tilstrækkeligt Kendskab til de forskellige Faktorer's Indflydelse med Hensyn til Jordbundens Bæredygtighed, saaledes at man i Praksis ved Hjælp af nogenlunde simple Undersøgelser af Jordprøver kan fastsætte Størrelsen af den for det paagældende Bygværk og den paagældende Jordbund tilladelige Belastning af Byggegrunden.

Der findes en Del Steder, ved eller i Tilknytning til vedkommende Lands tekniske Højskoler, Jordlaboratorier, hvor der arbejdes paa at løse de forskellige Spørgsmaal angaaende Jordbundens Bæredygtighed m. v. . Forskningsarbejderne paa dette Omraade er imidlertid ikke saa

¹⁾ Se ogsaa § 173.

vidt fremskredne, at der paa Grundlag af Resultaterne af dem kan opstilles Regler, efter hvilke Bestemmelse af en Byggegrunds Bæredygtighed kan ske ved Hjælp af let gennemførlige Undersøgelser af Jordprøver.

71. Der er i de senere Aars Faglitteratur fremkommet forskellige Forslag, angaaende hvilke Undersøgelser af de i det foregaaende omtalte der bør anvendes til Karakterisering af de forskellige Slags Jordbund, og Forslag til saadanne *Undersøgelses Standardisering* og til skematisk Opstilling af Forsøgsresultater. I Tabel 6 er¹⁾ som Eksempel anført Resultater af en Jordbundsundersøgelse. I det omhandlede Tilfælde kunde der ved Besigtigelse af de ved Boringen optagne Jordprøver kun skelnes mellem de øverst i Tabellens Kolonner angivne fem Slags Jordbund. Af de anførte Talstørrelser for de ved de foretagne nærmere Undersøgelser fundne Jordbundsegenskaber ses, at der forekommer meget store Forskelle med Hensyn til disse Egenskaber inden for hver af de fem Slags Jordbund.

Tabel 6.

	FintSand	Melsand	Melsand med organiske Bestanddele	Sandet Ler	Ler
Virksomme Kornstørr. d_v ; mm	0,2—0,02	0,02—0,002	0,02—0,002	0,02—0,002	0,002
Uensformighedstal	1,5—5	21—10	2—10	100—200	10—100
Indhold af organisk Stof; %	0	0	0,5—3	0	0
Fortætningstal	100—15	20—15	20—5	50—15	20—1
Kvældningstal	260—130	130—25	130—25	260—65	70—8
Vandgennemtrængeligheds-koefficient k ; cm/Minut ...	$1-10^{-5}$	$10^{-4}-10^{-6}$	$10^{-4}-10^{-6}$	$10^{-4}-10^{-7}$	$10^{-5}-10^{-8}$
Kohæsion; kg/cm^2 ²⁾	0	0,8—5	0,8—5	2—5	0,8—10
Vandbestandighed, Sønderdelingstal	0—5 Min.	5 Min—1 Time	1 Time—flere Dage	5 Min.—1 Time	10 Min.—flere Dage
Plasticitetstal	0	5—15	5—15	0—10	10—100
Svindgrænse, Vandindh.; % ..	12—25	10—25	10—25	10—20	8—25
Nedre Plasticitetsgrænse, Vandindhold; %	0	18—25	20—65	20—25	20—50
Nedre Flydegrænse, Vandindhold; %	12—25	23—40	25—80	20—35	30—150
Kegleprøve med 60 grams—60° Kegle og 1 cm. Kegles nedsynkn., Vandindh. % ..	30	30—38	90	—	39—90
Trykstyrke af et tørret Prøvelegeme; kg/cm^2	0—5	5—30	5—30	20—40	30—100

72. Ved Klassifikation i grove Træk af de forskellige Slags Jordbund, til Brug ved Fastsættelsen af en Byggegrunds Bæredygtighed paa Grund-

1) Redlich-Terzaghi-Kampe: Ingenieurgeologie. 1929.

2) De her anførte Værdier for Kohæsionen er unormalt store. Jfr. § 99.

lag af Børingsresultater og blot Besigtigelse eller mindre indgaaende Undersøgelse af Jordprøver, inddeles Jordbundsarterne i 3 Hovedgrupper: God Byggegrund, middelgod Byggegrund og daarlig Byggegrund, og inden for disse Grupper inddeles efter de for de paagældende Arter Jordbund sædvanlig benyttede tilladelige Belastninger. Noget nærmere end efter den Karakterisering, der er udtrykt ved de nævnte Betegnelser, bruges det ofte at definere Godhedsgraderne saaledes, at man ved »god Byggegrund« forstaar Jordbund med tilstrækkelig Bæreevne til, at der kan opføres (permanente) Bygværker, hvilende direkte paa Grunden, uden at det er nødvendigt at give Fundamentet væsentlig større bærende Flade end den paagældende Bygværksdels Grundflade (f. Eks. ved et almindeligt Hus: Fundamenternes Bredde ikke væsentlig større end Murenes Tykkelse), ved »middelgod Byggegrund« en Jordbund, som vel er i Stand til at bære et Bygværk, men ved hvilken det er nødvendigt, at det til Grunden overførte Tryk fra Bygværket fordeles gennem Fundamentet over en betydelig større Flade end selve Bygningsdelens Underflade, for at Nedsynkningen kan holdes inden for de for almindelige Bygværker passende Grænser, og ved »daarlig Byggegrund« en saadan Jordbund, paa hvilken der ikke kan opføres permanent Bygværk hvilende direkte paa Grunden.

73. Klippebund. Med Klippebund betegnes Bund, bestaaende af sammenhængende Dannelser af Sten, de eruptive Dannelser: Granit, Syenit, Basalt o. s. v., og de sedimentære og metamorfiske: Sandsten, Skifer, Kalksten o. a. Klippebund, som ikke er udsat for Forvitring og ikke er lagdelt, er udmærket Byggegrund. Hvis Klippebunden er lagdelt, og der under den findes Jordbund med ringe Bæreevne, regnes Klippebunden for at være god Byggegrund, saafremt Lagdelingen er horisontal og det bærende Lags Tykkelse ≥ 3 m. Ved Klippebund med hældende Lagdeling kan der, hvis der under det Lag, der skal danne Byggegrund, findes uforstenede Lag af Ler, og Klippebunden paa Grund af tilstedeværende Spalter ikke er vandstandsende, trænge Nedbørsvand ned til det underliggende Lerlag og samles paa dettes Overflade. Leret kan da, ved at det optager Vand, blive plastisk, eventuelt flydende, og dette kan bevirke, at det overliggende Klippelag glider efter Lagets Fældlinie.

Foruden som egentlig Kalkklippe, hvor Stenmaterialet (bestaaende af Kalkskaller, der er sammenkittede med udskilt krystallinsk Kalk) danner sammenhængende Klippemasse til stor Dybde eller meget tykke Lag, forekommer Kalkbund i Form af løse, forholdsvis smaa Kalksten for det meste sammen med Sten af Flint, liggende i en Masse bestaaende af løse Kalkpartikler, eller den forekommer i Form af sammenhængende, men ret tynde Lag af haard Kalksten (ofte afvekslende med sammen-

hængende Lag af Flint), hvorimellem ligger Lag af løs Kalk, eller endvidere som Kridtformationer. Egentlig Kalkklippe har betydelig større Bæreevne end de øvrige Slags Kalkbund, men disse kommer dog under sædvanlige Forhold ogsaa ind under Gruppen »God Byggegrund«. Kridtformationer falder dog i mange Tilfælde ind under Gruppen »Middelgod Byggegrund«.

74. Sand og Grus bestaar for den væsentligste Del af Kvartskorn; ved Siden heraf indeholder det mindre Mængder Korn af Glimmer, Feldspat, Hornblende, Kalk o. a. Langt den største Del af Kornene har sammentrængt Form.

Efter Kornstørrelsen skelner man mellem ¹⁾:

Grus	Kornstørrelse	2 —5 mm
Meget groft Sand	—	1 —2 »
Groft Sand	—	0,5—1 »
Middelfint Sand	—	0,2—0,5 »
Fint Sand	—	0,1—0,2 »

Grus og groft Sand er i Almindelighed god Byggegrund, naar det er tæt lejret og nogenlunde ensartet i Henseende til Kornstørrelse, samt under Forudsætning af, at der, hvis Tykkelsen af Grus eller Sandlaget er mindre end 3—5 m eller mindre end 2 Gange Fundamentets Bredde, ikke findes mindre bæredygtig Jordbund under Grus eller Sandlaget. Tilstrækkelig tæt Lejring til, at Grus og Sandlag danner god Byggegrund, forefindes i Reglen, hvis Laget er dannet ved Aflejring i Vand, saaledes som Tilfældet er ved Grus og Sandlag i Flodlejer og paa Havbunden.

Grus og Sand, som indeholder større Mængder af ulige store Korn, har i mange Tilfælde mindre tæt Lejring. Nedsivende Nedbørsvand eller Rystelser (fra Færdsel) kan ved saadan Bund bevirke, at der sker Ændringer i Lejringen, og dermed, at der sker Sætninger i Byggegrunden. Morænedannelsernes Grus og Sand-Lag har for det meste mindre tæt Lejring og bestaar af ulige store Korn; disse Grus og Sand-Lag er ofte iblandet mindre Mængder Ler. Denne Slags Bund er middelgod Byggegrund. I nogenlunde stor Dybde (f. Eks. 5—10 m) under Overfladen vil Lejringen dog i Reglen være en Del tættere end nær ved Overfladen. Dette skyldes dels den ved den overliggende Jords Vægt tilvejebragte Fortætning af de dybere liggende Lag, dels Nedsivningsvandets Virkning.

Ved Bund, bestaaende af Grus eller groft Sand med nogenlunde lige store Korn har det med Hensyn til Bundens Egenskaber som Byggegrund ingen Betydning, om der er Vand til Stede i Grunden eller ej. De almindelig forekommende Grundvandsstrømninger og Forandringer i

¹⁾ Jfr. § 29.

Grundvandspejlets Højde har her heller ikke Indflydelse paa Grundens Bæredygtighed.

Middelfint Sand og fint Sand regnes sædvanlig for at være middelgod Byggegrund. I saadant Sand og i Sand, der indeholder større Mængder Korn af meget forskellige Størrelser, vil Grundvandsstrømning og navnlig mulig forekommende opadgaende Vandbevægelse gennem Sandet bevirke, at Sandet bliver løsere lejret og dets Kvalitet som Byggegrund derved forringet.

75. Flydesand. Sand kan, naar der er Vand til Stede i Sandet, under visse Forhold have Konsistens som en træg Vædske og kaldes da Flydesand. Flydesand kan ikke, saaledes som tørt Sand og fugtigt — op indtil vandmættet — Sand, staa med skraanende Overflade, men indstiller sig som en Vædske med vandret Overflade. Et Legeme med større Vægtfylde end Flydesandets synker til Bunds i det.

Flydesandets særlige Egenskaber beror paa, at det indeholder mere Vand, end hvad der svarer til Sandets Porevolumen. Sandkornene berører derfor ikke hverandre, men er adskilte ved et Vandlag. En Sandmasse kan bringes til at optage større Vandvolumen end Sandets Porevolumen, naar der ved Sandmassens Underside tilføres Vand under et vist Tryk. Størrelsen af det fornødne Tryk er afhængig af Sandets Kornstørrelse og Lejringsstæthed.

Ved Optagelsen af Vandet drives Sandkornene lidt bort fra hverandre, og den Modstand mod Formforandring, der er til Stede i den oprindelige Sandmasse paa Grund af den indre Friktion og paa Grund af, at Formforandring af Sandmassen er betinget af de enkelte Kornes Kæntringsbevægelse om Berøringspunktet med Nabokorn, forsvinder saa at sige ganske. Optagelsen af den større Vandmængde medfører en Volumenforøgelse af Sandmassen.

Af Singer¹⁾ angives, at Sand, hvis Mætningsvandmængde var 33 til 45 %, omdannedes til Flydesand, naar Vandindholdet forøgedes til 65 %. Ved at indlede Vand fra neden i et med Sand fyldt lodret staaende Rør fandtes, at Omdannelsen af Sandet til Flydesand begyndte, naar Vandspejlet i Tilledningsrøret stod i en vis Højde over Sandets Overflade. Saafremt Sandet var løst lejret, var denne Højde omtrent lig med Sandsøjls Højde. Hvis Sandet var tæt lejret, skete Omdannelsen til Flydesand ved et Overtryk, maalt i Vandsøjle højde, omtrent lig $1\frac{1}{2}$ Gange Sandsøjls Højde.

Jo finere Sandet er, og jo mere afrundede Sandkornene er, ved desto mindre Overtryk sker Omdannelsen til Flydesand. Om Sandet indeholder større eller kun mindre Mængder Glimmer, synes ikke at have Betydning med Hensyn til Omdannelse til Flydesand.

¹⁾ M. Singer: Der Baugrund. 1932.

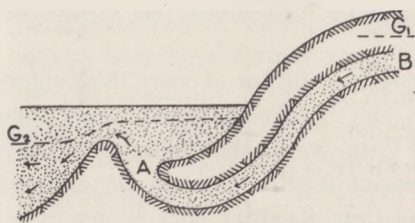


Fig. 31.

Et Sandlag med fri Overflade er uanvendeligt som Byggegrund, hvis der i Sandlaget og i detses Omgivelser er saadanne Grundvandsforhold til Stede, at Sandet er udsat for at blive omdannet til Flydesand, f. Eks. saadanne Forhold, som skematisk vist i Fig. 31. En vandførende, stor-kornet Sandaare AB udmunder ved A i et finkornet Sandlag med fri Overflade. G_1 er Grundvandshøjden ved B og G_2 Grundvandspejlet i det finkornede Sandlag, saaledes at der foregaar Vandbevægelse som angivet paa Figuren.

Paa Grund af den forholdsvis store Modstand mod Vandbevægelsen i det finkornede Sand vil der ved, og i en vis Udstrækning omkring, Sandaarens Udmunding i det finkornede Sand, i detses vandfyldte Porer være et Overtryk, ligesom i et med Sand fyldt Rør, til hvilket der tilledes Trykvand fra neden. I en vis Udstrækning omkring Sandaarens Udmunding vil det finkornede Sand derfor være Flydesand.

Hvis Flydesandet er helt omsluttet af tætte Jordlag, saaledes at det ikke kan undvige, forringer Flydesandets Tilstedeværelse ikke det over Flydesandet liggende Jordlags Bæredygtighed i væsentlig Grad. Belastes et saadant Jordlag ved Opførelse af et Bygværk, vil den derved forarsagede Forøgelse af Trykket paa Flydesandet bevirke, at dette sammentrykkes, idet en Del af Flydesandets Overskudsvand presses ud gennem de omgivende Jordlag. Men denne Sammentrykning er ikke væsensforskellig fra den, der finder Sted ved Belastning af løst lejret almindeligt Sand eller af Lerbund, og har for saa vidt ikke noget at gøre med Flydesandets Vædske-Egenskaber.

En anden Sag er, at Flydesand i Undergrunden kan frembyde visse Farer for et Bygværk, der staar paa det oven over Flydesandet liggende Jordlag. Hvis der foretages en Udgravning i Nærheden af Bygværket, saaledes at der fremkommer en Aabning i de Jordlag, der omslutter Flydesandet, vil dette kunne flyde ud ad denne Aabning. Herved dannes Hulrum under det Jordlag, hvorpaa Bygværket hviler, saaledes at Jordlaget og Bygværket synker.

Ret almindeligt er det, at man faar at gøre med Flydesand og de med detses Tilstedeværelse følgende Vanskeligheder ved Udgravning af Byggegrube i almindelig vandfyldt Sandbund, naar Byggegrubens Tørholdelse for det tilstrømmende Grundvand sker ved Udpumpning fra Byggegruben. Ved Udgravning af en Byggegrube som vist i Fig. 32 (CD er Grundvandspejlet, AB Jordoverfladen og EF Indfatningsvægge),

vil der i den i Figuren fremstillede Situation, hvor der er udgravet til GH , i Sandet under GH være et opad virkende Vandtryk, omtrent lig med Vandhøjden DG . For en af Sandets Beskaffenhed og Lejringsforhold afhængig Størrelse af dette Overtryk kan Sandet under GH omdannes til Flydesand. En saadan Omdannelse til Flydesand medfører, at Sandet fra

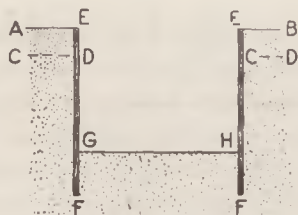


Fig. 32.

Siderne flyder ind i Gruben lige saa hurtigt, som det graves op, og Gravemateriellet — Tipvognsspor, Vogne og Graveredskaber m. v. — synker ned i Sandet. Det nævnte Overtryk er noget mindre end Højden DG , nemlig saa meget mindre end DG , som den Trykhøjde, der kræves til Overvindelse af Ledningsmodstanden ved Vandbevægelsen gennem Sandet. I fint Sand er Vandtilstrømningen mindre end i groft Sand. Omdannelsen til Flydesand sker derfor i fint Sand allerede, naar Grubens Bund er ført et forholdsvis lille Stykke ned under Grundvandspejlet.

Sandbunds Byggegrunds-Egenskaber kan ogsaa paa anden Maade forringes ved Vandets Indtrængen i Byggegruben end ved Sandets Omdannelse til Flydesand, nemlig ved at det op gennem Byggegrubens Bund indstrømmende Vand fører noget af Bundens Sand med sig. Herved bliver Sandbundens Lejrning efterhaanden løsere, og dette medfører, at der fremkommer betydelige Sætninger, naar Bygværket senere opføres paa Sandbunden. Det er især ved Sandbund, der bestaar af Korn af meget forskellige Størrelser, at det i Byggegruben indtrængende Vand virker paa denne Maade. Denne Virkning af det indtrængende Vand er som nævnt forskellig fra den, der haves ved Sandets Omdannelse til Flydesand, men forveksles ofte dermed.

Ved Opfyldning med Sand, hvor Sandet opløses i Vand og pumpes ind paa Opfyldningsstedet, bevarer Sandet sin Konsistens som Flydesand i nogen Tid efter Indpumpningen, nemlig saalænge, indtil Overskudsvandet er trukket ned i Undergrunden eller ledet bort. Kastes en Sten ud i saadant nylig indpumpet Sand, synker den ned deri, og der dannes Bølger i Sandmassen ligesom i en Vædske.

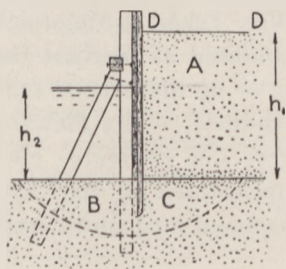


Fig. 33.

Som Eksempel paa, hvorledes Sands Omdannelse til Flydesand kan forvolde Skade, kan nævnes følgende Tilfælde ved Opfyldning med indpumpet Sand inden for en Indfatningsvæg (Fig. 33). I den i Fig. viste Situation under Op-

fyldningen, hvor det opslæmmede Sands Overflade er DD , vil der i den naturlige Sandbunds Porer være et Overtryk til Stede, svarende til Vægtforskellen mellem det paa den ene Side af Væggen værende Lag opslæmet Sand (h_1) og det paa Væggens anden Side værende Vand (h_2). For en vis Størrelse af dette Overtryk, afhængig af den naturlige Sandbunds Beskaffenhed, omdannes Sandbunden til Flydesand (f. Eks. ned til den i Fig. viste punkterede Linie), og idet da baade det indpumpede Sand A og Sandlegemerne B og C er Flydesand, trykkes Sandet B bort af det inden for Væggen værende Sand, og dette flyder ud under Indfatningens Plankevæg.

Som et andet Eksempel kan nævnes: I en under Vand udgravet Byggegrube rammes der Fundamentspæle af Træ ned i Sandbunden. Da Byggegruben senere udpumpedes, omdannedes derved Sandet under Byggegrubens Bund til Flydesand, og dette bevirkede, at de nedrammede Pæle som Følge af Opdriften paa dem løftedes op fra Bunden.

76. Ler er i Modsætning til Sand et i udpræget Grad heterogent Materiale, saavel i Henseende til Kornstørrelse og Kornform og til mineralsk S sammensætning, som i Henseende til Jordbundens Struktur. Endvidere spiller Vandindholdet her en meget væsentlig Rolle med Hensyn til Jordbundens Egenskaber som Byggegrund. Som Byggegrund er Ler langt vanskeligere at have at gøre med end Sand.

77. Lerets Bestanddele. Ler bestaar af meget smaa og i Størrelse meget forskellige Korn. I Fig. 21 (S. 18) er anført Eksempler paa nogle Lerarters S sammensætning efter Kornstørrelse. Hovedbestanddelen af Ler er Forvitningsprodukter af Granit og andre feldspatrige Stensarter. Den mineralske S sammensætning kan dog være meget forskellig de forskellige Steder og i de forskellige Jordlag paa samme Sted.

Goldschmidt fandt ved nogle af ham undersøgte Lerarter følgende S sammensætning efter Kornform og Bestanddelenes mineralske Art:

Skælformede Korn: Glimmerminerale, Klorit, Brucit, Kaolin, Hydrargyllit.

Stangformede Korn: Hornblende, Epidot, Pyroxen.

Sammentrængt formede Korn: Kvarts, forskellige Feldspatminerale.

Efter Lerets større eller mindre procentvise Indhold af de mest fin-kornede Dele — Mikroler (Kolloidslam), Ultraler — og tilsvarende mindre eller større Indhold af de noget grovere Bestanddele — Mo, Melsand — kan der skelnes mellem »federe« og »magrere« Ler (»stivere« eller »lettere« Ler). Antagelig spiller herved ogsaa Kornformen en vis Rolle, saaledes at Lerets Karakter som fedt Ler hører sammen med forholdsvis stort Indhold af skælformede Korn.

Ler er ofte iblandet mindre Mængder Svovlkis, Kalkspat, Gips o. a.

78. Lerets Struktur. De ved Lerets Dannelse i Naturen særlige Forhold, der antages at være Aarsag til, at Lers Struktur er forskellig fra Sands, er efter *Terzaghi* og *Casagrande*¹⁾ følgende: Naar under Lerpartiklernes Aflejring i Vand et Korn er naaet ned til det allerede aflejrede Stof og kommer til at ligge an mod et andet Korn, vil der i Anlægsfladen mellem de to Korn virke en Adhæsion, og dennes Størrelse vil være afhængig af Størrelsen af Anlægsfladen mellem de to Korn. Hvis det paagældende Korn (A, Fig. 34) er

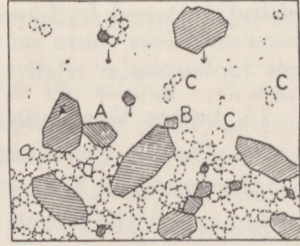


Fig. 34.

forholdsvis stort og tungt, vil Tyngdens Moment om Berøringsfladens Kant være større end Adhæsionens Moment, saaledes at Kornet kæntrer og ruller ned i Hulrummet ved Siden af det Korn, det først kom til at ligge an imod.

Hvis det paagældende Korn (B) er lille og dets Overflade derfor stor i Forhold til dets Vægt, vil Tyngdens Moment ikke være i Stand til at overvinde den fra Adhæsionen i Anlægsfladen hidrørende Modstand mod, at Kornet kæntrer som før nævnt; Kornet forbliver da liggende i den først indtagne Stilling.

De meget smaa Partikler, Mikroler og Ultraler, synker ikke til Bunds enkeltvis, idet de hindres deri af de *brownske* Bevægelser i den af Partiklerne og Vandet bestaaende Sol. Ved Koagulation forenes en Del af disse meget smaa Partikler til fnug-agtige Aggregater (C). Naar disse har naaet en vis Størrelse, er de i Stand til at overvinde den fra de brownske Bevægelser hidrørende Modstand mod Nedsynkning gennem Vandet. Ved Aflejringen forholder disse Aggregater sig paa samme Maade som de førnævnte relativt smaa Partikler B.

De i Havvand indeholdte Salte har stærk koagulerende Virkning. Ved Aflejring i Havvand vil derfor ogsaa større Partikler end de førnævnte (Mikroler og Ultraler) kunne samles til Aggregater og aflejres som saadanne.

Det som Sediment dannede Stof faar paa denne Maade en celle-agtig Struktur, saaledes som skematisk vist i Fig. 34.

Under Virkningen af Vægten af det ved den fortsatte Aflejring stadig voksende Jordlag komprimeres de underliggende Lag. Den ved Kompressionen foregaaende Formindskelse af Porerne sker ikke ensformig fordelt over det hele Porevolumen, men saaledes, at Porerne i de Aggregater, der udfylder de snævre større Korn, sammenpresses mest. Trykkene overføres fra det ene af de større Korn til det andet, hovedsagelig gennem de paa disse snævre Steder af Mellemrummene mellem de større Korn værende stærkt sammenpressede Partikelgrupper, medens den øvrige Del af Lermassen kun i meget ringe Grad deltager i Trykoverførelsen.

Svarende hertil skulde Lerets Struktur være som vist i Fig. 35. Denne Struktur kaldes *Cellestruktur* eller *Ske-*

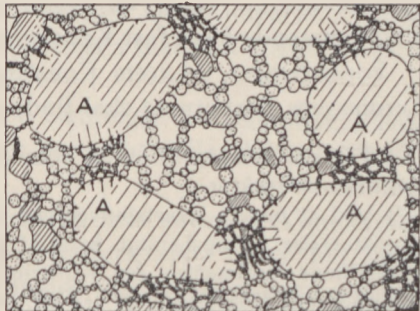


Fig. 35.

¹⁾ Publication. Mass. Inst. of Technology, 1932.

letstruktur ¹⁾. — I Jord med en saadan Struktur er for en Del af Porerne Vedkommende disse større end Kornene omkring Porerne, og Hulrumsforholdet for hele Jordmassen er relativt stort ²⁾.

79. Lerets Vandindhold. Det er tidligere nævnt, paa hvilke Maader Vandindholdet i en finkornet Jordmasse som Ler kan have Indflydelse paa Jordmassens Egenskaber.

Ler med Vandindhold mindre end det, der svarer til den paagældende Lerarts Svindgrænse (jfr. § 59), den faste Konsistensform, er i Reglen i Besiddelse af betydelig Kohæsion og indre Friktion. Ler med Vandindhold større end Svindgrænsens Vandprocent vil være mere eller mindre plastisk. I den plastiske Tilstand er Leret i Reglen i Besiddelse af en Del Kohæsion, medens den indre Friktion er ganske ringe. Ved endnu større Vandindhold er ogsaa Lerets Kohæsion ganske ringe. Leret har da flydende Konsistens.

Den flydende Konsistens svarer nærmest til den Tilstand, som det øverste Lag af et Slæmmeprodukt er i umiddelbart efter, at Aflejringen har fundet Sted. Ler med flydende Konsistens forekommer ofte i Naturen i de øverste Dele af Lerlag, som efter Aflejringen stadig er dækket af Vand (Lerdynd). Ler med plastisk Konsistens kan forekomme i de noget dybere liggende Dele af Lerlag, som af Vægten af de overliggende Dele af Lerlaget eller af andre Jordlag i Tidernes Løb er blevet komprimeret, saaledes at Vandindholdet er blevet mindre og Leret bragt nogen ægte Kohæsion. I endnu større Dybde findes Ler med fast Konsistens.

Lermassens Omdannelse fra flydende Konsistens til plastisk Konsistens eller videre til fast Form kan imidlertid, som tidligere nævnt, ogsaa ske ved Kapillartrykkenes Virkning. Ler, til hvilket Luften har Adgang, og Ler, som paa Grund af Niveauforandringer i tidligere geologiske Perioder har været underkastet Udtørring og senere atter er blevet dækket af Vand, vil derfor ogsaa for de øverste Dele af Lagets Vedkommende have fast Konsistens.

Forandringer i Lerets Konsistens foregaar meget langsomt. For at Lermassens Fortætning skal finde Sted, maa der presses Vand ud af Po-

¹⁾ For den simple Struktur, som almindeligt Sand har, bruges Betegnelsen: *Enkeltkorn-Struktur*.

²⁾ Ved at opdele Kvartpulver ved Slæmmeanalyse i forskellige Grupper efter Kornstørrelse og oplømme hver af Grupperne for sig, fandt *Terzaghi*, at de fremstillede Sedimenter for Kornstørrelse $>$ ca. 0,1 mm havde Enkeltkorn-Struktur. For Kornstørrelser fra 0,1 mm og nedefter havde Sedimenterne større Hulrumsforhold, jo mindre Kornene var. Ved Kornstørrelse 0,05 mm var Hulrumsforholdet en Del større end Hulrumsforholdet ved den løseste Lejrning af lige store, kugleformede Korn ($n_0 = 0,476$).

rerne, og Modstanden mod Vandbevægelsen er overordentlig stor paa Grund af Porerne Snæverhed.

Naar de Kræfter, som har foraarsaget Lerets Fortætning — Vægten af overliggende Jordlag eller Kapillartryk — ophører at virke, kvælder Leret ud, og er der Vand til Stede, vil Leret da ved at optage Vand kunne omdannes fra fast Form til plastisk Tilstand og videre til flydende Konsistens. Om Leret saaledes omdannes til plastisk Ler, eventuelt til Flydeler, afhænger af, hvor stor Vandmængde det optager, og derfor af, i hvor høj Grad Leret kvælder ud. Antagelig hænger dette atter sammen med, i hvor stor Udstrækning den paagældende Lerart er i Stand til at bevare den ved Lerets Fortætning frembragte ægte Kohæsiion.

Er Leret i Stand til at bevare den ægte Kohæsiion nogenlunde ufor- mindsket, vil Udkvældningen være ringe, og Leret derfor ikke tilbøje- ligt til at blive plastisk eller flydende.

De forskellige Lerarter forholder sig meget forskelligt i Henseende til Udkvældning og dermed følgende Optagelse af Vand og Overgang til plastisk eller flydende Tilstand. Hvad der med Hensyn til Lerets Beskaffenhed er det afgørende for, om Leret har større eller mindre Tilbøjelighed til at optage saa meget Vand, at det bliver plastisk eller fly- dende, kendes ikke. Det angives, at Rystelser (fra Færdsel, Maskinfun- damenten) fremmer Lerets Tilbøjelighed til at blive plastisk eller fly- dende. At Rystelser virker paa denne Maade, kan maaske tilskrives, at den ægte Kohæsiion delvis gaar tabt ved Rystelserne. Et lignende For- hold kendes fra Laboratorieundersøgelser af Ler. Ved kraftig Æltning af en Lerprøve forsvinder dennes ægte Kohæsiion.

80. Lerbunds Eftergiven for Belastning er ganske ringe, naar Be- lastningen er kortvarig, men forholdsvis betydelig ved langvarig Be- lastning. Aarsagen til, at Belastningstiden har saa stor Indflydelse, er det tidligere omtalte Forhold vedrørende Vandets Udpresning af Porerne. Bygværker, der staar paa Lerbund, vedbliver i mange Tilfælde at sætte sig gennem en lang Række af Aar.

Ved stærkt udtørret Lerbund sker Sætningen hurtigt efter Belas- ningens Anbringelse, fordi Lerets Porer her er helt eller delvis luftfyldte.

81. Lerbund som Byggegrund. Lerbund, hvis naturlige Vandindhold er ringe (lig med eller mindre end Svindgrænsen) horer ind under Klassen: god Byggegrund. Saadan Lerbunds Paalidelighed som god Byg- gegrund er imidlertid betinget af, at Lerbunden er beskyttet mod Til- førsel af Vand ude fra, eller at Leret er af en saadan Beskaffenhed, at Vandindholdet, hvis Leret udsættes for at kunne optage Vand ude fra,

ikke derved forøges ud over Svindgrænsen (udblødes) saaledes, at Leret bliver plastisk eller flydende.

Ler med større Vandindhold end det, der svarer til den paagældende Lerarts Svindgrænse, hører til Klassen: middelgod Byggegrund, eller, under uheldige Forhold med Hensyn til Muligheden for Lerets Optagelse af Vand, til Klassen: daarlig Byggegrund.

82. Mergel eller Mergeller er Ler med forholdsvis stort Indhold af Kalk. Dets Indhold af Mikroler og Ultraler er mindre end det rene Lers Indhold af disse de mindste Lerpartikler. Mergel er derfor en forholdsvis mager Jordart. Sædvanligvis er Mergel god Byggegrund.

83. Meget almindelig forekommende Jordbund er Blandinger af Sand og Ler. Er Blandingens Indhold af Kvartskorn (i Størrelser op til ca. 0,5 mm) mindre end 30 %, betegnes Jordarten som Ler. Er Jordbundens Indhold af Kvartskorn større end 70 %, betegnes den som Sand.

Efter det inden for Grænserne 30 % og 70 % liggende større eller mindre procentvise Indhold af Kvartskorn kan der skelnes mellem: Lerholdigt Sand, Leret Sand, Sandet Ler og Sandholdigt Ler. For saadanne Blandinger af Sand og Ler gælder, i store Træk, at den paagældende Jordart besidder Leregenskaber i samme Grad, som den er lerholdig. Er Indholdet af større Kvartskorn saa lille, at Jordmassens Kvartskorn ikke er i indbyrdes Berøring, men helt omgivet af Ler, har Jordbunden omtrent helt Lerets Egenskaber.

84. Klæg er sandholdigt Ler, hvor Kvartskornene dog er betydelig mindre end i de almindelige Blandinger af Sand og Ler. Klæg er i den almindelig forekommende Form, som Marskdannelser, et Sediment af, i geologisk Henseende, forholdsvis sen Oprindelse, og med stort Vandindhold. Klæg hører nærmest ind under Gruppen middelgod Byggegrund, eller er snarere af endnu ringere Kvalitet.

85. Foruden de nævnte Blandinger af Ler og Sand forekommer Jordbund, bestaaende af Ler eller Mergel, Sand, Grus og Sten i meget forskellige Størrelser. Saadan Jordbund er tæt og fast lejret og har kun ringe Vandindhold, selv om Laget er i direkte Berøring med Vand (Havbund). Denne Slags Jordbund er god Byggegrund.

86. Tørvejord er daarlig Byggegrund. Det samme gælder de fleste andre Arter af Jordbund med stort Indhold af organiske Bestanddele.

87. Opfyldt Grund bestaaende af Grus eller groft Sand, afljret i Vand, er god Byggegrund. Fint Sand lejrer sig ikke helt tæt og er derfor som Byggegrund af noget ringere Kvalitet. Tør-Opfyldninger af Grus

eller Sand har ligeledes mindre tæt Lejring og hører derfor til Klassen middelgod Byggegrund.

Opfyldning, bestaaende af *Ler* eller *Ler-Sandblandinger*, er sædvanligvis daarlig Byggegrund. En saadan Opfyldning vil nemlig vedblive at synke sammen igennem en længere Aarrække, og Nedsynkningerne er betydelig større end de, der kan tillades ved et almindeligt permanent Bygværk. Sammensynkningen kan blive $\frac{1}{10}$ af Opfyldningshøjden eller mere, saafremt Jorden lægges ud i stor Højde, uden at der træffes Foranstaltninger til at forøge Lejringstætheden. Udlægges Fylden i nogenlunde tynde Lag (f. Eks. 0,3 m tykke Lag), og vandes og stampes eller tromles Jorden lagvis, faas større Lejringstæthed og mindre Sætning efter Opfyldningens Fuldførelse. Endnu større Formindskelse af den færdige Opfyldnings senere Sammensynkning kan opnaas, ved at man foretager Opfyldningen paa den Maade, at Fylden oplægges i Vand og pumpes eller skylles ind paa Opfyldningsarealet, saaledes at Fylden aflejres i Vand.

En saadan Leropfyldning vil imidlertid, ligesom Tilfældet er ved den øverste Del af et naturligt dannet Lerlag, komme til at indeholde betydelig større Mængder Vand, end hvad der svarer til den naturlige Vandprocent for den samme Jordart i fast Aflejring, og have betydelig større Porøsitet end Jorden i naturlig fast Aflejring.

Selv om en saadan Opfyldnings Sammensynkning, saalænge det opfyldte Areal henligger ubelastet, i det hele vil være betydelig mindre end en tilsvarende Tøropfyldnings Sammensynkning, vil de Sætninger, der fremkommer ved Opførelsen af et Bygværk, sædvanligvis dog være saa betydelige, at en saadan Opfyldning under almindelige Forhold maa henregnes til Klassen: daarlig Byggegrund.

88. Almindelig anvendte tilladelige Belastninger. I de efterfølgende Tabeller 7—10 er angivet de i almindelig Byggepraksis forskellige Steder benyttede empiriske Regler for Fastsættelse af tilladelig Belastning paa Byggegrund.

En Mangel ved disse Regler er, at de ikke indeholder Angivelse af Størrelsen af de til de anførte Belastninger svarende Nedsynkninger og heller ikke Oplysninger om Brudgrænsen for de forskellige Slags Jordbund. Der vides derfor ikke noget om, hvor stor den Sikkerhedsgrad er, som man faar indført ved Benyttelsen af Reglernes Talværdier for tilladelig Belastning. I de fleste af de i Praksis forefaldende Tilfælde er de omhandlede Regler dog tilstrækkelige for Bestemmelse af Dimensionerne for et Bygværks Fundamenter. At dette er Tilfældet, ligger i, at ved Størsteparten af Bygværker af mere almindelig Art har Stør-

relsen af de Sætninger af Bygværket, der sker ved god og middelgod Byggegrund, praktisk taget ingen Betydning for Konstruktionsdelenes Paavirkning, og dernæst i, at det ved almindelige Bygværker paa god eller middelgod Byggegrund ikke gør meget fra eller til i økonomisk Henseende, om man giver Fundamentets bærende Flade netop den Størrelse, som Grundens Bæreevne i Virkeligheden kunde berettigede til, eller man gør Fundamentet væsentlig større, og saaledes holder sig rigeligt paa den sikre Side med Hensyn til Paavirkning paa Byggegrunden.

I de mere specielle Tilfælde, hvor det er af Betydning, at der haves Kendskab til Størrelsen af Nedsynkningerne paa Grund af Jordbundens Eftergiven for Belastning, fordi disse Nedsynkninger i det givne Tilfælde skal holdes inden for visse, under Hensyn til Bygværkets Konstruktion fastsatte Grænser, eller hvor det paa Grund af Jordbundens mindre gode Beskaffenhed som Byggegrund spiller en væsentlig Rolle i økonomisk Henseende, at Jordbundens Bæreevne udnyttes saa nær til Grænsen som mulig, er de i de omtalte empiriske Regler indeholdte Angivelser af tilladelige Belastninger ikke tilstrækkelige. Man maa da, som nævnt i § 69, gaa den Vej, at der foretages Prøvebelastning af den foreliggende Jordbund i Forbindelse med nøjere Undersøgelse af denne.

89. I de af *Dansk Ingeniørforening* i 1926 udgivne *Normer for Beregning af Husbygningskonstruktioner* angives følgende Regler for tilladelig Belastning af Byggegrund:

Tabel 7.

Trykfordelingen paa
Fundamentets Underflade ikke meget
uensformet;
Tilladeligt Middeltryk

<i>Meget god Byggegrund</i> , f. Eks. fastlejret, tørt eller middelfugtigt groft Sand og Grus	4 kg/cm ²
<i>God Byggegrund</i> , f. Eks. fastlejret, meget fugtigt groft Sand og Grus, <i>eller</i> fastlejret, ikke meget fugtigt Sand og Grus med indtil ca. $\frac{1}{3}$ Ler, <i>eller</i> fast, nogenlunde rent Ler, der ikke er udsat for at udblødes	3 »
<i>Temmelig god Byggegrund</i> , f. Eks. finere tørt Sand <i>eller</i> meget fugtigt Sand og Grus med indtil ca. $\frac{1}{3}$ Ler <i>eller</i> fugtigt Sand og Grus med forholdsvis mere Ler	2 »

I Tilfælde, hvor en korrekt Beregning af største Kanttryk gennemføres, f. Eks. ved Skorstene, Støttemure o. lign., kan den tilladelige Værdi af Kanttrykket regnes til $1\frac{1}{2}$ Gange de ovenfor angivne Værdier.

Singer ¹⁾ angiver:

Tabel 8.		Tilladelig Belastning
Haard, fast Klippe		15—40 kg/cm ²
Blødere Stenarter		8—12 »
Ældre tertiær Aflejring af Sand og Sten		4—7 »
Ældre tertiær Aflejring af (Brakvands- eller Havvands-) Ler		4—6 »
Yngre tertiær Aflejring af Sand og Sten		4—7 »
Yngre tertiær Aflejring af fint Sand		3—4 »
Yngre tertiær Aflejring af (Ferskvands-, Brakvands- eller Havvands-) Ler		3—4 »
Bundmoræne-Dannelser med stort Kalkindhold		4—6 »
Bundmoræne-Dannelser med stort Lerindhold		2—3,5 »
Diluvialt Grus		4—6 »
Diluvialt skarpt Sand		4—5 »
Diluvialt Melsand		3 »
Diluvialt Ler med stort Kalkindhold		4 »
Diluvialt Ler med stort Indhold af Glimmer		2 »
Vind-aflejret Melsand		3 »
Klitsand		2 »
Ældre alluvialt Grus og Sten		4—5 »
Ældre alluvialt skarpt Sand		3 »
Ældre alluvialt fint Sand		2 »
Yngre alluvialt Grus og Sten		3—4 »
Yngre alluvialt skarpt Sand		2—3 »
Yngre alluvialt fint Sand		1—1,5 »
Yngre alluvialt sandblandet Ler		1 »
Yngre alluvialt Ler		1 »
Opfyldt Grund		0,5—1 »

For de i Tabel 8 anførte Værdier for Belastninger angiver *Singer*, at Nedsynkninger kan regnes: for Sand 0—1 cm og for Ler 2—3 cm.

¹⁾ *Singer*: Der Baugrund. 1932.

*Brennecke-Lohmeyer*¹⁾ anfører følgende i England sædvanlig anvendte Værdier:

	Tilladelig Belastning
Klippebund, efter Fasthed og Lagdeling	8,7—20 kg/cm ²
Sandsten, der kan sønderbrydes i Haanden	1,6—1,9 »
Tæt lejret Grus	7,6—9,8 »
Meget fast lejret Sand (Funderingsdybde ikke under 6 m), og sandet Grus	6,5—7,6 »
Fast lejret Sand i Flodmundinger	4,9—5,5 »
Kridt med Indhold af Grus	2,2—3,3 »
Blødt Kridt (lerholdigt og uden Grus)	1,1—1,6 »
Fast, blaat Ler, fast Mergel	5,4—8,7 »
Gult Ler	4,4—6,5 »
Fast Ler, blandet med fint Sand	4—5 »
Vaad Lerbund	1,6—2,2 »
Alluvial Bund, lerblandet Sand	0,8—1,6 »

Endelig skal, efter *Terzaghi*²⁾, anføres de af *American Foundation-Committee* indsamlede Oplysninger om de i U. S. A. benyttede Størrelser for tilladelig Belastning:

	Tilladelig Belastning
Klippebund	11—54,5 kg/cm ²
Haard Mergel, beskyttet mod Luft, Vand og Frost	8,7—19,6 »
Fast Mergel	6,5—11 »
Sandsten	6,5—11 »
Lagdelt Klippe, Lerskifer med ringere Styrke end bedste Sort Murstens-Murværk	5,4— 8,7 »
Tæt lejret, groft Sand	3,3— 6,5 »
Fast, tørt Ler og sandblandet Ler, fastlejret fint Sand..	2,2— 4,4 »
Ler og Sand i skiftende Lag	2,2— 5,4 »
Temmelig tørt Ler og fint, tørt og rent Sand	1,9— 4,4 »
Vaad Ler og blødt, vaadt Sand	1,1— 2,2 »
Blødt Ler	0,8— 3,3 »
Vandfyldt, fint Sand og alluvial Bund	0,54— 1,1 »

At de i Tabellerne 9 og 10 anførte tilladelige Belastninger ikke er angivne i runde Tal, hidrører fra Omsætningen fra engelsk Maal til kg/cm².

1) *Brennecke-Lohmeyer*: Der Grundbau. 1930.

2) *Terzaghi*: Erdbaumechanik. 1925.

III. JORDTRYK.

90. Jordtryksproblemet i dets simpleste Form møder man ved Behandling af Opgaver vedrørende Dimensionering af Støttemure og andre lignende Bygværker, der tjener til at danne Begrænsning for en Jordmasse.

En løs Jordmasse vil, naar den ikke begrænses af en Støttemur eller en Indfatningsvæg, indstille sig med en skraanende Flade AF (Fig. 36). Denne Flade er, bortset fra dens øverste og nederste Del, en Plan. Planens Hældningsvinkel ϱ kaldes den paagældende Jordarts *naturlige Skråntvinkel*.

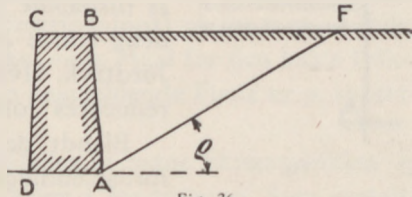


Fig. 36.

91. Aktivt Jordtryk. Hvis Jorden begrænses af en Støttemur $ABCD$, vil Jordmassen udøve et vist Tryk mod Bagsiden AB af Muren. Det Tryk, som Muren i det mindste skal være i Stand til at modstaa, for at Jordmassen netop skal være hindret i at skride ud, kaldes det aktive Jordtryk. Dette Tryk lader man være bestemmende for de, af Hensyn til Murens Stabilitet, fornødne Dimensioner af Muren og dens Fundament.

Det aktive Jordtryk er herved at betragte som en paa Muren virkende ydre Kraft, om hvilken der dog gælder det særlige, at Kraften paaregnes først at optræde med den for Murens Dimensionering bestemmende Størrelse og Virkemaade i den Situation, hvor Muren er ved at give efter, og Jordmassen er ved at skride ud.

92. Jordspændinger. I ethvert Snit i en Jordmasse, der er i Hviletilstand, vil der være visse indre Spændinger, hvis Størrelse afhænger af Jordmassens Lejringsforhold, Porøsitet, Vandindhold, Belastning m. v., og i Begrænsningsfladen mellem Jordmassen og Støttemuren vil der ligeledes være saadanne Spændinger til Stede. Disse Spændinger kan kaldes (naturlige) Jordspændinger.

Jordspændingen i en Snitflade vil ændre sig i Størrelse og Retning, hvis der indtræder Bevægelse i Jordmassen langs den paagældende Snitflade. Det aktive Jordtryk er den Grænseværdi, som Jordspændingen i Anlægsfladen AB mellem Muren og Jordmassen vil kunne antage ved Overgangen fra Hviletilstand til Bevægelse i Jordmassen i Tilfælde af, at Muren giver efter for Trykket.

93. Jordspændingens Størrelse. Jordspændingen i Snitfladen AB kan være betydelig større end det aktive Jordtryk, og er det antagelig ogsaa

i de fleste Tilfælde. Hvis man f. Eks. ved Tilfyldning bag en stærk og sikker Støttemur udlægger Jorden i tynde Lag og stamper Jorden omhyggeligt, vil det paa Murens Bagside fra Jordmassen hidrørende Tryk blive meget større og ugunstigere virkende for Murens Stabilitet end det aktive Jordtryk. Først i Tilfælde af, at Muren begynder at give efter, gaar den tilstedeværende Jordspænding ned til det aktive Jordtryks Størrelse og Virkemaade. Ved en Bolværksvæg AB , som holdes

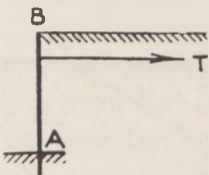


Fig. 37.

i Stilling af en Forankring T (Fig. 37), vil man ved at tilspænde Ankerbolten T kunne frembringe betydelig større Jordtryk paa Væggen end det aktive Jordtryk. Hvis Forankringen begynder at give efter, reduceres Jordspændingerne til det aktive Jordtryk.

Blandt de mulige (lavere) Grænseværdier, som Jordspændingen i Begrænsningsfladen AB kan antage ved Ligevægtsforstyrrelse mellem Jordmassen og Muren, maa man naturligvis af Sikkerhedshensyn vælge den største (eller den for Murens Stabilitet ugunstigst virkende) til Brug ved Bestemmelsen af Murens Dimensioner. Den ydre Kraft (det aktive Jordtryk), der indføres ved saadanne Dimensionsberegninger, er altsaa en Maksimumsværdi af de nævnte Grænseværdier for Jordspændingerne.

94. Passivt Jordtryk. Udoves der et Tryk K mod en Væg AB , der begrænser en Jordmasse (Fig. 38), vil Væggen give lidt efter for Trykket, idet Jorden komprimeres (fortættes) noget. Størrelsen af Væggens Bevægelse vil afhænge af, om Jorden er løst eller fast lejret. Forøges Trykket, vil der, naar Trykket har naaet en vis Størrelse K , dannes en Skilleflade AC i Jordmassen, og Jordlegemet ABC forskydes langs denne Skilleflade. Jordmassens Tryk mod Fladen AB i den Situation, hvor saadan Bevægelse er paa Nippet til at indtræde, kaldes det passive Jordtryk eller Jordmodstanden. Det passive Jordtryk er den Kraft, med hvilken Jordmassen i det højeste tør paaregnes at virke paa en Væg, naar denne skal være sikret mod af ydre Kræfter at kunne bevæges til den Side, hvor Jordmassen findes, idet der herved ses bort fra den, i Regelen ringe, Bevægelse, som kun medfører, at Jordmassen komprimeres.

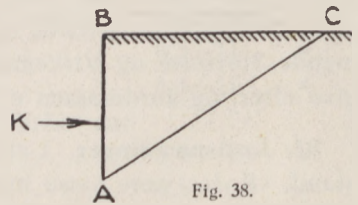


Fig. 38.

95. Optræden af aktivt eller passivt Jordtryk (de Grænseværdier for Jordspændingerne, som man lægger til Grund for Stabilitets- og Dimensionsberegninger vedrørende Bygværker, der er paavirkede af Jordtryk) forudsætter, at der i en eller anden Skilleflade i Jordmassen og i

Grænsefladen mellem Jorden og Bygværket sker en lille Bevægelse, eller at en saadan Bevægelse er paa Nippet til at finde Sted. For at en saadan Bevægelse skal kunne ske, maa Snitkraften det paagældende Sted have saa stor Hældning mod Normalen til Skillefladen, at dens tangentielle Komposant er i Stand til at overvinde Forskydningsmodstanden.

Forskydningsmodstanden i en Snitflade i selve Jordmassen¹⁾ er afhængig af Jordmassens indre Friktion og dens Kohæsion.

96. Forskydningsmodstand ved Friktionsjord. Ved Sand og andre praktisk taget kohæsionsfri Jordarter (Friktionsjord) plejer man at lade den paagældende Jordmasses Skræntvinkel være Maal for den indre Friktion, idet man, hvis Normaltrykket i den paagældende Flade er p , sætter Forskydningsmodstanden lig $p \tan \varphi$.

Helt rigtigt er det imidlertid ikke saaledes at regne Skræntvinklen φ identisk med Vinklen for den indre Friktion i Jordmassen. Som omtalt i § 38 er Forskydningsmodstanden nemlig ikke helt proportional med Normaltrykket, og Friktionsvinklen heller ikke helt uafhængig af Normaltrykket. Ved de almindeligt i Praksis forefaldende Tilfælde er den Fejl, der begaas ved at regne Friktionsvinklen lig med Skræntvinklen, dog uvæsentlig, men man maa være opmærksom paa, at Fejlen gaar i den Retning, at den indre Friktion aftager noget med voksende Tryk, og at Fejlen i det beregnede Jordtryk derfor er større, jo højere den paagældende Væg er, samt at der ved Bestemmelsen af Jordtryk paa en forholdsvis høj Væg derfor findes et for lille Jordtryk, naar man regner Friktionsvinklen lig med Skræntvinklen.

97. Ved kohæsiv Jord vil det være rationelt ved Jordtryksbestemmelse at medregne saavel Kohæsionens som Friktionens Andel i Forskydningsmodstanden langs Skillefladen i Jordmassen, og i det senere følgende vil det ogsaa blive omtalt, hvorledes Jordtryksberegningen kan udføres, naar der tages Hensyn til saavel Kohæsionen som Friktionen i Jordmassen.

Ved almindelige Jordtryksbestemmelser anvendes imidlertid i Reglen ikke den mere komplicerede Beregningsmaade, ved hvilken der tages Hensyn til Kohæsionens og Friktionens Indflydelse hver for sig, men man benytter den noget simplere Jordtryksberegning, ved hvilken der gaas ud fra, at hele Forskydningsmodstanden er at betragte som Friktion.

Aarsagen hertil er, at det i de fleste Tilfælde er meget vanskeligt at danne sig et blot nogenlunde sikkert Begreb om, i hvilken Udstrækning og med hvilken Størrelse Kohæsionen kan komme til Virkning i den Jordmasse, som udøver Tryk mod Bygværket. I en Jord-Opfyldning vil

¹⁾ Jfr. §§ 38 og 64.

der saaledes først fremkomme Kohæsion, efterhaanden som Jorden i Tidens Løb lejrer sig tæt. Kohæsionens Størrelse vil her tiltage med Lejringstæthed, men iøvrigt være i væsentlig Grad afhængig af den til enhver Tid i Jorden tilstedeværende Mængde Vand og af flere andre Forhold (f. Eks. vil Rystelser i Jordmassen bevirke, at Kohæsionen bliver mindre).

Som anført i § 64 er Forskydningsmodstanden i kohæsiv Jord udtrykt ved:

$$t = c + p \operatorname{tg} \varphi ,$$

Ved at regne med, at hele Forskydningsmodstanden er en Friktion, begaas da den Tilnærmelse, at der sættes:

$$t = p \operatorname{tg} \varphi_1 ,$$

idet φ_1 er en vis Gennemsnitsværdi, f. Eks. bestemt ved et passende Antal (n) Forskydningsforsøg, som de tidligere omtalte, med forskellige Værdier for p , og:

$$\operatorname{tg} \varphi_1 = \frac{\sum p}{n} . \quad (28)$$

En Bestemmelse af Vinklen φ_1 paa denne Maade kræver imidlertid Udførelse af mere vidtgaaende (laboratoriemæssige) Undersøgelser af den paagældende Jordart, end det i de fleste Tilfælde kan betale sig at foretage, navnlig under Hensyn til den ovenfor omtalte Usikkerhed med Hensyn til Kohæsion i en Jord-Opfyldning. Man plejer derfor simpelt hen enten at se helt bort fra Kohæsionens Indflydelse og regne $\varphi_1 = \varphi$, og da, ligesom ved kohæsionsløs Jord, erstatte Vinklen for den indre Friktion, φ , med Skræntvinklen ϱ , altsaa regne $\varphi_1 = \varrho$ eller, hvis særlige Omstændigheder i det paagældende Tilfælde begrunder, at der i nogen Grad tages Hensyn til Kohæsionsvirkningen, da at gøre dette ved for φ_1 at regne med en lidt større Vinkel end Skræntvinklen ϱ .

Ved at undlade at medregne Kohæsionens Indflydelse kommer man til større Værdier for aktivt Jordtryk og mindre Værdier for passivt Jordtryk, end hvis Kohæsionens Virkning indføres i Beregningen. Man er derfor ved de almindelige Dimensionsbestemmelser paa den sikre Side, naar der ses bort fra Kohæsionens Indflydelse. Den ved Undladelse af at medregne Kohæsionen indførte Sikkerhed kan man eventuelt lade ækvivalere med en vis Del af den Sikkerhedsfaktor, som alligevel skal indføres i de samlede Beregninger for det paagældende Bygværk.

Saafernt Kohæsionens Indflydelse tages med i Regning, ved at man, som ovenfor nævnt, efter Skøn sætter Vinklen φ til en noget større

Værdi end Skræntvinklen ϱ , maa man være opmærksom paa, at der her ved indføres en vis Fejl i Jordtryksbestemmelsen, idet der da regnes, som om Kohæsionens Bidrag til Forskydningsmodstanden var proportionalt med Normaltrykket, ligesom Friktionsmodstanden er det, medens Forholdet i Virkeligheden er, at Kohæsionen — der tænkes her alene paa den ægte Kohæsion — ikke eller kun i ringe Grad er afhængig af Normaltrykket ¹⁾).

98. I Tabel 11 er angivet de ved Jordtryksberegninger almindelig anvendte Værdier for Rumvægte og for Skræntvinklen ϱ for forskellige Jordarter.

Tabel 11.

	Rumvægt	Skræntvinkel ϱ
Smaasten, runde Korn	1,8 t/m ³	30°—35°
— kantede Korn	1,8 »	35°—45°
Grus, tørt	1,7 »	35°—40°
— vandmættet	1,9 »	35°—40°
Sand, tørt	1,6 »	30°—35°
— fugtigt	1,7 »	35°—40°
— vandmættet	1,9 »	25°—30°
Almindelig Dæmningsjord, tør	1,6 »	35°—40°
— fugtig	1,7 »	40°—45°
— vandmættet	1,9 »	27°—30°
Sandblandet Ler, tørt	1,5 »	40°—45°
— vandmættet	1,9 »	20°—25°
Ler, tørt	1,6 »	40°—50°
— vandmættet	2,0 »	20°—25°

99. I Tabel 12 er angivet nogle Værdier for Friktionsvinkel og Kohæsion, fundne ved Undersøgelser, der er udført paa Afdelingen for Jordbundstekniske Forsøg ved *Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffsbau, Berlin* ²⁾. De i Tabellen anførte Værdier for Vandindhold og Rumvægte gælder for Tryk paa 0,1—8 kg/cm², Værdierne for Kohæsion og Friktionsvinkel for Tryk > 1,0 kg/cm².

100. Med Hensyn til Forskydningsmodstanden i Berøringsfladen mellem Bygværket og Jorden gælder, at man for denne Snitflades Vedkommende saa godt som altid lader Kohæsionen være ude af Betragtning, idet Forbindelsen mellem Bygværket og Jorden i Berøringsfladen kun rent undtagelsesvis er en saadan, at der kan være Mulighed for Opræden af Kohæisionskræfter her.

1) Se § 138.

2) *Krey*: Erddruck, Erdwiderstand. 1932.

Tabel 12.

	Hulrums- procent	Vandind- hold i Vægtpro- cent af Total- substans	Rumvægt t/m ³	Kohæ- sion kg/cm ²	Friktions- vinkel φ
Sand, løst lejret, tørt	47,6—36	—	1,42—1,71	—	31°
— fugtigt		11,0— 9,0	1,58—1,87	—	—
— vandmættet		25,2—17,5	1,89—2,07	—	31°
Sand, tæt lejret, tørt	32,0—29	—	1,83—1,90	—	32,5°
— fugtigt		8,0— 6,0	1,99—2,02	—	—
— vandmættet		15,0—13,0	2,15—2,19	—	32,5°
Sand, meget tæt lejret, tørt	28,0—24,5	—	1,94—2,04	—	33,5°
— fugtigt		6,0	2,06—2,16	—	—
— vandmættet		12,5—10,7	2,22—2,28	—	33,5°
Grus, løst lejret, tørt	30,0—24,0	—	1,80—1,90	—	30°
— fugtigt		3,0	1,85—1,95	—	—
— vandmættet		14,0—10,5	2,19—2,29	—	30°
Grus, meget tæt lejret, tørt	18,0	—	2,18	—	33,5°
— fugtigt		3,0	2,25	—	—
— vandmættet		7,5	2,39	—	33,5°
Sandblandet Ler, Slik, Mergel	36,0—24,0	17,5—10,0	2,07—2,26	0,01—0,03	22° —26°
Lidt sandholdigt Ler	50,0—30,0	27,0—14,0	1,83—2,17	0,03—0,06	16,5°—22°
Fedt Ler	69 —38	45,0—19,0	1,53—2,03	0,06—0,12	11,5°—16,5°
Mosejord	—	—	1,1 —1,4	0,0 —0,05	22° —26°

Svarende til Definitionen af aktivt og passivt Jordtryk er det for Forskydningsmodstanden bestemmende Normaltryk selve Jordtrykkets Normalkomponent, og Forskydningsmodstanden er derfor bestemt ved den Vinkel δ , som Jordtrykkets Retning danner med Normalen til den Flade, paa hvilken Jordtrykket virker.

Hvis den Væg, paa hvilken Jordtrykket virker, var absolut glat, vilde Jordtrykket være rettet efter Normalen til Vægfladen, d. v. s. $\delta = 0$.

Er Væggen ru, vil Friktionen mellem Jorden og Væggen bevirke, at Vinklen δ kan blive lig med Friktionsvinklen for Glidning af Jorden mod Væggen. Herved er dog at bemærke, at δ ikke kan være større end Vinklen (φ) for den paagældende Jordarts indre Friktion, eller, med den Tilnærmelse angaaende den indre Friktion, som er omtalt i det foregaaende, ikke større end Jordens Skræntvinkel (ϱ). Hvis Væggen nemlig er meget ru, vil den Jord, der sidder i Væggens Fordybninger, følge med Væggen, naar denne bevæges i Forhold til hele Jordmassen, og den Skilleflade mellem Muren og Jorden, i hvilken Jordtrykket virker, vil derfor ikke dannes af selve Murvæggen, men helt eller delvis være en Snitflade i Jordmassen.

Om Friktionen i Vægfladen optræder med sin fulde Størrelse, og om Friktionen virker opad eller nedad i Vægfladen, beror imidlertid paa Væggens Bevægelsesretning i den Situation, hvor Jordtrykket kommer til Virkning. Med Hensyn til den Indflydelse, som Friktionen i Vægfladen har for Bestemmelsen af Vinklen δ , kan der derfor kun siges, at Friktionsvinklen for Glidning af Jord mod Væg eller, hvis Skræntvinklen er mindre end denne Friktionsvinkel, da Skræntvinklen er den *numeriske Maksimumsværdi for Vinklen δ* .

101. Jordtrykkets Retning. Hvilken Indflydelse Væggens Bevægelsesretning har med Hensyn til Bestemmelsen af Vinklen δ , kan belyses ved følgende:

Ved en Mur paa Pæleværk, som den i Fig. 39 viste, kan Muren, hvis den giver efter for Jordtrykket, tænkes at blive løftet, nemlig ved at Skraapælene rejser sig, idet der foregaar en Drejning f. Eks. om Skraapælenes nederste Ender. (Det forudsættes, at Skraapælene ikke synker for den fra Muren hidrørende Belastning). Herved vil Væggen AB bevæges opad i Forhold til Jorden, og Friktionen mellem Væggen og Jorden derfor kunne optræde med sin fulde Størrelse. I dette Tilfælde vil man derfor kunne regne δ lig Friktionsvinklen for Glidning af Jord mod Mur, eventuelt $\delta = \varrho$.

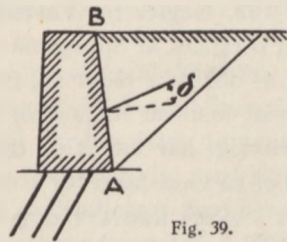


Fig. 39.

Har man en Mur, der, paa Grund af at den hviler paa et eftergivende Underlag, synker, vil Væggen, paa hvilket Jordtrykket virker, kunne bevæge sig nedad i Forhold til Jordmassen. Jordtrykket vil i saa Tilfælde blive skraat opad rettet, d. v. s. Vinklen δ blive negativ, eventuelt $\delta = -\varrho$.

En Mur, opført paa almindelig god Byggegrund, vil, før Jordfylden anbringes bag Muren, udøve et vist Tryk paa Grunden, f. Eks. fordelt som angivet i Fig. 40 ved $ADEF$. Jordtrykket E vil bevirke en Ændring i Belastningen paa Grunden, saaledes at Trykket ved D bliver større. Trykfordelingen kan f. Eks. antages at være som angivet ved Dgh . Ændringen i Belastningen vil medføre en vis lille Eftergivning af Grunden. I Punktet F , bestemt ved Skæringen mellem ef og gh , vil Spændingen være den samme, før og efter Jordtrykket kom til at virke, og Murens Bevægelse som Følge af Jordtrykkets Optræden vil derfor bestaa i en Drejning omkring F . Den nederste Del af Væggen AB vil

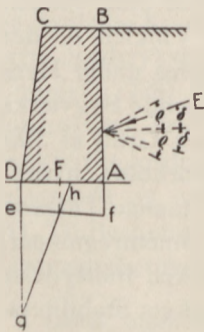


Fig. 40.

herved bevæges et større Stykke opad i Forhold til Jorden end den øverste Del af Væggen, og svarende hertil kunde der da være Anledning til at regne med en mindre Vinkelværdi for δ for den øverste Del af Væggen end for den nederste Del af denne.

Bestaar den Bevægelse af Muren, der vil finde Sted, hvis Muren giver efter for Jordtrykket, i en Glidning paa Underlaget, vil Væggen AB i hele Højden bevæge sig bort fra Jorden. Det vil i dette Tilfælde være rimeligt at ansætte en mindre Værdi for Vinklen δ end i de før nævnte Tilfælde. Hvis Bevægelsen er rettet efter Normalen til Væggen, maa der efter det anførte regnes med, at Friktionen ikke kommer til Virkning, d. v. s. man bør sætte $\delta = 0$.

102. Regler for Fastsættelse af Vinklen δ . Af det foranstaaende vil det forstaaes, at Spørgsmaalet om Jordtrykkets Retning er ret kompliceret, og at det ikke lader sig gøre alene ud fra jordtryksteoretiske Betragtninger at fastslaa Regler for Bestemmelsen af Vinklen δ . Spørgsmaalet, der forøvrigt har været og ogsaa er ret omstridt, har i de senere Aar været gjort til Genstand for Undersøgelser ved laboratoriemæssige Forsøg. Noget sikkert kan der dog efter de hidtil af saadanne Forsøg fremkomne Resultater ikke angives om Jordtrykkets Retning i Forhold til Væggen normalen.

I Praksis er man derfor henvist til at anvende visse empiriske Regler til Vejledning ved Fastsættelsen af passende Værdier for Vinklen δ . Begrundelsen for saadanne Regler er i Hovedsagen, at man ved at anvende dem i Forbindelse med den i det følgende omtalte, almindeligt benyttede Jordtryksberegning ved Beregning af Støttemure og lignende Bygværker finder saadanne Dimensioner, som erfaringsmæssigt har vist sig at være passende. De i Faglitteraturen angivne Regler om Fastsættelse af Vinklen for Jordtrykkets Retning er imidlertid ikke synderlig præcise og lader ret vidt Spillerum for skønsmæssig Vurdering af de Omstændigheder, som i de enkelte Tilfælde kan have Indflydelse paa, hvor stor Vinkel, der kan regnes med. Bestemmelsen af den Værdi for Vinklen δ , der skal indføres ved Jordtryksberegningen, maa derfor træffes under Hensyn til, hvor stor Sikkerhed der forlanges for det paagældende Bygværks Stabilitet, og derfor ogsaa under Hensyn til, med hvilken Grad af Sikkerhed de øvrige Faktorer (ydre Kræfter, Funderingsforhold), hvoraf Bygværkets Stabilitet er afhængig, lader sig bestemme. I mange Tilfælde er der ingen anden Vej at gaa, end at man ved flere Gennemregninger, med forskellige Værdier for Vinklen δ , undersøger, hvilken Indflydelse en Ændring af Jordtrykkets Retning vil have paa Bygværkets Stabilitets-Sikkerhed.

103. Som Vejledning ved Fastsættelsen af Vinklen δ kan følgende benyttes:

Støttemure og lignende Bygværker, funderet paa Pæleværk: $\delta = \frac{2}{3}\rho - \rho$.

Støttemure og lignende Bygværker funderet direkte paa Byggegrunden: Ved Beregning af de paa Byggegrunden virkende Tryk: $\delta = \frac{2}{3}\rho - \rho$. Ved Undersøgelse af Sikkerhed mod Glidning langs Understøtningsfladen: $\delta = \frac{1}{2}\rho - \frac{2}{3}\rho$.

Tynde Vægge (Bolværker og lignende Konstruktioner): $\delta = 0 - \frac{1}{3}\rho$.

For alle de anførte Tilfælde gælder, at δ ikke maa ansættes til større Værdi end Friktionsvinklen for Glidning mellem Jord og Væg, samt at δ bør vælges forholdsvis lille, hvis Jorden er vandmættet, eller hvis Jordmassen kan blive udsat for Rystelser, eller hvis der paa den Del af Jordmassen, som udøver Tryk mod Bygværket, kan forekomme betydelige koncentrerede Belastninger.

I Stedet for at anvende de ovenfor anførte Størrelser af Vinklen δ kan man bestemme denne Vinkel under Hensyntagen til dens Afhængighed af Væggens Bevægelsesretning i Forhold til Jorden efter følgende Regel: Vinklen δ sættes lig med Skræntvinklen ρ (eventuelt lig med Friktionsvinklen for Glidning mellem Væg og Jord), multipliceret med $\cos \alpha$, hvor α er Vinklen mellem Væggens Bevægelsesretning (bort fra Jorden) og Væggens Plan¹⁾.

Ved Anvendelsen af denne sidstnævnte Regel kan man møde den Vanskelighed, at Vinklerne α er meget forskellige for de forskellige Dele af Væggen. For at undgaa alt for store Besværligheder ved Jordtryksberegningen maa der da indføres en Gennemsnitsværdi for δ for hele Væggen, eller flere Gennemsnitsværdier for passende store Dele af Væggen.

104. Jordtryksteorier. De sædvanlig anvendte Beregningsmaader til Bestemmelse af aktivt (og passivt) Jordtryk paa Støttemure, Bolværker og lignende Konstruktioner er baserede paa den af Coulomb (1773) fremsatte Jordtryksteori. Forud for Coulomb havde Couplet (1728) behandlet Spørgsmaalet om en Jordmasses Tryk paa en Støttemur. Couplet tænkte sig Jordmassen dannet af lige store, kugleformede og regelmæssigt lejrede Korn (Fig. 41). Til Bestemmelse af Jordtrykket E haves da Ligevægtsbetingelsen for de tre Systemer af

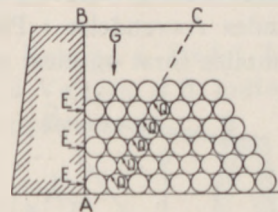


Fig. 41.

¹⁾ Dansk Ingeniørforenings Regler for Jernbetonkonstruktioner i Vandbygning. 1926.

Kræfter: Vægten G af Jordmassen (Glideprismet) mellem Væggen AB og Skrånten AC , Kræfter E , lig med og modsat rettede de søgte Jordtryk, og Reaktionen Q i Skillefladen AC .

Ved *Coulomb's Jordtryksteori* forudsættes ligeledes, at Størrelsen af Jordtrykket er bestemt af Ligevægtsbetingelserne for et Jordlegeme, der til den ene Side er begrænset af Støttemurens Væg, og til den anden Side af en eller anden Skilleflade i Jordmassen. Hvis Muren ikke giver efter for Jordens Tryk, eller hvis Jorden ikke giver efter for et eventuelt paa Muren ind mod Jorden virkende Tryk, dannes der ikke nogen Skilleflade i Jordmassen. Den *tænkte* Skilleflade, hvis Beliggenhed er bestemmende for Størrelsen af det *aktive* Jordtryk, regnes da at være den, der, saafremt Muren gav efter for Jordens Tryk, vilde give den *største* Værdi for Jordtrykket, og den *tænkte* Skilleflade, hvis Beliggenhed er bestemmende for Størrelsen af det *passive* Jordtryk, at være den, der, saafremt Jorden gav efter for Murens Tryk, vilde give den *mindste* Værdi for Jordtrykket.

Den videre Udformning af *Coulomb's Jordtryksteori* — den beregningsmæssige og grafiske Behandling af Jordtryksproblemerne — er senere givet af *Poncelet* (1844), *Rebhann* (1871), *Winkler* (1872), *Müller-Breslau* (1906) o. fl.

Omkring 1850 fremkom en anden Jordtryksteori, som navnlig er kendt under den Form, som *Rankine* gav den. *Rankine's* Jordtryksteori hviler paa visse Betragtninger angaaende Jordspændinger i en ubegrænset Jordmasse. Yderligere Behandling af Jordtryksproblemerne paa dette Grundlag er givet af *Culmann* (1866), *Mohr* (1905), *Müller-Breslau*, *Krey* (1926) og flere.

Coulomb's Jordtryksteori.

105. Ved Beregninger til Dimensionering af Støttemure og lignende Bygværker er det, som nævnt, sædvanlig *Coulomb's Jordtryksteori*, der finder Anvendelse i Praksis, og denne Jordtryksteori skal derfor her omtales først og mest udførligt.

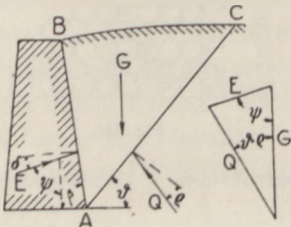


Fig. 42.

106. Aktivt Jordtryk. Ved Behandlingen af Jordtryksproblemerne vil vi foreløbig antage, at Jorden er Friktionsjord uden Kohæsion, eller hvis det er kohæsiv Jord, at der da enten ses bort fra Kohæsionen eller eventuelt tages Hensyn til Kohæsionens Indflydelse ved passende Valg af Værdien for Friktionsvinklen for den paagældende Jord. Endvidere forud-

sættes det, at man i Stedet for med Vinklen ϱ for den indre Friktion i Jorden regner med Jordens Skræntvinkel ϱ .

Lad AB (Fig. 42) være den mod Jorden vendende Flade af en Støtte-
mur, og BC Jordoverfladen. Man tænker sig da, at der i den Grænse-
tilstand for Ligevægt, hvor Muren er paa Nippet til at give efter for
Jordtrykket, danner sig en eller anden Skilleflade AC , langs hvilken Jord-
legemet vilde glide, hvis Muren gav efter. Denne Glidning hindres, ved at
Muren udøver et Modtryk E (lig med og modsat rettet Jordtrykket) mod
Jordlegemet. I Fladen AC (kaldet: Glidefladen) vil der være en vis
Reaktion Q . Vægten af Jordlegemet ABC (kaldet: Glideprismet) er G .

Kendes Retningerne for E og Q samt Glidefladens Beliggenhed, kan
 E findes, f. Eks. ved en Krafttrekant, som den i Figuren viste. For for-
skellige Stillinger af Glidefladen AC faas forskellige Værdier af E . Det
aktive Jordtryk bestemmes da som Maksimumsværdien af disse Stør-
relser E .

Ved Coulomb's Jordtryksteori forudsættes, at Glidefladen AC er
en Plan, og forudsættes, at Jordtrykkets Retning (d. v. s. Vinklen δ)
er fastlagt.

Med disse Forudsætninger kan Størrelsen af Jordtrykket E for de
forskellige Stillinger af Glideplanen AC let findes.

Idet hele Forskydningsmodstanden i Glidefladen, som ovenfor anført,
regnes at være Friktionsmodstand, er Retningen for Q bestemt ved, at
 Q danner Vinklen ϱ med Normalen til Glidefladen.

Af den i Fig. 42 viste Krafttrekant faas ved lodret og vandret Pro-
jektion af Kræfterne for en Glideplansstilling, bestemt ved Glideplanens
Hældningsvinkel ϑ :

$$G = Q \cos (\vartheta - \varrho) + E \cos \psi \quad (29)$$

$$E \sin \psi = Q \sin (\vartheta - \varrho),$$

hvoraf:

$$E = G \frac{\sin (\vartheta - \varrho)}{\sin \psi \cos (\vartheta - \varrho) + \cos \psi \sin (\vartheta - \varrho)} \quad (30)$$

$$E = G \frac{\sin (\vartheta - \varrho)}{\sin (\vartheta - \varrho + \psi)}. \quad (31)$$

Heri er som bestemmende for Jordtrykkets Retning, i Stedet for
Vinklen δ mellem Jordtrykket og Normalen til Væggen AB , indført
Vinklen ψ mellem Jordtrykkets Retning og Vertikalen.

Er Væggens Hældningsvinkel β , haves:

$$\psi = \beta - \delta. \quad (32)$$

107. Culmann's E-Linie. Har Jordoverfladen en uregelmæssig Form,
maa Bestemmelsen af Jordtrykket ske, ved at man prøver sig frem med

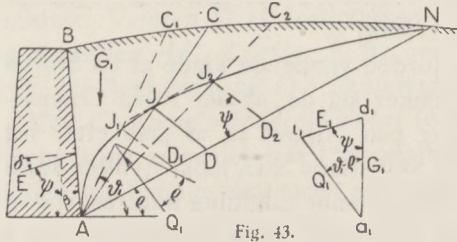


Fig. 43.

forskellige Stillinger af Glideplan (forskellige Værdier af Vinklen ϑ). Trækkes (Fig. 43) Linien AN med Hældningsvinkel ϱ (Skræntlinien), og afsættes ud ad denne Linie $\overline{AD_1} = G_1 =$ Vægten af Glideprismet ABC_1 svarende til Glideplansvinklen ϑ_1 , samt trækkes Linien D_1I_1 under Vinklen ψ med AN , hvor I_1 ligger paa AC_1 , faas:

$$\triangle AD_1I_1 \simeq \triangle a_1d_1i_1.$$

Idet $a_1d_1i_1$ er Krafttrekanten svarende til Glideplanen AC_1 , er:

$$\overline{D_1I_1} = E_1.$$

Bestemmes paa denne Maade en Række Punkter, $I_1, I_2 \dots$ svarende til forskellige Glideplansstillinger $AC_1, AC_2 \dots$, faas en Kurve — Culmann's E-Linie —, hvis Punktets skraa Afstand, under Vinklen ψ , til Skråntlinien AN direkte angiver de til de forskellige Glideplansstillinger svarende Størrelser E . Ved Hjælp af en saadan Kurve er det let at finde en tilstrækkelig nøjagtig Værdi af det aktive Jordtryk = $E_{\text{maks.}} = E_a = DI$ og Beliggenheden af den dertil svarende Glideplan AIC .

Det ses, at for Glideplanen sammenfaldende med den naturlige Skrånt AN og for Glideplanen sammenfaldende med Væggen AB faas $E = 0$.

I første Tilfælde falder i Krafttrekanten Q sammen G , i sidste Tilfælde bliver $G = 0$; for begge Tilfælde svarer hertil $E = 0$.

108. Jordoverfladen vandret, Væggen lodret, $\vartheta = 0$. (Fig. 44). For dette simple Tilfælde, der ofte forekommer i Praksis ved almindelige Jordtryksopgaver, kan man let udlede et analytisk Udtryk for Størrelsen af det aktive Jordtryk.

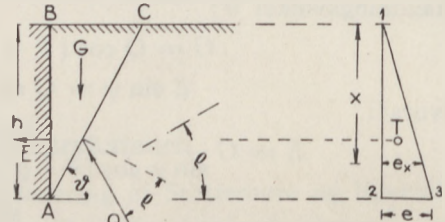


Fig. 44.

Af Formel (31) faas for den vilkaarlige Glideplansstilling AC , Hældningsvinkel ϑ , idet $\varphi = 90^\circ$,

$$E = G \frac{\sin(\vartheta - \varrho)}{\sin(\vartheta - \varrho + 90^\circ)} = G \operatorname{tg}(\vartheta - \varrho) \quad (33)$$

Idet Væggens Højde er h , og Jordens Rumvægt er γ , havs:

$$G = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{ctg} \vartheta, \\ E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{ctg} \vartheta \operatorname{tg}(\vartheta - \varrho). \quad (34)$$

Den til E_{maks} svarende Størrelse af Glideplansvinklen ϑ faas af $\frac{dE}{d\vartheta} = 0$, hvilket giver:

$$\frac{dE}{d\vartheta} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \left(\frac{\text{ctg } \vartheta}{\cos^2 (\vartheta - \varrho)} - \frac{\text{tg } (\vartheta - \varrho)}{\sin^2 \vartheta} \right) = 0. \quad (35)$$

$$\text{ctg } \vartheta \sin^2 \vartheta - \text{tg } (\vartheta - \varrho) \cos^2 (\vartheta - \varrho) = 0$$

$$\sin \vartheta \cos \vartheta - \sin (\vartheta - \varrho) \cos (\vartheta - \varrho) = 0$$

$$\sin 2\vartheta - \sin 2(\vartheta - \varrho) = 0$$

$$2 \cos \frac{1}{2} (4\vartheta - 2\varrho) \sin \frac{1}{2} 2\varrho = 0.$$

$$\cos (2\vartheta - \varrho) = 0$$

$$\vartheta = 45^\circ + \frac{\varrho}{2}, \quad (36)$$

som indsat i (34) giver det aktive Jordtryk:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \text{ctg} \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right).$$

ctg x = tg(90-x)

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right). \quad (37)$$

(37) kan ogsaa skrives:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1 - \sin \varrho}{1 + \sin \varrho}. \quad (38)$$

tg^2 = (1-sin)/1+sin

Den til det aktive Jordtryk (E_a) svarende Glideplansvinkel er bestemt ved (36).

109. Sammenligning med Vædskestryk. Trykket fra en Vædske, med Rumvægt γ , mod en Væg af Højden h er:

$$V = \frac{1}{2} \gamma h^2.$$

Ved Sammenligning med (37) ses, at Jordtrykket = Vædskestrykket \times en Koefficient (λ_a).

$$E_a = V \lambda_a,$$

hvor

$$\lambda_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right), \quad (39)$$

d. v. s. alene afhængig af Størrelsen af Jordens Skræntvinkel.

For Jord haves altid $\lambda_a < 1$. Jordtrykket¹⁾ er altsaa mindre end Trykket fra en Vædske med samme Rumvægt som Jordmassen.

110. Jordtryksdiagram. Af Sammenligningen med Vædskestryk ses, at Jordtrykkets Diagram er en Trekant 1-2-3 (tegnet ud til højre i Fig. 44), bestemt af:

$$\frac{1}{2} h e = E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right),$$

$$\overline{2-3} = e = h \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) = h \gamma \lambda_a. \quad (40)$$

Angrebspunktet for det samlede Jordtryk E ligger i Højden $\frac{h}{3}$ over Væggens Underkant A .

Den ved (37) udtrykte Størrelse af Jordtrykket gælder for en Længde, vinkelret paa Papirets Plan, lig Længdeenheden. Indsættes h i Meter og γ i t/m^3 , faas E i tons pr. løb. m Væg. e er Jordtrykket (t/m^2) pr. Arealenhed ved den nederste Ende af Væggen.

I Dybden x under Jordoverfladen er Trykket:

$$e_x = x \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) = x \gamma \lambda_a. \quad (41)$$

111. Belastet Jordoverflade. For en Væg AB_1 med Højde $h + h_1$, og Jordoverfladen $B_1 C_1$ (Fig. 45) faas, idet Trykket i Dybden h_1 er:

$$e_{(h_1)} = h_1 \gamma \lambda_a,$$

og i Dybden $(h + h_1)$:

$$e_{(h+h_1)} = (h + h_1) \gamma \lambda_a,$$

Jordtrykket paa Vægdelen AB :

$$E = \frac{1}{2} (e_{(h_1)} + e_{(h+h_1)}) h = \frac{1}{2} \gamma h^2 \lambda_a + \gamma h_1 h \lambda_a =$$

$$\frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) + \gamma h_1 h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\rho}{2} \right) = E_1 + E_2. \quad (42)$$

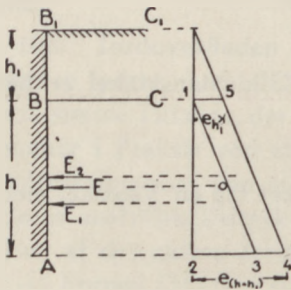


Fig. 45

¹⁾ Hvor det ikke kan misforstaas, bruges i det følgende i Stedet for Betegnelsen »aktivt Jordtryk« kort Betegnelsen: Jordtryk og Bogstav E (uden Indeks). Hvor der er Tale om baade aktivt Jordtryk og passivt Jordtryk, betegnes disse med henholdsvis E_a og E_p .

Hele dette Jordtryk er fremstillet ved Trapezet 1-2-4-5. Det ses, at den ene Del af hele Jordtrykket, nemlig

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma h^2 \lambda_a ,$$

er det Jordtryk, der vilde virke paa Væggen AB , saafremt Jorden ikke naaede højere end til BC . Dette Jordtryk er fremstillet ved Trekanten 1-2-3.

Paa den under BC værende Del af Jorden virker Jordlaget mellem BC og B_1C_1 med dette Jordlags Vægt, d. v. s. som en lodret Belastning, γh_1 pr. m^2 . Bidraget til Jordtrykket paa Væggen AB , hidrørende fra denne Belastning, ses at være:

$$E_2 = \gamma h_1 h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = \gamma h_1 h \lambda_a , \quad (43)$$

d. v. s. et i hele Højden af Væggen AB ensformig fordelt Jordtryk, der pr. m af Væghøjden er:

$$e_2 = \frac{\gamma h_1 h \lambda_a}{h} = \gamma h_1 \lambda_a = \gamma h_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) . \quad (44)$$

Det til Andelen E_2 i hele Jordtrykket svarende Diagram er Parallelogrammet 1-3-4-5.

Jordtryksforøgelsen E_2 hidrører alene fra den paa Fladen BC virkende Belastning fra Vægten af den over BC liggende Jord. Man vil derfor faa det samme Jordtryk paa Væggen AB , hvis man erstatter Jordlaget over BC med en Belastning p pr. m^2 , naar:

$$p = \gamma h_1 .$$

112. Heraf udledes følgende Regel for Bestemmelse af Jordtrykket paa en Væg AB (Fig. 46), naar der paa Jordoverfladen virker en ensformig fordelt Belastning p (t/m^2):

Det hele Jordtryk findes som

$$E = E_1 + E_2 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) + p h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) . \quad (45)$$

Hvis det i Stedet for Jord var en Vædske, der udøvede Tryk mod Væggen AB af en Beholder, og der virkede et Tryk p paa Vædskeoverfladen, vilde der derved fremkomme en Trykforøgelse ph paa hele Væggen. Ved Jord ses Trykket at blive $\lambda_a \times$ Vædsketrykket.

Grafisk Bestemmelse af hele Jordtrykket kan herefter ske saaledes:

Der afsættes $2-3 = e_h = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right)$. Arealet af Trekant

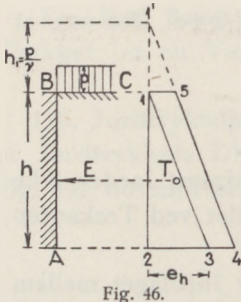


Fig. 46.

1-2-3 er da lig Jordtrykket E_1 svarende til ubelastet Jordoverflade BC. Der afsættes endvidere $\overline{1-1'} = \frac{p}{\gamma}$; h_1 er Højden af et Lag Jord (med samme Rumvægt som den Jord, der udøver Tryk mod Væggen AB), som giver samme lodrette Belastning som p . Derefter trækkes $1'-5-4 \parallel 1-3$. Arealet af 1-2-4-5 er da lig hele Jordtrykket E . Beliggenheden af Angrebepunktet for E faas ved en vandret Linie gennem Tyngdepunktet T for 1-2-4-5 til Skæring med Væggen.

113. Vilkaarlig formet Væg og Jordoverflade. I Fig. 47 fremstiller AB Bagvæggen af en Støttemur. BF er Jordoverfladen og BPP_1F fremstiller en paa Jordmassen virkende lodret Belastning. AN er Skråntlinien gennem A. Jordtrykkene paa Fladerne 1, 2, 3.. er $E_1, E_2, E_3 \dots$ Jordtrykkenes Retninger (Vinklerne $\delta_1, \delta_2, \delta_3 \dots$ med Vægnormalerne og Vinklerne $\psi_1, \psi_2, \psi_3 \dots$ med Vertikalen) forudsættes kendt, og det forudsættes, at Størrelserne af Jordtrykkene E_1 og E_2 er fundet paa den i det følgende beskrevne Maade, saaledes at Opgaven er at bestemme Jordtrykket E_3 .

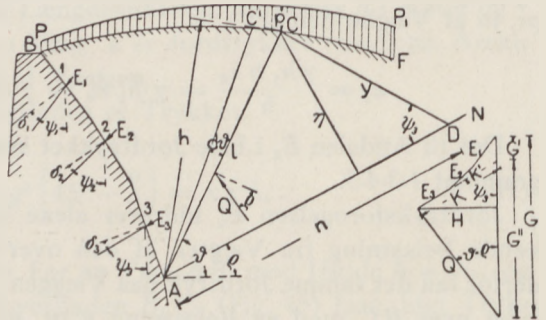


Fig. 47.

Lad AC med Hældningsvinklen ϑ være den til det søgte Jordtryk E_3 svarende Glideplan, og lad endvidere G være Summen af Vægten af Jordlegemet ABC og den paa dette virkende Del af Overfladebelastningen (paa Strækning BC), samt Q den i Glideplanen virkende Reaktion mod Jordlegemet. Idet der skal være Ligevægt mellem Kræfterne E_1, E_2, E_3, Q og G, er E_3 bestemt ved den i Figuren viste Kraftpolygon. Forlængelsen af Siden E_3 deler G i G' og G'' . G' er kendt paa Forhaand, idet man kender E_1 og E_2 samt Retningen for E_3 .

Man har:

$$K = E_3 + K', \quad (46)$$

hvor K' er Summen af Komposanterne af E_1 og E_2 i E_3 's Retning.

Til Bestemmelse af det søgte E_3 har man, at E_3 skal være Maksimum for ϑ som Variabel. Da K' er uafhængig af ϑ , faas den til Maksimum af E_3 svarende Værdi af ϑ af:

$$\frac{dK}{d\vartheta} = 0.$$

Ved vandret og lodret Projektion faas:

$$\begin{aligned} K \sin \psi_3 &= Q \sin (\vartheta - \varrho), \text{ og} \\ G'' &= K \cos \psi_3 + Q \cos (\vartheta - \varrho), \end{aligned} \quad (47)$$

hvøraf

$$K = \frac{G'' \sin (\vartheta - \varrho)}{\cos \psi_3 \sin (\vartheta - \varrho) + \sin \psi_3 \cos (\vartheta - \varrho)} = \frac{G'' \sin (\vartheta - \varrho)}{\sin (\vartheta - \varrho + \psi_3)}. \quad (48)$$

$$\frac{dK}{d\vartheta} = 0 \text{ giver:}$$

$$\begin{aligned} \sin (\vartheta - \varrho + \psi_3) \left(\sin (\vartheta - \varrho) \frac{dG''}{d\vartheta} + G'' \cos (\vartheta - \varrho) \right) - G'' \sin (\vartheta - \varrho) \cos (\vartheta - \varrho + \psi_3) = 0 \\ G'' \sin \psi_3 + \frac{dG''}{d\vartheta} \sin (\vartheta - \varrho) \sin (\vartheta - \varrho + \psi_3) = 0. \end{aligned} \quad (49)$$

Vi vil indføre følgende Betegnelser:

h er Afstanden fra A til Tangenten i C , p Belastningen (pr. Arealenhed) i C , $AC = l$, $\angle CAC' = d\vartheta$ og, idet γ er Jordmassens Rumvægt:

$$\underline{\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}}. \quad (50) \quad (del)$$

For et Element ACC' af Jordlegemet haves, at den paa Elementets Overflade $CC' = ds$ virkende Del af Belastningen er:

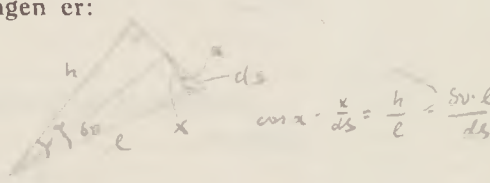
$$dp = p ds, \text{ eller, idet:}$$

$$ds = \frac{l^2 d\vartheta}{h},$$

$$dp = \frac{p l^2 d\vartheta}{h}. \quad (51)$$

Til en Forøgelse af Vinklen ϑ med $d\vartheta$ svarer en Formindskelse af G og dermed af G'' med:

$$\gamma \cdot \Delta ACC' + dp = \frac{1}{2} \gamma l^2 d\vartheta + \frac{p l^2 d\vartheta}{h}.$$



Man har da:

$$dG'' = - \left(\frac{1}{2} \gamma l^2 d\vartheta + \frac{p l^2 d\vartheta}{h} \right) = - \frac{1}{2} \gamma' l^2 d\vartheta . \quad (52)$$

Trækkes CD under Vinklen ψ_3 med AN , og betegnes: $\overline{AD} = n$, $\overline{CD} = y$ og Afstanden fra C til AD med η , haves:

$$\frac{\sin(\vartheta - \varrho + \psi_3)}{\sin \psi_3} = \frac{n}{l} \quad \text{og} \quad (53)$$

$$\sin(\vartheta - \varrho) = \frac{\eta}{l} , \quad (54)$$

som ved Indsættelse i (49) i Forbindelse med (52) giver:

$$G'' = \frac{1}{2} \gamma' \eta n . \quad (55)$$

Man ser heraf, at den til Maksimum af E_3 svarende Beliggenhed af Glideplanen er bestemt ved:

$$\gamma' \cdot \triangle ACD = G'' . \quad (56)$$

Denne Regel kaldes Rebhann's Regel¹⁾.

Naar den til (56) svarende Beliggenhed af Glideplanen — ved at man prøver sig frem — er fundet, faas K og dermed E_3 af (48).

Ved Indsættelse af (53), (54) og (55) i (48) faas, idet:

$$\sin \psi_3 = \frac{\eta}{y} ,$$

$$K = \frac{1}{2} \gamma' y \eta . \quad (57)$$

Summen af de vandrette Komposanter af Jordtrykkene E_1 , E_2 og E_3 faas af:

$$\Sigma E_v = H = K \sin \psi_3 = \frac{1}{2} \gamma' \eta^2 \quad (58)$$

114. Poncelet's Konstruktion. Hvis Væggen AB er plan og Jordoverfladen ligeledes plan, samt Belastningen ensformig fordelt (Fig. 48),

¹⁾ Den er først fremsat af *Rebhann*, men kun for det mere simple Tilfælde: Plan Væg og plan Jordoverflade. Den ovenfor givne Udvikling skyldes *Müller-Breslau*.

$\varrho + \delta$ med AB), der tegnes en Halvcirkel med AN som Diameter og trækkes $IL \perp AN$. $\overline{AL} (= n)$ afsættes ud ad AN til D ($\overline{AD} = \overline{AL}$), og der trækkes $DC \parallel BI$ samt $CM \perp AN$. AC er da den søgte Glideplan, $\overline{CD} = y$, $\overline{CM} = \eta$, og Jordtrykket:

$$E = \frac{1}{2} \gamma' y \eta. \quad (62)$$

Er Jordoverfladen ubelastet, er $\gamma' = \gamma$ og Jordtrykket er:

$$E = \frac{1}{2} \gamma y \eta. \quad (63)$$

Linien BI kaldes Orienteringslinien. Ved Afsætningen af denne maa det erindres, at δ skal regnes med Fortegn og saaledes, at $\angle ABI = \varrho + \delta$, naar Jordtrykkets Retning i Forhold til Væggens Normal er som vist i Figuren med fuld Linie, og $\angle ABI = \varrho - \delta'$, naar Retningen er som vist med punkteret Linie. I sidstnævnte Tilfælde erstattes (32) med $\psi = \beta + \delta'$.

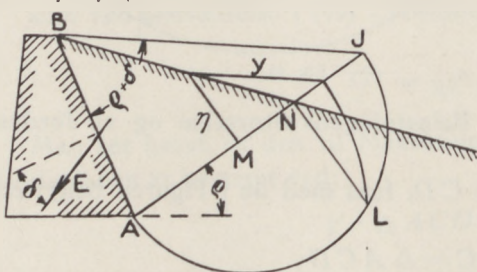


Fig. 49

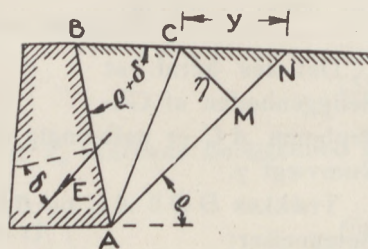


Fig. 50

Hvis Orienteringslinien falder oven over Jordoverflade-Linien (Fig. 49), tegnes Halvcirklen over AI som Diameter, og L bestemmes ved den vinkelrette paa AN i Punktet N .

Saafrømt (Fig. 50) Orienteringslinien falder sammen med Jordoverflade-Linien ($\angle ABN = \varrho + \delta$), falder Punktet D i Punkt N . Den foran anførte Regel: $\triangle ABC = \triangle ACD$ giver: $\triangle ABC = \triangle ACN$. C bestemmes da som Midtpunktet mellem B og N , og man har $\overline{CN} = y$ og $\overline{CM} = \eta$.

Er Jordoverfladens Hældningsvinkel lig med Skræntvinklen (ϱ), rykker Punktet N uendelig fjærnt (Fig. 51). Størrelserne y og η bliver da uafhængige af Beliggenheden af Punkt C .

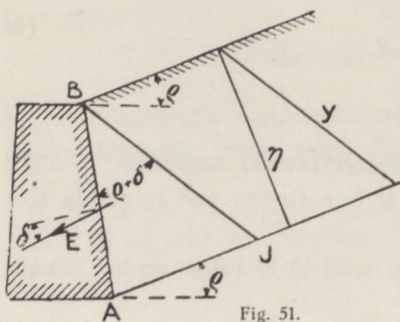


Fig. 51.

115. **Formler til Beregning af Jordtryk.** Ved Hjælp af Fig. 48 og Relationen (61) kan der udledes analytiske Udtryk for Størrelsen af Jordtrykket.

Lad Jordoverfladens Hældningsvinkel være α , og Væggens Højde, maalt

i Væggens Plan: $\overline{AB} = s$. Med de i Fig. 48 i øvrigt anvendte Betegnelser haves da:

$$\frac{y}{y'} = \frac{b-n}{b-a}, \text{ eller idet } n^2 = ab:$$

$$y = y' \frac{b - \sqrt{ab}}{b-a} = \frac{y'}{1 + \sqrt{\frac{a}{b}}}$$

og

$$\frac{a}{s} = \frac{\sin(\varrho + \delta)}{\sin \psi}, \quad \frac{b}{s} = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\varrho - \alpha)}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)}$$

$$y' = s \frac{\sin(\beta + \varrho)}{\sin \psi}$$

Endvidere haves:

$$E = \frac{1}{2} \gamma' y \eta = \frac{1}{2} \gamma' y^2 \sin \psi.$$

Ved Indsættelse heri faas:

$$E = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\sin^2(\beta + \varrho)}{\sin \psi \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2}, \quad (64)$$

og den vandrette Komponent af Jordtrykket:

$$E_v = E \sin \psi = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\sin^2(\beta + \varrho)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2}, \quad (65)$$

Glideplanens Beliggenhed er bestemt ved:

$$\overline{BC} = s \frac{\sin(\beta + \varrho) \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)}}}{\sin(\varrho - \alpha) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)}} \right)} \quad (66)$$

I ovenstaaende Udtryk er indført baade Vinklen ψ og Vinklerne β og δ . Den ene af disse Vinkler kan elimineres, idet man har (32):
 $\psi = \beta - \delta$.

Er Væggen lodret (Fig. 52), d. v. s. $\beta = 90^\circ$, faas:

$$E_v = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\cos^2 \varrho}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho - \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}}\right)^2}. \quad (67)$$

For lodret Væg ($\beta = 90^\circ$) og vandret Jordoverflade ($\alpha = 0$), faas:

$$E_v = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\cos^2 \varrho}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin \varrho}{\cos \delta}}\right)^2}. \quad (68)$$

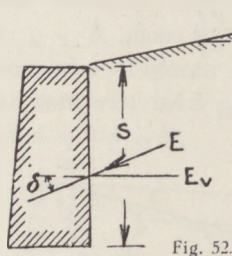


Fig. 52.

Hvis der her regnes med den størst mulige Værdi af Vinklen δ , nemlig $\delta = \varrho$, faas:

$$E_v = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\cos^2 \varrho}{\left(1 + \sqrt{2} \sin \varrho\right)^2}. \quad (69)$$

For lodret Væg, vandret Jordoverflade og vandret virkende Jordtryk ($\beta = 90^\circ$, $\alpha = 0$, $\delta = 0$) faas:

$$\begin{aligned} E = E_v &= \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\cos^2 \varrho}{(1 + \sin \varrho)^2} = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{1 - \sin \varrho}{1 + \sin \varrho} \\ &= \frac{1}{2} \gamma' s^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right). \quad (\text{jfr. Formel (37)}). \end{aligned}$$

I Formlen (64) og i de øvrige til denne svarende Formler skal Vinklerne α og δ regnes med Fortegn og saaledes, at α regnes positiv, naar Jordoverfladens Plan ligger over Horisontallinien, negativ, naar den ligger under Horisontallinien, og for Vinklen δ saaledes, at denne regnes positiv, naar Jordtrykkets Retning (fra Jordmassen mod Væggen) ligger over Vægnormalen, negativ, naar den ligger under Vægnormalen.

For det i Fig. 53 viste Tilfælde, Jordoverfladen staaende med naturlig Skrånt, skal saaledes i Formel (64) indsættes $\alpha = -\varrho$ (og $\delta = 0$, $\beta = 90^\circ$, $\psi = 90^\circ$), hvorved faas:

$$E = \frac{1}{2} \gamma' s^2 \frac{\cos^2 \varrho}{\left(1 + \sqrt{2} \sin \varrho\right)^2}. \quad (70)$$

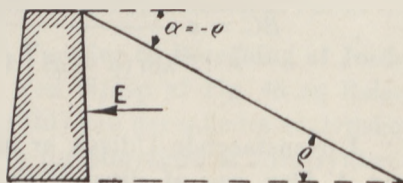


Fig. 53.

116. *Poncelet's Konstruktion* (§ 114) og de af denne udledede Formler til Bestemmelse af Jordtrykket lader sig ogsaa anvende i Tilfælde af, at den mod Jorden vendende Væg og ligeledes *Jordoverfladen* dannes af flere plane Flader (Fig. 54).

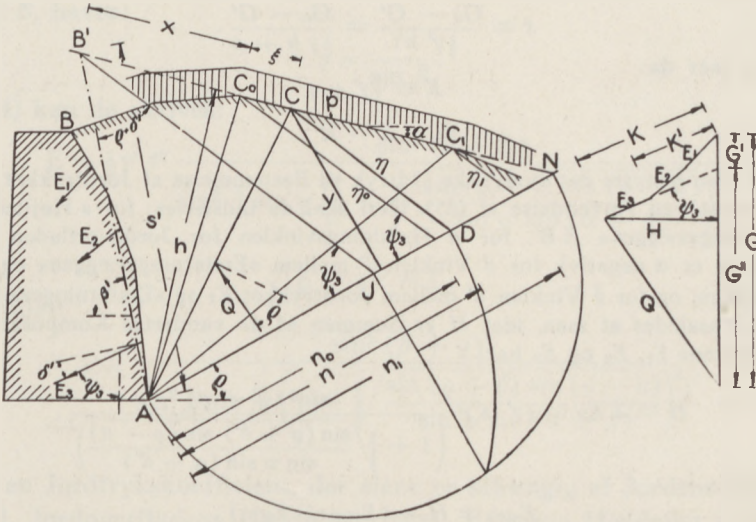


Fig. 54.

Det antages, at Jordtrykkene E_1 og E_2 er fundne, og at Opgaven derefter er at bestemme E_3 . Man finder først de til Glideplaner ($AC_0, AC_1 \dots$) gennem Knæpunkterne i Jordoverfladen svarende Størrelser n og η ($n_0, \eta_0, n_1, \eta_1 \dots$), ved at man fra Knæpunkterne trækker Linier under Vinklen ψ_3 med AN .

Lad G_0 være Summen af Vægten af det til venstre for AC_0 værende Jordlegeme og den til venstre for C_0 faldende Belastning paa Jordoverfladen, og G_1 være den tilsvarende Størrelse for Planen AC_1 .

Den til det søgte Jordtryk E_3 svarende Glideplan vil da skære Jordoverfladen i et Punkt C , liggende mellem C_0 og C_1 , saafremt

$$\frac{1}{2}\gamma' n_1 \eta_1 > G_1'' = G_1 - G' \quad \text{og} \quad (71)$$

$$\frac{1}{2}\gamma' n_0 \eta_0 < G_0'' = G_0 - G' .$$

Antages, at AC er den til E_3 svarende Glideplan, haves i Følge (55) og (56)

$$G'' = \gamma' \cdot \Delta ACD = \frac{1}{2}\gamma' n \eta .$$

Bestemmes endvidere Punktet B' liggende paa Forlængelsen af Linien C_0C_1 saaledes, at Arealerne af Trekkanterne $AB'C$ og ACD er lige store, bliver \overline{AD} Mellempportionalen mellem \overline{AI} og \overline{AN} i Henhold til det ved Udledelsen af (61) anførte. Kendes derfor Punktet B' , kan man bestemme D og dermed C ved *Poncelet's Konstruktion* samt Størrelserne y og η som antydet i Figuren.

Til Bestemmelse af Punktet B' haves, idet $\Delta AB'C = \Delta ACD$,

$$\gamma' \cdot \Delta AB'C = \gamma' \cdot \Delta ACD = G'' = G - G'.$$

Sættes $\overline{C_0 C} = \xi$ og $\overline{C_0 B'} = x$ haves endvidere, idet $G = G_0 + \frac{1}{2}\gamma' \xi h$:

$$\gamma' \cdot \Delta AB'C = \frac{1}{2}\gamma' (x + \xi) h = G_0 + \frac{1}{2}\gamma' \xi h - G',$$

hvoraf:

$$x = \frac{G_0 - G'}{\frac{1}{2}\gamma' h} = \frac{G_0 - G'}{\frac{1}{2}\gamma h + p}. \quad (72)$$

Man faar da:

$$K = \frac{1}{2}\gamma' y \eta$$

og

$$E_3 = K - K'.$$

Vil man benytte det analytiske Udtryk til Bestemmelse af Jordtrykket, gøres dette bedst ved Anvendelse af (65). Heri skal da indsættes: for s Højden s' af »Erstatningsvæggen« AB' , for α Hældningsvinklen for Jordoverfladen $C_0 C_1$ (i Figuren er α negativ), for β Vinklen β' mellem »Erstatningsvæggen« og Horizontallinien, og for δ Vinklen δ' mellem Jordtrykket E_3 og »Erstatningsvæggen«s Normal, saaledes at man, idet H er Summen af de vandrette Komposanter af Jordtrykkene E_1, E_2 og E_3 har:

$$H = \Sigma E_v = \frac{1}{2}\gamma' (s')^2 \frac{\sin^2 (\beta' + \varrho)}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin (\varrho + \delta') \sin (\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin (\alpha + \beta')}}\right)^2}, \quad (73)$$

og

$$E_{3(v)} = H - (E_{1(v)} + E_{2(v)}). \quad (74)$$

I det i Fig. 55 viste simple Tilfælde kan Punktet B' let findes ved Konstruktion. Man skal her have:

$$\text{Areal } ACD = \text{Areal } ACC_0 B.$$

Da for »Erstatningsvæggen« AB' :

$$\Delta AB'C = \Delta ACD.$$

faas B' ved, at der tegnes $BB' \parallel AC_0$, idet da

$$\text{Areal } AB'C = \text{Areal } ACC_0 B.$$

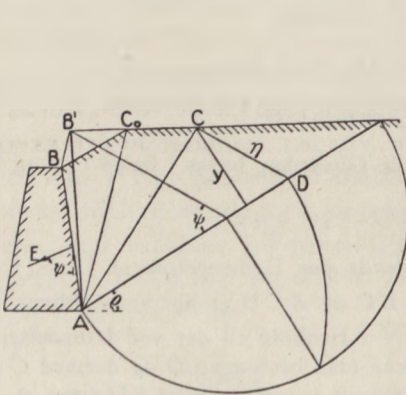


Fig. 55.

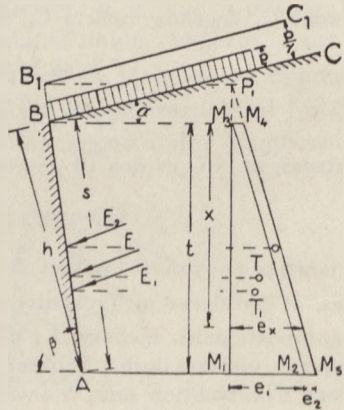


Fig. 56.

117. Jordtrykkets Fordeling. Ved plan Væg, plan Jordoverflade og Belastningen paa denne ensformig fordelt (jfr. Fig. 48) haves Jordtrykkets Størrelse bestemt ved Formel (64). Indføres (Fig. 56) som bestemmende for Væggens Højde i Stedet for s Punktet A 's Dybde t under B , haves:

$$s = \frac{t}{\sin \beta},$$

og (64) kan da skrives:

$$E = \frac{1}{2} \gamma' t^2 \frac{\sin^2 (\beta + \varrho)}{\sin^2 \beta \sin \psi \left(1 + \sqrt{\frac{\sin (\varrho + \delta) \sin (\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin (\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (75)$$

eller:

$$E = \frac{1}{2} \gamma' t^2 \lambda, \quad (76)$$

hvor, idet:

$$\lambda = \frac{\sin^2 (\beta + \varrho)}{\sin^2 \beta \sin \psi \left(1 + \sqrt{\frac{\sin (\varrho + \delta) \sin (\varrho - \alpha)}{\sin \psi \sin (\alpha + \beta)}} \right)^2},$$

λ er en Jordtrykskoefficient, der alene er afhængig af Jordens Skræntvinkel, Jordoverfladens Hældningsvinkel, Væggens Hældning og Jordtrykkets Retning (jfr. § 109).

Idet (50):

$$\gamma' = \gamma + \frac{2p}{h}$$

og

$$h = s \sin (\alpha + \beta) = \frac{t \sin (\alpha + \beta)}{\sin \beta},$$

haves:

$$E = \frac{1}{2} \gamma t^2 \lambda + p \frac{t \sin \beta}{\sin (\alpha + \beta)} \lambda = E_1 + E_2. \quad (77)$$

$E_1 = \frac{1}{2} \gamma t^2 \lambda$ er den til ubelastet Jordoverflade svarende Del af det hele Jordtryk E . Jordtryksdiagrammet for denne Del af Jordtrykket ses at være den viste Trekant $M_1 M_2 M_3$ med Højden t og Grundlinien:

$e_1 = \gamma \lambda t$. Angrebepunktet for E_1 ligger i Højden $\frac{t}{3}$ over A . I Dybden x under B er Trykket $e_{1(x)} = \gamma \lambda x$.

Jordtrykket E_2 er det fra Belastningen p hidrørende Bidrag til det hele Jordtryk. Denne Del af Jordtrykket er, pr. Arealenhed af Projektion paa den lodrette Plan:

$$e_2 = p \frac{\sin \beta}{\sin (\alpha + \beta)} \lambda. \quad (78)$$

E_2 er fremstillet ved det viste Parallelogram $M_2 M_3 M_4 M_5$ og Ansgrebepunktet for E_2 ligger Højden $\frac{t}{2}$ over A .

Trækkes en Linie $B_1 C_1 \parallel BC$ og i Afstanden $\frac{p}{\gamma}$ fra BC , og trækkes endvidere gennem B_1 , der er Skæringspunktet mellem AB og $B_1 C_1$, en vandret Linie, faas ved Skæring med $M_1 M_3$ Punktet P_1 . Man ser, at:

$$\overline{M_3 P_1} = \frac{p}{\gamma} \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)}$$

og heraf, idet $e_2 = p \frac{\sin \beta}{\sin(\alpha + \beta)} \lambda$, at $M_4 M_5$ gaar gennem P_1 .

Heraf udledes følgende Fremgangsmaade til Bestemmelse af Jordtrykket og af Diagrammet for dets Fordeling. Jordtrykket for ubelastet Jordoverflade findes ved Poncelet's Konstruktion, og af det fundne Jordtryk ($E_1 = \frac{1}{2} \gamma y \eta$) bestemmes Tryktrekanten $M_1 M_2 M_3$ ved, at der afsættes:

$$\overline{M_1 M_2} = e_1 = \frac{2 E_1}{t}.$$

Derefter bestemmes Punktet P_1 , som ovenfor beskrevet, og Linien $P_1 M_4 M_5$ trækkes parallel med $M_2 M_3$. Hele Jordtrykket ($E = E_1 + E_2$) er fremstillet ved Arealet af Trapezet $M_1 M_3 M_4 M_5$. Trykcentret for E faas ved den vandrette Linie gennem Tyngdepunktet T for Trapezet til Skæring med Væggen. Trykket i Dybden x under B er: $e_x = e_{1(x)} + e_2$.

Hvis Jordoverfladen ikke er plan, eller hvis Belastningen er uensformig fordelt, kan Bestemmelsen af Jordtrykkets Fordeling ske paa følgende Maade (Fig. 57):

AB er Væggen og BC Jordoverfladen. Man opdeler Væggen i passende smaa Stykker, $B A_1, A_1 A_2, A_2 A_3 \dots$ og bestemmer, f. Eks. ved at man prøver sig frem, Jordtrykkene E_1 paa $A_1 B$, E_2 paa $A_2 B$, o. s. fr., samt Jordtrykket E paa hele Væggen AB . (De til disse Jordtryk svarende Glideplaner er ikke indbyrdes parallelle). Ud fra en Linie $M M_0$ afsættes $\overline{M_1 N_1}$ saaledes, at $\triangle M_0 M_1 N_1 = E_1$; hvis Jordoverfladen er belastet, erstattes $\triangle M_0 M_1 N_1$ med et Trapez. Endvidere afsættes $\overline{M_2 N_2}$ saaledes, at Areal $M_1 N_1 N_2 M_2 = E_2 - E_1$, $\overline{M_3 N_3}$ saaledes, at Areal $M_2 N_2 N_3 M_3 = E_3 - E_2$ o. s. fr. Arealet $M_0 M N$ er da lig Jordtrykket E . Tyngdepunktet T giver Ansgrebepunktet for E . Trykket i Dybden x under B er e_x .

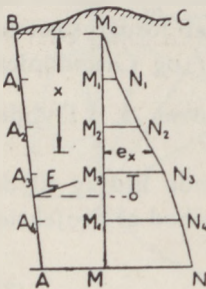


Fig. 57.

Hvis Belastningen paa Jordoverfladen er uensformig fordelt (Fig. 58), eller hvis der virker koncentrerede Belastninger eller Enkeltkræfter paa Jordoverfladen (Fig. 59), betaler det sig i Reglen ikke at anvende *Poncelet's* Konstruktion eller de af denne udledede Jordtryksformler paa den i § 116 omtalte Maade, nemlig ved Bestemmelse af »Erstatningsvæg«, men man maa hellere gaa den Vej, at man ved at prøve sig frem med forskellige Glideplansstillinger finder den Glideplansstilling, der giver Maksimum af E . De til de forskellige Stillinger af Glideplan svarende Værdier af E findes af Formel (31) eller af en Kraftpolygon.

Ved en saadan forsøgsvis Bestemmelse af Jordtrykket faar man en god Oversigt over, hvorledes E varierer med Glideplansvinklen, ved Op-tegning af *Culmann's* E -Linie. Idet Størrelsen G skal indbefatte baade Vægten af Glideprismet og den paa dettes Overflade faldende Del af Jordoverfladens Belastning, vil E -Linien ikke faa et jævnt Forløb, saaledes som Tilfældet er, naar Jordoverfladens Form er jævn, og Belastningen er ensformig eller omtrent ensformig fordelt, men vil udvise Spring for de Stillinger af Glideplanen, hvor denne skærer Jordoverfladen i Punkter med Spring i Belastningen. Maksimum af E vil derfor ofte faas netop for Glideplanen gaaende gennem et af de Punkter af Jordoverfladen, hvor der er Spring i Belastningen.

Ved Bestemmelse af Jordtrykkets Fordeling er man, hvis da ikke en skønmæssig Fordeling kan være fyldestgørende, henvist til at gaa frem efter den ovenfor angivne noget besværlige Metode. Jordtryksdiagrammet vil udvise Spring svarende til Springene i Belastningen paa Jordoverfladen. Et saadant diskontinuerligt forløbende Jordtryksdiagram giver dog rimeligvis ikke det rigtige Billede af Trykfordelingen paa Væggen. Spring i Belastningen paa Jordoverfladen, en koncentreret Belastning eller en Enkeltkraft vil nemlig ved Overførelsen gennem Jorden til Væggen fordeles over et fra Jordoverfladen nedad og hen mod Væggen voksende Jordvolumen, og Virkningen heraf vil være, at Trykket paa Væggen bliver mere jævnt fordelt, end hvad der svarer til Uensformigheden i Fordelingen af Belastningen paa Jordoverfladen. En eventuel Udjævning af det fundne Jordtryksdiagram maa foretages efter Skøn.

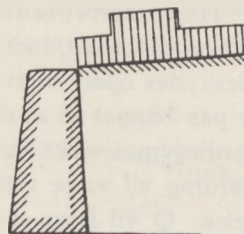


Fig. 58.

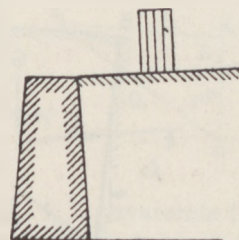


Fig. 59.

118. **Passivt Jordtryk.** Trykkes Væggen AB (Fig. 60) af en ydre Kraft ind mod Jorden, indtil denne giver efter, saaledes at Jordlegemet ABC forskydes opad langs en Glideplan AC , vil Jordlegemet ABC , naar det er paa Nippet til at glide, udøve et Modtryk E . I Glideplanen vil der paa Jordlegemet virke en Reaktion Q , og dennes Komponent i Glideplanens Retning vil være rettet skraat nedad, nemlig mod Jordlegemets Bevægelse. Q vil have den paa Figuren viste Retning, dannende Vinklen ϱ med Normalen til Glideplanen, idet der her, ligesom ved aktivt Jordtryk,

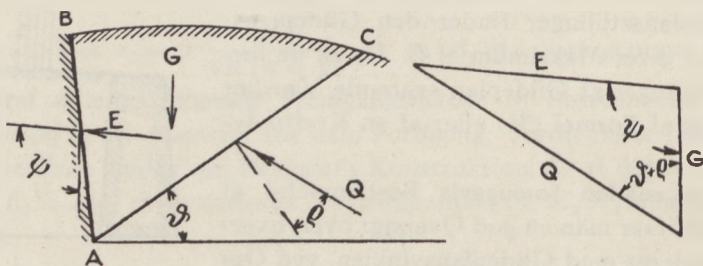


Fig. 60.

enten forudsættes kohæsionsfri Jord eller regnes med, at der kan tages Hensyn til den eventuelle Kohæsions Bidrag til Forskydningsmodstanden ved passende Valg af Værdien for Friktionsvinklen, og idet det ligeledes forudsættes, at der faas tilstrækkelig god Tilnærmelse, naar man i Stedet for Vinklen for den indre Friktion i Jorden sætter Jordens Skråntvinkel ϱ .

Retningen for Jordtrykket E maa betragtes som paa Forhaand fastlagt, under Hensyn til Væggens Ruhed, til Retningen for den ydre Kraft, af hvilken Væggen trykkes mod Jorden, eller til Væggens Bevægelsesretning. G er Vægten af Jordlegemet ABC . Størrelsen E af Jordtrykket vil da være bestemt ved den paa Figuren viste Krafttrekant.

Til forskellige Stillinger af Glideplanen AC svarer forskellige Værdier af E . Det passive Jordtryk (E_p) bestemmes da som den mindste af disse Størrelser E .

Af Krafttrekanten faas paa lignende Maade som ved aktivt Jordtryk (jfr. (31)):

$$E = G \frac{\sin(\vartheta + \varrho)}{\sin(\vartheta + \varrho + \psi)}. \quad (79)$$

119. Har Jordoverfladen uregelmæssig Form, maa Bestemmelsen af det passive Jordtryk, ligesom Tilfældet er ved aktivt Jordtryk, ske ved, at man prøver sig frem med forskellige Stillinger af Glideplan.

Trækkes (Fig. 61) Linien AN' under Vinklen $-\varrho$ med Horizontal-
linien, og afsættes ud ad denne Linie $AD_1 = G_1 =$ Vægten af Glidepris-
met ABC_1 , svarende til
Glideplansvinklen ϑ_1 ,
samt trækkes Linien
 D_1I_1 under Vinklen ψ
med AN' , hvor I_1 lig-
ger paa AC_1 , faas:

$$\triangle AD_1I_1 \sim \triangle ad_1i_1,$$

saaledes at

$$\overline{D_1I_1} = E_1.$$

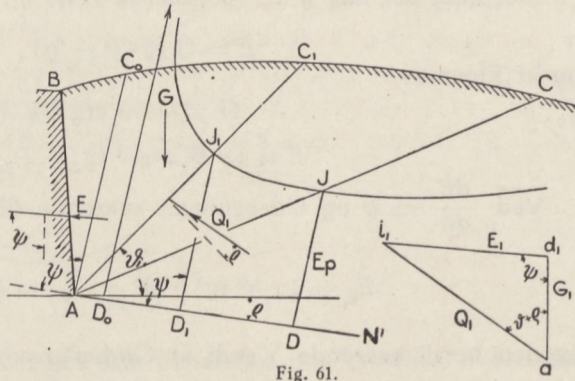


Fig. 61.

Bestemmes paa denne Maade en Række Punkter, $I_1, I_2 \dots$, svarende til
forskellige Glideplansstillinger $AC_1, AC_2 \dots$, faas en Kurve, Culmann's
 E_2 Linie, hvis Punktets skraa Afstand under Vinklen ψ til Linien AN'
direkte angiver de til de forskellige Glideplansstillinger svarende Stør-
relser E . Ved Hjælp af en saadan Kurve er det let at finde en tilstræk-
kelig nøjagtig Værdi af det passive Jordtryk $= E_{\min} = E_p$ og Belig-
genheden af den dertil svarende Glideplan AIC .

Det ses, at for en Glideplan AC_0 under Vinklen ψ med AN' faas
Jordtryksværdien ∞ . For denne Glideplansstilling havs:

$$\vartheta_0 = 180^\circ - (\psi + \varrho),$$

og Vinklen mellem Q_0 og Vertikalen:

$$\vartheta_0 + \varrho = 180^\circ - \psi,$$

d. v. s. Retningen for Q_0 og E_0 er sammenfaldende. Betydningen heraf
er, at der ikke kan finde Glidning Sted langs AC_0 .

For aftagende Værdier af ϑ vokser G og dermed ogsaa E mod ∞ .

De mod ∞ gaaende Grene af Kurven har
kun formel Betydning.

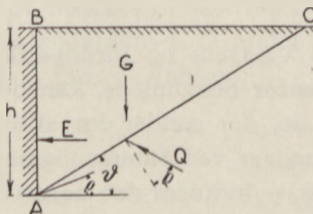


Fig. 62.

120. Paa lignende Maade som ved aktivt
Jordtryk kan man i det i Fig. 62 fremstillede
simple Tilfælde, hvor Væggen er lodret, Jord-
overfladen vandret, og Jordtrykket virker

vandret, let finde et analytisk Udtryk for Størrelsen af det passive Jordtryk.

Idet man her har $\psi = 90^\circ$ faas af (79):

$$E = G \operatorname{tg}(\vartheta + \varrho),$$

og af Figuren:

$$G = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{ctg} \vartheta,$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{ctg} \vartheta \operatorname{tg}(\vartheta + \varrho). \quad (80)$$

Ved $\frac{dE}{d\vartheta} = 0$ og Udregninger svarende til de i § 108 anførte faas:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma h^2 \lambda_p, \quad (81)$$

og den hertil svarende Værdi af Glideplansvinklen:

$$\vartheta = 45^\circ - \frac{\varrho}{2}. \quad (82)$$

(81) kan ogsaa skrives:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1 + \sin \varrho}{1 - \sin \varrho}. \quad (83)$$

Ud fra samme Betragtninger som de, der gælder for aktivt Jordtryk, faas *Trykdiagrammet* for passivt Jordtryk (Fig. 63):

For ubelastet Jordoverflade: Trekanten 1-2-3, bestemt ved:

$$\overline{1-2} = e_{p(h)} = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right),$$

og for Jordoverfladen belastet med p (t/m^2): Trapezet 1-3-4-5, bestemt ved:

$$\overline{3-4} = \overline{2-5} = p \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right),$$

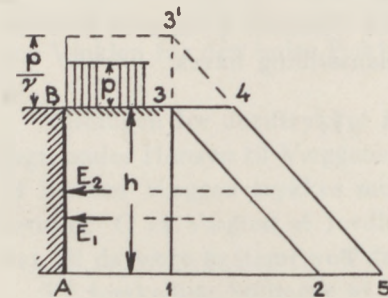


Fig. 63.

eller ved:

$$\overline{3-3'} = \frac{p}{\gamma} \quad \text{og} \quad 3'-4-5 \parallel 2-3.$$

121. For de Tilfælde, der med Hensyn til Væggens og Jordoverfladens Form er mere komplicerede end det ovenfor behandlede, kan der ligeledes anstilles samme Betragtninger som de, der gælder for aktivt Jordtryk. Blot maa der, saaledes som det fremgaar ved Sammenligning mellem (31) og (79), i Stedet for Skræntvinklen ϱ indføres den negative Vinkel, $-\varrho$.

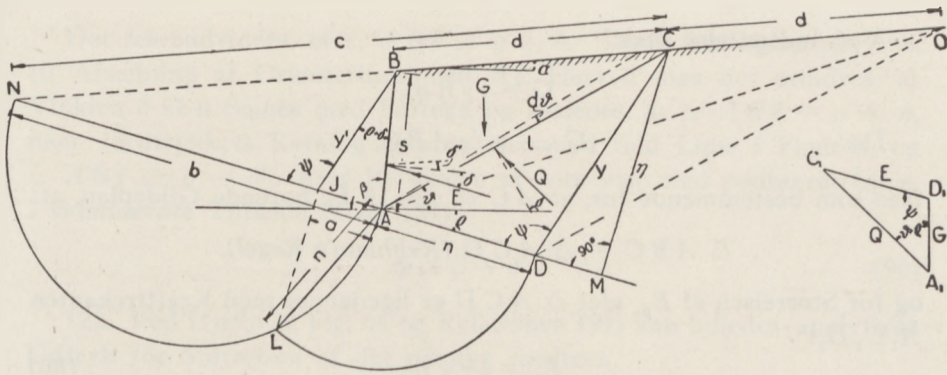


Fig. 64.

For Kortheds Skyld skal her kun behandles det Tilfælde, hvor man har plan Væg og plan Jordoverflade (Fig. 64).

Jordtrykkets Retning forudsættes fastsat, dannende Vinklen δ med Normalen til Væggen AB , eller Vinklen ψ med Vertikalen. Er Væggens Hældning bestemt ved Vinklen β , haves:

$$\psi = \beta + \delta . \tag{84}$$

Med Betegnelser svarende til de tidligere, for aktivt Jordtryk anvendte, haves:

$$E = G \frac{\sin (\vartheta + \varrho)}{\sin (\vartheta + \varrho + \psi)} ,$$

og den til E_p hørende Glideplansstilling AC bestemt ved $\frac{dE}{d\vartheta} = 0$.

Dette giver:

$$G \sin \psi + \frac{dG}{d\vartheta} \sin (\vartheta + \varrho) \sin (\vartheta + \varrho + \psi) = 0 . \tag{85}$$

For en Forøgelse af Glideplansvinklen ϑ med $d\vartheta$ faas:

$$dG = -\frac{1}{2} \gamma l^2 d\vartheta .$$

Skræntvinklen ϱ afsættes her neden for Horisontallinien, og Linien AN trækkes til Skæring (N) med Forlængelsen af Jordoverfladen. Trækkes endvidere CD under Vinklen ψ med AN , og CM vinkelret paa AN , faas af Figuren:

$$\sin (\vartheta + \varrho) = \frac{\eta}{l} ,$$

og

$$\frac{\sin (\vartheta + \varrho + \psi)}{\sin \psi} = \frac{n}{l} .$$

Ved Indsættelse faas:

$$G = \frac{1}{2} \gamma n \eta .$$

Da $G = \gamma \Delta ABC,$

faas som bestemmende for, at AC er den til E_p hørende Glideplan, at:

$$\Delta ABC = \Delta ACD \text{ (Rebhann's Regel)},$$

og for Størrelsen af E_p , idet ΔACD er ligedannet med Krafttrekanten $A_1 C_1 D_1$:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma y \eta . \quad (86)$$

Trækkes dernæst $DO \parallel AC$ og $BI \parallel CD$, haves:

$$\Delta AOC = \Delta ACD,$$

altsaa $\Delta AOC = \Delta ABC$, hvorefter:

$$\overline{BC} = \overline{CO} = d.$$

Endvidere haves:

$$\Delta NCA \sim \Delta NOD, \text{ hvorefter:}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{b}{n}, \quad (87)$$

og $\Delta NBI \sim \Delta NCD$, hvorefter:

$$\frac{c}{d} = \frac{b + n}{n + a} \quad (88)$$

Af (87) og (88) faas:

$$n^2 = ab. \quad (89)$$

Det ses heraf, at de Jordtrykket bestemmende Størrelser, nemlig y og η , samt Beliggenheden af Glideplanen AC kan findes ved Poncelet's Konstruktion paa følgende Maade:

Fra B trækkes BI under Vinklen ψ med AN , der tegnes en Halvcirkel over AN som Diameter og trækkes $IL \perp AN$. $\overline{AL} (= n)$ afsættes ud ad Forlængelsen af NA til D ($\overline{AD} = \overline{AL}$), og der trækkes $DC \parallel BI$ samt $CM \perp AN$.

AC er da Glideplanen, $\overline{CD} = y$, $\overline{CM} = \eta$ og det passive Jordtryk:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma y \eta .$$

Det ses endvidere, at $\angle ABI = \varrho + \delta$. Dette kan ogsaa benyttes til Afsætning af Orienteringslinien BI . Herved maa det erindres, at Vinklen δ skal regnes med Fortegn og saaledes, at $\angle ABI = \varrho + \delta$, naar Jordtrykkets Retning er som vist med fuld Linie i Figuren, og $\angle ABI = \varrho - \delta'$, naar Retningen er som vist med punkteret Linie. I sidstnævnte Tilfælde bliver (84):

$$\psi = \beta - \delta' . \quad (90)$$

122. Ved Hjælp af Fig. 64 og Relationen (84) kan udledes **analytiske Udtryk** for Størrelsen af det passive Jordtryk.

Lad Jordoverfladens Hældningsvinkel være α og Væggens Højde, maalt i Væggens Plan, være $\overline{AB} = s$. Med de i Fig. 64 i øvrigt anførte Betegnelser haves da:

$$\frac{y}{y'} = \frac{b+n}{b-a}, \text{ eller idet } n^2 = ab:$$

$$y = y' \frac{b + \sqrt{ab}}{b-a} = \frac{y'}{1 - \sqrt{\frac{a}{b}}} \quad \text{og}$$

$$\frac{a}{s} = \frac{\sin(\varrho + \delta)}{\sin \psi}, \quad \frac{b}{s} = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\varrho + \alpha)},$$

$$\frac{a}{b} = \frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho + \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)},$$

$$y' = s \frac{\sin(\beta - \varrho)}{\sin \psi}.$$

Endvidere haves:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma y \eta = \frac{1}{2} \gamma y^2 \sin \psi .$$

Ved Indsættelse heri faas:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma s^2 \frac{\sin^2(\beta - \varrho)}{\sin \psi \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho + \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (91)$$

123. Med Hensyn til Jordtryksdiagrammet for passivt Jordtryk kan der udledes ganske tilsvarende Regler som de, der gælder for aktivt Jordtryk.

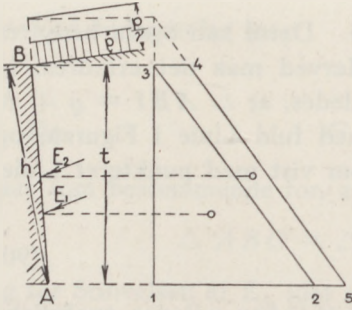


Fig. 65.

som det fremgaar af Fig. 65 (jfr. Fig. 56).

Ved ubelastet, plan Jordoverflade og plan Væg bliver Trykdiagrammet en Trekant 1-2-3 med Areal $= Ep$ (Fig. 65). Den kan afsættes med Højde lig med Væggens lodrette Højde (t), og Grundlinie $1-2 = e_p = \frac{2 E_p}{t}$.

Er Jordoverfladen belastet med p t/m^2 , findes den hertil svarende Forøgelse af det passive Jordtryk saaledes,

124. Uoverensstemmelse mellem Forudsætningerne ved Coulomb's Jordtryksteori. Imellem de Forudsætninger, der ligger til Grund for Coulomb's Jordtryksteori og det af denne udledede om Jordtrykkets Fordeling, er der, saaledes som det fremgaar af det følgende, en vis Uoverensstemmelse til Stede.

Af den sidste Ligning i (29) faas:

$$Q = E \frac{\sin \psi}{\sin (\vartheta - \rho)}$$

For Kortheds Skyld vil vi nøjes med at betragte det Tilfælde, hvor der haves plan Jordoverflade og plan Væg, og hvor Jordoverfladen er ubelastet.

For den til det aktive Jordtryk svarende Stilling af Glideplan haves (57):

$$E = \frac{1}{2} \gamma y \eta$$

og altsaa:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma y \eta \frac{\sin \psi}{\sin (\vartheta - \rho)}$$

eller, idet (Side 78):

$$\sin \psi = \frac{\eta}{y} \quad \text{og} \quad \sin (\vartheta - \rho) = \frac{\eta}{l}$$

$$Q = \frac{1}{2} \gamma l^2 \sin (\vartheta - \rho)$$

Som det ses, er Q proportional med l^2 og maa derfor regnes at være fordelt over Glideplanen AC paa samme Maade, som Jordtrykket er fordelt over Væggen AB (Fig. 66). Herefter er Beliggenheden af Angrebspunkterne for alle de tre Kræfter E , Q og G bestemt, nemlig for E : Punktet i Afstanden $\frac{1}{3} s$ fra A , for Q : Punktet i Afstanden $\frac{1}{3} l$ fra A og

for G : Tyngdepunktet for Trekanten ABC . Endvidere er Retningerne for de tre Kræfter fastlagte, nemlig for G : lodret, for Q : en Linie, der danner Vinklen ϱ med Normalen til Glideplanen, og for E : en Linie under Vinklen δ med Vægnormalen.

At de tre Kræfter, G , Q og en Kraft lig og modsat rettet E , er i Ligevægt, er imidlertid betinget af, at Kræfterne gaar gennem samme Punkt, men denne Betingelse ses efter det foran anførte ikke at være opfyldt i Almindelighed.

I de særlige Tilfælde (Fig. 67), hvor Væggen er lodret, og Jordtrykkets Retning er parallel med Jordoverfladen, ses det, at de nævnte tre

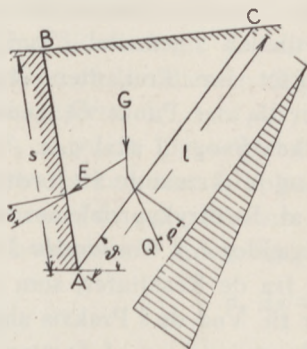


Fig. 66.

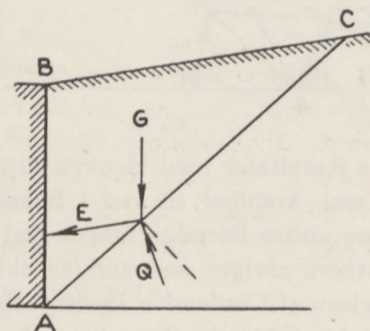


Fig. 67.

Kræfter gaar gennem samme Punkt; G , lodret gennem Tyngdepunktet for Trekant ABC , og E , gaaende gennem Trediedelspunktet af AB , skærer nemlig da hinanden i Trediedelspunktet af AC . I disse særlige Tilfælde er de for *Coulomb's* Jordtryksteori gældende Forudsætninger derfor ikke i Modstrid indbyrdes.

Under alle andre Forhold end de her nævnte specielle Tilfælde er man, hvis saadanne Uoverensstemmelser som de anførte skal undgaas, nødsaget til ved den teoretiske Behandling af Jordtryksproblemerne at gøre Brug af andre Forudsætninger end de for *Coulomb's* Jordtryksteori gældende. Der kan herved være Tale om enten at gaa bort fra Antagelsen om, at Jordtrykkets Retning er bestemt ved Friktionen mellem Jorden og Væggen (eventuelt i Forbindelse med Væggens Bevægelsesretning ¹⁾) eller at opgive Forudsætningen om, at Glidefladen er en Plan.

Endelig kan der ogsaa være Tale om at ændre paa det Resultat, som *Coulomb's* Jordtryksteori fører til med Hensyn til Belliggheden af Angrebepunkterne for E og Q , saaledes at Jordtrykket E og Reaktionen Q kommer til at skære hinanden paa Krafflinien for G . Man kunde herved f. Eks. indføre den Betingelse, at Jordtrykkets Angrebepunkt

¹⁾ § 101.

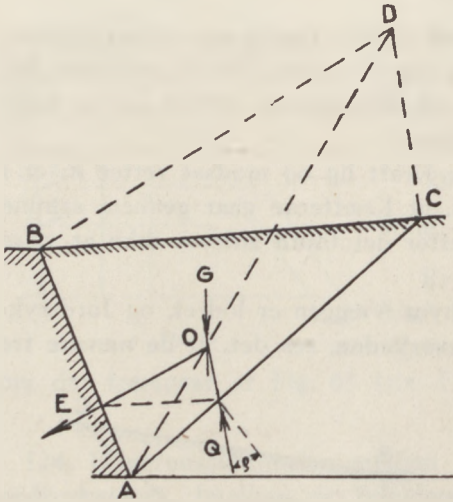


Fig. 66.

paa Væggen AB (Fig. 68) og Angrebepunktet for Reaktionen i Glideplanen skal ligge i samme Dybde under Jordoverfladen.

Bestemmelsen af Angrebepunkterne kunde da ske saaledes: der trækkes Linien BD parallel med Jordtrykkets Retning og CD parallel med Retningen for Reaktionen Q . Skæringen mellem Linien AD og Vertikalen gennem Tyngdepunktet for Trekanten ABC giver da det Punkt O , gennem hvilket E og Q skal gaa.

De Resultater med Hensyn til Størrelse og Virkemaade af Jordtryk, som man kommer til ved i Behandlingen af Jordtryksproblemerne at indføre andre Forudsætninger end de, der gælder for *Coulomb's* Jordtryksteori, afviger sædvanligvis ikke meget fra de Resultater, som Anvendelsen af *Coulomb's* Jordtryksteori fører til. Ved de i Praxis almindeligt forefaldende Opgaver vedrørende Dimensionering af Støttemure og lignende Bygværker benyttes derfor den af *Coulomb's* Jordtryksteori udledede Beregningsmaade uanset de Uoverensstemmelser i Forudsætningerne, der, som ovenfor nævnt, er til Stede.

Jordspændinger.

125. Som omtalt i § 92 vil der i et Snit i en Jordmasse være visse Spændinger til Stede. Om disse Spændingers Variation med Snitretningen kan der gøres samme Betragtninger gældende som de, der anvendes ved Behandlingen af det tilsvarende Problem for faste Legemers Vedkommende, dog med de Begrænsninger med Hensyn til Ligevægt mellem Jorddelene indbyrdes, der er Følge af Jordmassens særlige Egenskaber, nemlig som et løst Stof med ingen (eller kun ganske ringe) Sammenhæng mellem de enkelte Dele. Disse Egenskaber er i denne Forbindelse karakteriseret ved, at Forskydningsspændingen τ i en Snitflade ds i Jordmassen ikke kan overstige en vis af Normalsspændingen σ_n afhængig Værdi, idet Betingelsen for, at der ikke skal ske Bevægelse mellem Jordmassens Dele i det betragtede Snit, er:

$$\tau ds \leq (\sigma_n \mu + c) ds, \quad (92)$$

hvor μ er en Friktionskoefficient og c den fra Kohæsionen hidrørende Forskydningsmodstand.

Ved Friktionsjord, og idet der regnes, at man med tilstrækkelig Tilnærmelse kan sætte Vinklen for den indre Friktion lig med Jordens Skræntvinkel ϱ , reduceres (92) til:

$$\tau \leq \sigma_n \operatorname{tg} \varrho . \tag{93}$$

126. Spændingsellipsen. Ved (93) er udtrykt, at Vinklen mellem Snitkraften og Snitfladens Normal skal være \leq Skræntvinklen ϱ .

Paa Sidefladerne dx , dy og ds af et Element af Jordmassen (Fig. 69) virker Snitkræfterne $S_1 = \sigma_1 dx$, $S_2 = \sigma_2 dy$ og $S_3 = \sigma_3 ds$. Ligevægtsbetingelsen for Elementet kan, idet S_3 opløses i Komponenterne ξds og ηds efter Retningerne for henholdsvis S_1 og S_2 , skrives:

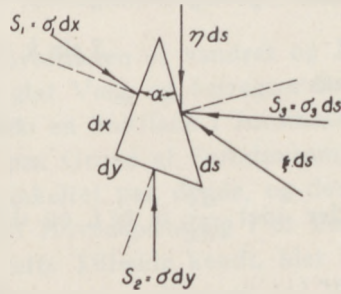


Fig. 69.

$$\sigma_1 dx = \xi ds, \quad \sigma_2 dy = \eta ds ,$$

eller:

$$\frac{\xi}{\sigma_1} = \frac{dx}{ds} = \cos \alpha , \tag{94}$$

$$\frac{\eta}{\sigma_2} = \frac{dy}{ds} = \sin \alpha ,$$

hvoraf:

$$\frac{\xi^2}{\sigma_1^2} + \frac{\eta^2}{\sigma_2^2} = 1 . \tag{95}$$

(95) er Ligningen for en Ellipse i et skævvinklet Koordinatsystem med Akseretninger parallelle med S_1 og S_2 , den saakaldte Spændingsellipse.

For forskellige Værdier af α — Drejning af Fladen ds — faas de tilhørende σ_3 , i Størrelse og Retning, som Resultant af ξ og η . Spændingsellipsens Hovedakser giver største og mindste Spænding (Hovedspændingerne q_1 og q_2) i det paagældende Punkt i Jordmassen.

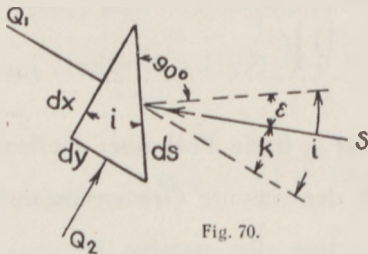


Fig. 70.

127. Jordtryk som Grænseværdier af Jordspænding. Det retvinklede trekantprismatiske Element (Fig. 70) lægges saa:

ledes, at dets Katheteflader dx og dy falder sammen med Retningerne for Hovedspændingerne. Vinklen mellem Snitkraften S og Retningen for den ene Hovedspænding Q_1 er k , Vinklen mellem S og Normalen til ds er ε og $k + \varepsilon = i$. Idet man har:

$$\begin{aligned} Q_1 &= q_1 dx \\ Q_2 &= q_2 dy, \end{aligned}$$

samt Ligevægtsbetingelsen:

$$S \sin k = Q_2, \quad S \cos k = Q_1,$$

faas:

$$\operatorname{tg} k = \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{q_2 dy}{q_1 dx},$$

eller idet $\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} i$, og der sættes $\frac{q_1}{q_2} = n$:

$$\operatorname{tg} i = n \operatorname{tg} k.$$

Af $\varepsilon = i - k$ faas derefter:

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \operatorname{tg} (i - k) = \frac{\operatorname{tg} i - \operatorname{tg} k}{1 + \operatorname{tg} i \operatorname{tg} k} = \frac{(n-1) \operatorname{tg} k}{1 + n \operatorname{tg}^2 k}. \quad (97)$$

Ved Friktionsjord kan ε kun have Værdier $\leq \varrho$ (jfr. (93)). Idet aktivt og passivt Jordtryk er de Grænseværdier for Jordspændingerne, der svarer til en Spændingstilstand i Jordmassen, hvor Forstyrrelse af Ligevægten mellem Jorddelene er paa Nippet til at indtræde, er det specielt disse Grænseværdier, der har Interesse.

For Grænsetilstanden haves:

$$\operatorname{tg} \varepsilon_{(\text{maks})} = \operatorname{tg} \varrho.$$

Af $\frac{d\varepsilon}{dk} = 0$ faas:

$$\operatorname{tg} k = \pm \sqrt{\frac{1}{n}}, \quad (98)$$

hvilket giver:

$$\operatorname{tg} \varepsilon_{(\text{maks})} = \operatorname{tg} \varrho = \pm \frac{(n-1) \sqrt{\frac{1}{n}}}{2}. \quad (99)$$

Af (99) kan man for en given Værdi af ϱ finde Forholdet mellem Hovedspændingerne $\left(n = \frac{q_1}{q_2}\right)$ svarende til den nævnte Grænsetilstand, hvor Jordspændingen bliver lig med det aktive eller passive Jordtryk.

Af (99) findes:

$$\begin{aligned} &\text{svarende til Plus-Tegnet, } n = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) \\ &\text{og svarende til Minus-Tegnet, } n = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right). \end{aligned}$$

128. Bestemmelse af Jordtryk. Kendes den ene af de til Grænsen for Ligevægtstilstand svarende Hovedspændinger, kan man af (99) finde den anden.

Tages det simple Tilfælde, hvor Jordoverfladen er vandret og Jorden begrænses af en lodret fuldstændig glat Væg, og betragtes Berøringsfladen mellem Væggen og Jorden som en Snitflade i Jordmassen, haves, at Trykket mod denne Snitflade (paa Grund af Forudsætningen om Væggens fuldstændige Glathed) er vinkelret paa denne, og derfor den ene Hovedspænding (q_2). Den anden Hovedspænding i et Punkt i Dybden h under Jordoverfladen er i dette Tilfælde kendt, idet den under Forudsætning af, at Jordmassen er homogen, er bestemt ved Vægten af den overliggende Jordmasse:

$$q_1 = \gamma h.$$

Man har da:

$$q_2 = \frac{1}{n} q_1 = \frac{1}{n} \gamma h.$$

Af (99) udledes:

$$n = (\operatorname{tg} \varrho \pm \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varrho})^2, \quad (100)$$

som indsat giver:

$$q_2 = \frac{\gamma h}{(\operatorname{tg} \varrho \pm \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varrho})^2}.$$

Trykket paa hele den lodrette Flade fra Jordoverfladen til Dybden h bliver da:

$$Q_2 = \frac{1}{2} q_2 h = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1}{n} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{1}{(\operatorname{tg} \varrho \pm \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varrho})^2} \quad (101)$$

Dette Tryk er, med Plus-Tegnet foran Kvadratrod, det aktive Jordtryk, med Minus-Tegnet foran Kvadratrod, det passive Jordtryk.

Indføres i (100) $\operatorname{tg} \varrho$ udtrykt ved $\operatorname{tg} \frac{\varrho}{2}$, faas:

$$(\operatorname{tg} \varrho + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varrho})^2 = \frac{\left(1 + \operatorname{tg} \frac{\varrho}{2}\right)^2}{\left(1 - \operatorname{tg} \frac{\varrho}{2}\right)^2} = \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right)}$$

og

$$(\operatorname{tg} \varrho - \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varrho})^2 = \frac{1}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right)},$$

hvilket indsat i (101) giver følgende Værdier for Q_2 for henholdsvis Plus-Tegnet og Minus-Tegnet for Kvadratroden:

$$Q_2 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right) \tag{102}$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right).$$

Disse Udtryk ses at være de samme som de tidligere fundne Udtryk for henholdsvis aktivt Jordtryk (Formel (37)) og passivt Jordtryk (Formel (81)).

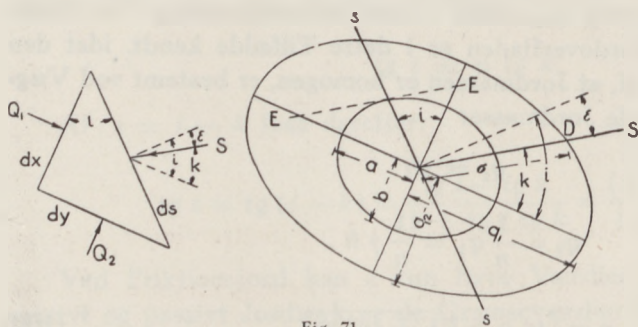


Fig. 71.

129. Kendes en af Spændingsellipsens Halvakser (Hovedspændingerne q_1 og q_2) for en given Jordart (given Værdi af ϱ og dermed kendt Værdi af n) og endvidere Hovedaksernes Stilling i Jordmassen, kan

man, f. Eks. ved Optegning af Ellipsen, finde den til enhver Snitretning svarende Spænding.

Man har (Fig. 71):

$$S = \sigma ds = \sqrt{Q_1^2 + Q_2^2}, \quad ds = \sqrt{dx^2 + dy^2},$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{q_1^2 dx^2 + q_2^2 dy^2}{dx^2 + dy^2}} = q_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n^2} \frac{dy^2}{dx^2}}{1 + \frac{dy^2}{dx^2}}},$$

eller idet:

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{tg} i, \quad \text{og (96): } \operatorname{tg} i = n \operatorname{tg} k,$$

$$\sigma = q_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n^2} \operatorname{tg}^2 i}{1 + \operatorname{tg}^2 i}} = q_1 \sqrt{\frac{1 + \operatorname{tg}^2 k}{1 + n^2 \operatorname{tg}^2 k}}. \tag{103}$$

(103) er Spændingsellipsens Ligning i retvinklet Koordinatsystem. Indføres nemlig i (103):

$$\left. \begin{array}{l} x = \sigma \cos k \\ y = \sigma \sin k \end{array} \right\} \sigma^2 = x^2 + y^2 \quad \text{og} \quad \operatorname{tg} k = \frac{y}{x},$$

faas:

$$\sigma^2 = x^2 + y^2 = q_1^2 \frac{1 + \frac{y^2}{x^2}}{1 + \frac{n^2 y^2}{x^2}},$$

$$\frac{x^2}{q_1^2} + \frac{y^2}{q_2^2} = 1.$$

Tegnes en anden Ellipse, med samme Akser som Spændingsellipsen, men med Længderne af Halvakserne:

$$a = \sqrt{q_1} \quad \text{og} \quad b = \sqrt{q_2},$$

bliver denne Ellipses Ligning:

$$\frac{x^2}{q_1} + \frac{y^2}{q_2} = 1.$$

Sammenhørende Spændingsretninger (σ) og Snitretninger (s - s) er konjugerede Diametre i denne Ellipse. Man har nemlig, idet $n = \frac{q_1}{q_2}$ og $\operatorname{tg} i = n \operatorname{tg} k$:

$$\operatorname{tg} k \cdot \operatorname{tg} (90^\circ + i) = - \frac{\operatorname{tg} k}{\operatorname{tg} i} = - \frac{q_2}{q_1}.$$

Den til Snittet s - s hørende Spændingsretning faas ved Tangenten EE til Ellipsen med Halvakserne $\sqrt{q_1}$ og $\sqrt{q_2}$. Størrelsen af Spændingen faas af Spændingsellipsen (O er Ellipsens Midtpunkt):

$$\sigma = \overline{OD},$$

Det er kun i visse specielle Tilfælde, som f. Eks. det i § 128 omhandlede, at man kender Størrelsen af en af Hovedspændingerne. Spændingsellipsen lader sig derfor i Almindelighed ikke anvende direkte til Bestemmelse af aktivt og passivt Jordtryk.

Ved Hjælp af Spændingsellipsen kan man imidlertid danne sig Forestilling om de teoretisk rigtige Glidefladers Form og Beliggenhed og derved danne sig et Skøn over, hvorvidt de Antagelser angaaende disse Glideflader, der indføres ved Jordtryksberegninger, er mere eller mindre rimelige.

130. Glidefladens Retning ved Væggen. Spændingsellipsens Stilling i Forhold til Snitfladen kan bestemmes, naar man kender Vinklen ε mellem Spændingsretningen og Snitfladenormalen. Hvis det betragtede Snit er Anlægsfladen mellem Jordmassen og den Væg,

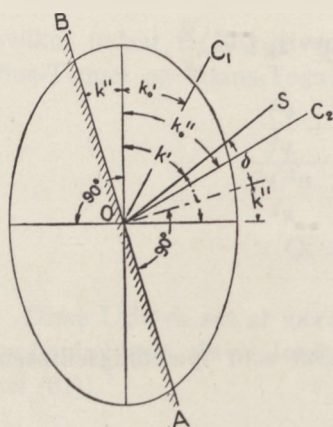


Fig. 72.

mod hvilken Jorden udøver Tryk, er denne Vinkel ε — for den Grænsetilstand, hvor Jordspændingen bliver lig med det aktive (eller det passive) Jordtryk — den samme, som den i § 100 omhandlede Vinkel δ .

Lad i Fig. 72 AB være den Væg, mod hvilken Jorden ligger an. k' er Vinklen mellem Spændingsretningen og Spændingsellipsens ene Hovedakse, k'' Vinklen mellem samme Hovedakse og AB . Vinklerne k' og k'' er bestemt ved Ligning (97), ved at der heri for ε indsættes δ , i Forbindelse med:

$$k'' + k' + \delta = 90^\circ.$$

Man faar heraf:

$$\operatorname{tg} k' = \frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \delta} + \sqrt{\left(\frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \delta}\right)^2 - \frac{1}{n}}. \quad (104)$$

$$\operatorname{tg} k'' = \frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \delta} - \sqrt{\left(\frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \delta}\right)^2 - \frac{1}{n}}. \quad (105)$$

Man kan endvidere finde den Vinkel, der bestemmer Spændingsellipsens Stilling i Forhold til Glidefladen, og herved er man da ogsaa i Stand til at finde Glidefladens Vinkel med Væggen AB .

Lad den søgte Vinkel mellem Spændingsellipsens Hovedakse og Glidefladen være k_0 . Glidefladen er i Følge det tidligere anførte den Snitflade i Jordmassen, i hvilken Spændingen har den størst mulige Hældning, altsaa den Snitflade, for hvilken Vinklen ε mellem Spændingsretningen og Fladenormalen er lig med ϱ . Til Bestemmelse af Vinklen k_0 haves derfor Ligningerne (97) og (98):

$$(\operatorname{tg} \varepsilon =) \operatorname{tg} \varrho = \frac{(n-1) \operatorname{tg} k_0}{1 + n \operatorname{tg}^2 k_0},$$

$$\operatorname{tg} k_0 = \pm \sqrt{\frac{1}{n}},$$

hvoraf faas, idet man har:

$$n = \begin{cases} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) \\ \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) \end{cases}, \quad \operatorname{tg} k_o = \begin{cases} \pm \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) \\ \pm \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) \end{cases};$$

$$k_o = \begin{cases} \pm \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) = k'_o \\ \pm \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) = k''_o \end{cases} \quad (106)$$

og svarende hertil de to mulige Stillinger af Glidefladen.

Til hvilken Side af Væggen AB Spændingsellipsens Akse skal afsættes, og hvilken af de fundne Glideplansretninger der svarer til aktivt Jordtryk, og hvilken til passivt Jordtryk, ses lettest ved direkte Betragtning af de i hvert enkelt Tilfælde mulige Bevægelsesretninger for Væggen og Jorden.

For det i § 128 omhandlede simple Tilfælde: lodret Væg, vandret Jordoverflade og vandret virkende Jordtryk, haves $\delta = 0$.

Man faar her: $k' = 90^\circ$, $k'' = 0$, altsaa Spændingsellipsens ene Hovedakse sammenfaldende med Væggen. For Vinklerne ϑ' og ϑ'' mellem Horisontallinien og Glideplanerne findes her:

$$\vartheta' = 90^\circ - k'_o = 45^\circ + \frac{\varrho}{2} \text{ (aktivt Jordtryk),}$$

$$\vartheta'' = 90^\circ - k''_o = 45^\circ - \frac{\varrho}{2} \text{ (passivt Jordtryk),}$$

overensstemmende med det tidligere for dette Særligt Tilfælde fundne: (36) og (82).

131. Glidefladens Retning ved Jordoverfladen. Vi vil dernæst betragte en ubegrænset homogen Jordmasse, om hvilken det forudsættes, at der ikke ved Jordmassens Dannelse er opstaaet uensformig fordelte indre Spændinger mellem Jorddelene. I en Plan parallel med Jordmassens Overflade i en Afstand h fra denne (Fig. 73) vil der være en lodret Spænding: γh med Komposanterne

$\gamma h \cos \alpha$ vinkelret paa, og $\gamma h \sin \alpha$ parallel med Overfladen. Lægges to lodrette Snitflader AD og BC ($\overline{AB} = \overline{DC} = ds$), og kaldes de i AD og BC virkende Snitkræfter, opløste efter Retning parallel med Jordoverfladen

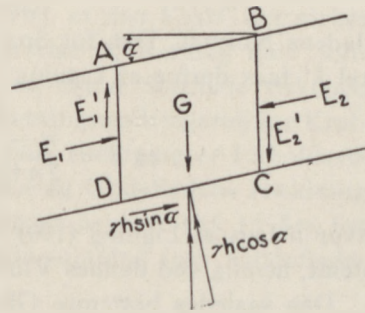


Fig. 73.

og Vertikalen, henholdsvis E_1, E_1' og E_2, E_2' , og er G Vægten af Jordlegemet $ABCD$, faas som Ligevægtsbetingelse ved lodret og vandret Projektion:

$$\gamma h ds + E_1 \sin \alpha + E_1' = G + E_2 \sin \alpha + E_2'$$

og

$$E_1 \cos \alpha = E_2 \cos \alpha,$$

hvoraf:

$$E_1 = E_2 \text{ og } E_1' = E_2'.$$

Tages Moment, faas endvidere som Ligevægtsbetingelse for det betragtede Jordlegeme:

$$E_1' = E_2' = 0.$$

Det ses heraf, at i en ubegrænset homogen Jordmasse, der er i Hvile, vil under den anførte Forudsætning Retningen af Jordspændingen i et lodret Snit være parallel med Jordmassens Overflade. Da Spændingen i det med Jordoverfladen parallelle Snit er lodret, er de to Retninger, Jordoverfladens og Vertikalen, konjugerede Retninger.

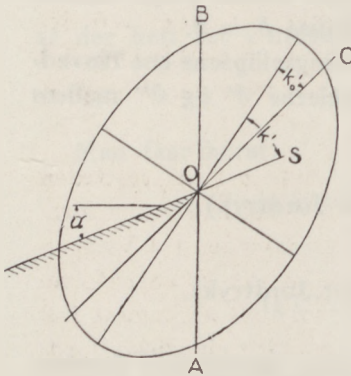


Fig. 74.

Idet Spændingsretningen for en lodret Snitflade tæt ved Jordoverfladen saaledes er en given Retning, nemlig parallel med Jordoverfladen, kan man paa lignende Maade som omtalt i § 130 finde Spændingsellipsens Stilling og dermed Glidefladens Retning for et Punkt i Jordoverfladen.

Lad (Fig. 74) Jordoverfladens Hældningsvinkel være α . I den lodrette Snitflade AB danner Spændingen S da Vinklen α med Snitfladens Normal. Den for Spændingsellipsens Stilling bestemmende Vinkel k' faas derfor af Ligning (104), ved at man heri erstatter δ med α :

$$\operatorname{tg} k' = \frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \alpha} \pm \sqrt{\left(\frac{n-1}{2n \operatorname{tg} \alpha}\right)^2 - \frac{1}{n}}, \quad (107)$$

hvor n faas af Ligning (100). Glidefladens Retning OC er dermed bestemt, nemlig ved dennes Vinkel k'_0 (106) med Spændingsellipsens Akse.

Den saaledes bestemte Glideflade kan vi kalde den *naturlige Glideflade*, og i denne Forbindelse den for et Punkt af en Væg AB (Fig. 72) bestemte Glideflade: den *tvungne Glideflade*.

Den tvungne Glideflades Retning er, som det ses af (104), afhængig

af Vinklen δ , d. v. s. afhængig af Friktionen mellem Jorden og Væggen, og af Væggens Bevægelsesretning, samt endvidere afhængig af Væggens Hældning, medens den naturlige Glideflades Retning alene er bestemt ved Jordoverfladens Hældning. De to Retninger vil, bortset fra visse særlige Tilfælde, ikke være sammenfaldende, og Glidefladen kan derfor i Almindelighed ikke være en Plan.

Saafernt Væggen er lodret og desuden $\angle \delta = \angle \alpha$, og i de Tilfælde, hvor, ved hældende Væg, Spændingsellipsens Stilling for et Punkt af Væggen er en saadan, at der for en lodret Snitflade gennem det paa-gældende Punkt af Væggen faas en Spændingsretning, der er parallel med Jordoverfladen, falder Retningen for den tvungne Glideflade sammen med Retningen for den naturlige Glideflade. I disse særlige Tilfælde er der derfor Overensstemmelse mellem Forudsætningen om plan Glideflade (*Coulomb's* Jordtryksteori) og det ud fra Ligevægtsbetingelserne i en ubegrænset homogen Jordmasse udledede om Glidefladens Beliggenhed, og i disse Tilfælde kommer man ogsaa til samme Resultater ved Beregning af Jordtrykkets Størrelse, hvad enten der ved Beregningen benyttes *Coulomb's* Jordtryksteori eller (den senere omtalte) *Rankine's* Teori, eller Bestemmelsen af Jordtrykket sker ved Hjælp af Spændingsellipsen.

132. **Spændingsretning og Glidefladeretning mellem Jordoverfladen og Væggen.** Hvorledes Glidefladen i andre Tilfælde end de i den foregaaende Paragraf nævnte særlige Tilfælde forløber i Jorden fra Væggen til Jordoverfladen, kan man ikke direkte udlede af det foran anførte. Ved Undersøgelser, som det imidlertid vil føre for vidt at komme ind paa her, af Grænse-Ligevægtsbetingelserne for parallelopipediske Jord-elementer med Sideflader parallelle med henholdsvis Væggen og Jordoverfladen findes, saaledes som *Krey* har vist, at den Kraft, der virker i en Snitflade i Jordmassen, ændres i Størrelse og Retning med Snitfladens Afstand fra Væggen, indtil den i en lodret Snitflade virkende Spænding bliver parallel med Overfladen. Retningsændringerne for Kraften ligesom ogsaa Ændringerne i Glidefladens Hældning er forholdsvis store i Nærheden af Væggen. Kraftretningen og Glidefladens Hældning nærmer sig med voksende Afstand fra Væggen asymptotisk til den for et Punkt i Jordoverfladen gældende Spændingsretning resp. Glidefladehældning.

133. **Matematisk Behandling af Jordtryksproblemet.** Anvisning paa Fremgangsmaade til matematisk Behandling af Jordtryksproblemet er givet af *Kötter* (1888). Til Anvendelse ved almindelige Jordtryksbestem-

melser egner denne Fremgangsmaade sig ikke, fordi den er alt for omstændelig i Forhold til, hvad der med Hensyn til større Nøjagtighed af Jordtryksbestemmelser kan vindes ved den. For Fuldstændigheds Skyld, og fordi der, ved at man foretager Beregning af Jordtryk blot for enkelte typiske Tilfælde, kan faas et Begreb om, hvor god — eller daarlig — Tilnærmelsen er ved *Coulomb's* Jordtryksberegning, skal Hovedtrækene i den nævnte matematiske Behandling af Jordtryksproblemet anføres her.

Lad (Fig. 75) AB være Væggen og AC Glidefladen. I ethvert Element ds af Glidefladen vil

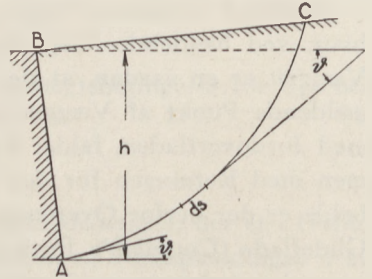
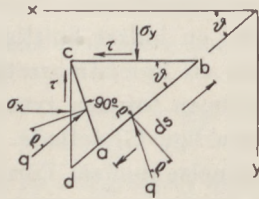


Fig. 75.

Spændingens Retning danne Vinklen ρ med Fladenormalen i den til Opstaaen af aktivt (eller passivt) Jordtryk svarende Situation, hvor Glidning er paa Nippet til at indtræde. Idet, som tidligere nævnt, Snitsfladens og Spændingens Retninger er konjugerede, vil der findes to sammenhørende Snit, ab og ac , i hvilke den paagældende Spændings Retning danner Vinklen ρ med det tilhørende Snits Normal. Vinklen mellem disse to Snit er $90^\circ - \rho$. Spændingerne (q) i disse Snit er numerisk lige store. I den vandrette Snitflade cb , der begrænser Elementet abc , antages at være en Normalspænding σ_y og en Forskydningspænding τ . Med de i Figuren angivne Betegnelser haves:

$$\overline{ab} = ds, \quad \overline{ac} = ds \frac{\sin \varphi}{\cos (\varphi - \rho)}, \quad \overline{bc} = ds \frac{\cos \rho}{\cos (\varphi - \rho)},$$

og, idet de paa Elementet virkende Snitkræfter $q \cdot \overline{ac}$, $q \cdot \overline{ab}$, $\tau \cdot \overline{bc}$ og $\sigma_y \cdot \overline{bc}$ skal være i Ligevægt, faas ved vandret og lodret Projektion:

$$\tau = q \frac{\sin 2 \varphi - \sin 2 (\varphi - \rho)}{2 \cos \rho} \quad (108)$$

$$\sigma_y = q \frac{\sin^2 \varphi + \cos^2 (\varphi - \rho)}{\cos \rho} \quad (109)$$

Betragtes paa samme Maade et Element acd , i hvis lodrette Begrænsningsflade Spændingerne antages at være σ_x og τ faas:

$$\sigma_x = q \frac{\cos^2 \vartheta + \sin^2 (\vartheta - \varrho)}{\cos \varrho}. \quad (110)$$

Endvidere have den almindelige Ligevægtsbetingelse:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = X \quad (111)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = Y, \quad (112)$$

hvor X og Y er Komposanterne af de pr. Rumenhed paa Elementet virkende ydre Kræfter, hvilke Ligninger, idet man har: $X = 0$ og Y lig Jordens Rumvægt, bliver:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0. \quad (113)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} = \gamma. \quad (114)$$

Ved at man finder $\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}$, $\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}$, $\frac{\partial \tau}{\partial x}$ og $\frac{\partial \tau}{\partial y}$ af (108)-(110) og indsætter i (113) og (114), faas to Ligninger til Bestemmelse af $\frac{\partial q}{\partial x}$ og $\frac{\partial q}{\partial y}$, og ved Indsættelse af disse Størrelser i Ligningen:

$$\frac{dq}{ds} = \frac{\partial q}{\partial x} \cdot \frac{dx}{ds} + \frac{\partial q}{\partial y} \cdot \frac{dy}{ds}, \quad (115)$$

$$\frac{dq}{ds} = \frac{\partial q}{\partial x} \cos \vartheta + \frac{\partial q}{\partial y} \sin \vartheta$$

en Differentialligning i q , ϑ og s , der kan omformes til:

$$\frac{dq}{ds} - 2q \operatorname{tg} \varrho \frac{d\vartheta}{ds} = \gamma \sin (\vartheta - \varrho). \quad (116)$$

Af (116) findes:

$$q = e^{2\vartheta \operatorname{tg} \varrho} \left(\gamma \int_0^s e^{-2\vartheta \operatorname{tg} \varrho} \sin (\vartheta - \varrho) ds + C \right). \quad (117)$$

Konstanten C bestemmes ved den for Jordoverfladen gældende Randbetingelse. Hvis f. Eks. Jordoverfladen er ubelastet, skal man for $s = 0$ have $q = 0$.

¹⁾ Se: *H. O. C. Olsen: Jordtrykkets rationelle Teori. Ingeniøren* Nr. 33, 1926.

Indsættes dernæst Udtrykket (117) for q i (109) og (110), haves dermed Størrelsen af Komposanterne σ_x og σ_y af Jordtrykket pr. Arealenhed i et vilkaarligt Punkt af Væggen.

I det særlige Tilfælde, hvor man har lodret Væg, vandret ubelastet Jordoverflade og Jordtrykket virkende efter Vægnormalen ($\delta = 0$), faas følgende:

Hældningsvinklen for Glidefladen ved Væggen (den tvungne Glideflade) er her lige stor med Hældningsvinklen for Glidefladen ved Jordoverfladen (den naturlige Glideflade) og, for aktivt Jordtryk, lig $45^\circ + \frac{\varrho}{2}$ (jfr. § 130, Slutning). Glidefladen er saaledes her en Plan med $\vartheta = 45^\circ + \frac{\varrho}{2}$, og man faar for det nederste Punkt af Væggen, naar dennes Højde er h :

$$q = \gamma e^{2\vartheta \operatorname{tg} \varrho} \cdot e^{-2\vartheta \operatorname{tg} \varrho} \sin(\vartheta - \varrho) \int_0^s ds = \gamma h \frac{\sin\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right)}{\sin\left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right)}$$

$$\sigma_{x(h)} = q \frac{\cos^2 \vartheta + \sin^2(\vartheta - \varrho)}{\cos \varrho} = \gamma h \frac{\sin\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right)}{\sin\left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right)} \frac{\cos^2\left(45^\circ + \frac{\varrho}{2}\right) + \sin^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right)}{\cos \varrho}$$

$$= \gamma h \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right),$$

og Jordtrykket paa hele Væggen:

$$E = \frac{1}{2} h \sigma_{x(h)} = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varrho}{2}\right),$$

hvilket Udtryk ses at være det samme som det, der faas ved Anvendelse af *Coulomb's* Jordtryksteori.

I andre end de nævnte særlige Tilfælde er Udførelsen af Jordtryksbestemmelsen betinget af, at man kender Relationen mellem ϑ og s , saaledes at det i (117) indgaaende Integral kan findes, d. v. s. betinget af, at man kender Glidefladen.

At bestemme Glidefladen er imidlertid en ret kompliceret Opgave¹⁾. De hidtil fremkomne Løsninger af denne Opgave fører til, at Bestemmelsen maa ske ved, at man prøver sig frem. Man finder først en Række

¹⁾ Opgaven er behandlet bl. a. af: *F. Kötter*: Verhandlungen der Physikalischen Gesellschaft zu Berlin, 1888, *Müller-Breslau*: Erddruck auf Stützmauern, 1906, *H. O. C. Olsen*, *Ingeniøren*, Nr. 33, 1926, *Carl Jensen*: Metode til Løsning af det teoretiske Jordtryksproblem for plan Jordoverflade og plan Forflade. *Bygningsstatistiske Meddelelser*, 1931.

forskellige Glideflader. De enkelte Punkter af hver af disse kan f. Eks. bestemmes ved successiv Beregning af q og $\frac{d\vartheta}{ds}$, idet man gaar ud fra Punktet i Jordoverfladen, for hvilket Glidefladens Hældningsvinkel let kan findes (den til Jordoverfladens Hældning svarende naturlige Glideflade). Ved Interpolation mellem de saaledes beregnede Glideflader op-søges da den, hvis Hældningsvinkel ved Væggen svarer til den givne Vinkel (δ) mellem Jordtrykkets Retning og Vægnormalen. Den søgte Glideflade er den, hvis Hældningsvinkel ved Væggen er lig med Hældningsvinklen for den tvungne Glideflade. Den sidstnævnte Hældningsvinkel kan f. Eks. findes ved den i § 130 angivne Fremgangsmaade.

Af C. Jensen er i *Bygningsstatistiske Meddelelser* 1931 meddelt de her i Tabel 14 anførte Resultater af matematisk Jordtryksbestem-melse for de i Fig. 76 a-f og Fig 77 a-f viste typiske Eksempler.

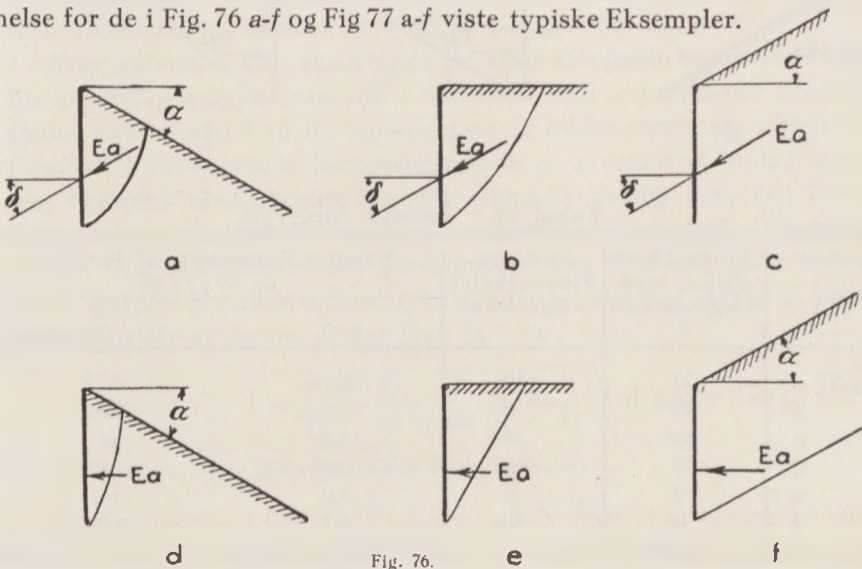


Fig. 76.

Tabel 13. Aktivt Jordtryk.

	Jordtrykkets Vinkel med Vægnormalen δ	Jordoverfladens Hældningsvinkel α	Vandret Komponent af Jordtryk: $E_v = \frac{1}{2} \gamma \lambda h^2$	
			λ	λ efter <i>Coulomb</i>
Fig 76 a	30°	— 30°	0,2052	0,1875
b	30°	0	0,27	0,2574
c	30°	30°	0,75	0,75
d	0	— 30°	0,262	0,2574
e	0	0	0,333	0,333
f	0	30°	0,884	0,75

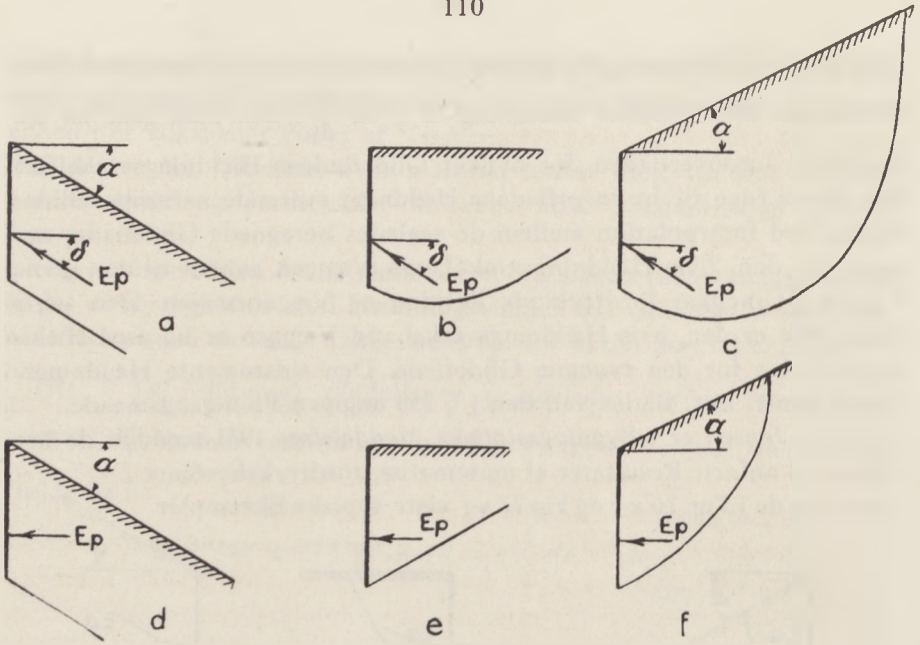


Fig. 77.

Tabel 14. Passivt Jordtryk.

	Jordtrykkets Vinkel med Vægnormalen δ	Jordoverfladens Hældningsvinkel α	Vandret Komponent af Jordtryk: $E_v = \frac{1}{2} \gamma \lambda h^2$	
			λ	λ efter <i>Coulomb</i>
Fig. 77 a	30°	— 30°	0,75	0,75
b	30°	0	5,9	8,843
c	30°	30°	13,0	∞
d	0	— 30°	ca. 0,75	0,75
e	0	0	3,0	3,0
f	0	30°	7,8	8,843

I Figurerne er Glidefladens Form angivet. Fig. 76 gælder for aktivt Jordtryk, Fig. 77 for passivt Jordtryk. For Jordens Skræntvinkel er regnet med $\rho = 30^\circ$. Til Sammenligning med de teoretisk beregnede Jordtryk er i Tabellen anført de tilsvarende efter *Coulomb's* Jordtryksteori bestemte Jordtryksværdier.

Af de i Tabellen for aktivt Jordtryk anførte Værdier ses, at de efter *Coulomb* bestemte Værdier for Jordtrykket er mindre end de Værdier, som den matematiske Beregningsmaade fører til — bortset fra de særlige Tilfælde (c og e), hvor der er Overensstemmelse — men at Afvigelse dog ikke er saa store, at der af den Grund er Anledning til at opgive Anvendelsen af den tilnærmende Beregningsmaade efter *Coulomb's* Jordtryksteori. Blot maa det herved haves i Erindring, at der ved Anvendelse

sen af den tilnærmende Beregningsmaade begaaes en vis Fejl, for hvilken der maa være Dækning i den ved Beregningen til Dimensionsbestemmelse indførte Sikkerhedsfaktor.

Med Hensyn til det passive Jordtryk ses det af de i Tabellen anførte Værdier, at — bortset fra de særlige Tilfælde, hvor der er Overensstemmelse — giver Beregningen efter *Coulomb* for store Værdier, og endvidere, at Afvigelserne mellem de Værdier, der faas ved en Beregning, ved hvilken der tages Hensyn til Glidefladens virkelige Form, og de Værdier, der faas ved Tilnærmelsesberegning efter *Coulomb*, kan blive saa betydelige, at Tilnærmelsesberegningen i de Tilfælde, hvor den giver forholdsvis store Værdier for passivt Jordtryk, maa anses for uanvendelig. De meget store Afvigelser er særlig knyttet til de Tilfælde, hvor Jordoverfladen har Hældning nedad mod Væggen, og det passive Jordtryk virker skraat opad mod Væggen (smlgn. Fig. 77 c).

Krey anbefaler kun at anvende de efter *Coulomb* bestemte Værdier for passivt Jordtryk, naar de i Tabellen med λ betegnede Størrelser findes mindre end 5 til 10, og, saafremt de findes større, da i Stedet for *Coulomb's* tilnærmende Beregningsmaade at anvende en anden, ganske vist ligeledes tilnærmende, Beregningsmaade, nemlig den, ved hvilken Glidefladen forudsættes at være en cirkulær Cylinderflade. (Se herom: § 137). Undersøgelse af, om Beregningen efter *Coulomb* giver urimelig store Værdier for passivt Jordtryk, kan lettest ske ved Hjælp af Formel (91). Man ser af denne, at der faas $E_p = \infty$, naar

$$1 - \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho + \alpha)}{\sin \psi \sin(\alpha + \beta)}} = 0.$$

For lodret Væg faas heraf, idet man da har:

$$\psi = 90^\circ + \delta, \quad \beta = 90^\circ,$$

$$\sin(\varrho + \delta) \sin(\varrho + \alpha) = \cos \delta \cos \alpha,$$

$$\frac{1}{2} \cos(\delta - \alpha) - \frac{1}{2} \cos(2\varrho + \delta + \alpha) = \frac{1}{2} \cos(\delta - \alpha) + \frac{1}{2} \cos(\delta + \alpha),$$

$$\cos(2\varrho + \delta + \alpha) = -\cos(\delta + \alpha),$$

og heraf:

$$\varrho + \delta = 90^\circ - \alpha$$

som Betingelse for $E_p = \infty$.

Rankine's Jordtryksteori.

N³

134. Ved *Rankine's* Jordtryksteori gøres, ligesom Tilfældet er ved *Coulomb's* Jordtryksteori, den Forudsætning, at Glidefladen er en Plan, men medens man ved Jordtryksberegninger efter *Coulomb* gaar ud fra, at det paa en Væg virkende Jordtryk har en af Friktionen mellem Jor-

den og Væggen, samt af Retningen for dennes Bevægelse afhængig Retning, forudsættes ved Rankine's Jordtryksteori, at Jordtrykkets Retning alene er bestemt ved Jordoverfladens Hældning i Forbindelse med Jordens Friktionsvinkel (med den sædvanlige Begrundelse erstattes Friktionsvinklen med Jordens Skræntvinkel). Det aktive (og passive) Jordtryk forudsættes nemlig her, saavel med Hensyn til Størrelse som med Hensyn til Retning, at være lig med den Jordspænding, der optræder i en med Vægfladen sammenfaldende Snitflade i en homogen ubegrænset Jordmasse, og som iøvrigt svarer til den for aktivt og passivt Jordtryks Opstaaen paa sædvanlig Maade definerede Grænseligevægtstilstand, nemlig den, ved hvilken Bevægelse i Jordmassen er paa Nippet til at indtræde.

Endvidere lader man den i § 131 nævnte Forudsætning med Hensyn til Spændingsforholdene i Jordmassen være gældende, saaledes at der regnes, at Spændingsretningen for en lodret Snitflade et hvilket som helst Sted i Jordmassen er parallel med Jordoverfladen. Vertikalen og Jordoverfladens Retning er da, ligesom ogsaa Væggens Retning og Retningen for det paa Væggen virkende Jordtryk, indbyrdes konjugerede Retninger.

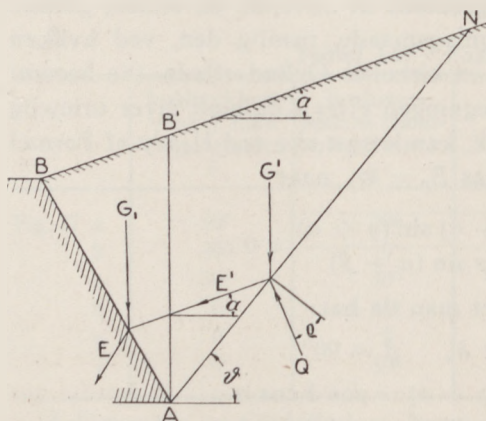


Fig. 78.

Bestemmelsen af Jordtrykket paa en Væg AB (Fig. 78) kan ved Anvendelsen af de nævnte Forudsætninger ske saaledes: Lad Jordtrykket (Jordspændingens Grænseværdi) i den lodrette Snitflade AB' være E' , med Retning parallel med Jordoverfladen BN og, idet Jordtryksdiagrammet er en Trekant, med Trykcentrum liggende

$\frac{1}{3} AB'$ over A . Ved Sættelse af E' med Vægten G_1 af Jordprismet ABB' faas da det paa Væggen AB virkende Jordtryk E bestemt i Størrelse og Retning. Angrebepunktet i Væggen AB for E falder i Skærringspunktet mellem E' og G_1 og ligger i en Afstand $\frac{1}{3} AB$ fra A . Trykdiagrammet for Jordtrykket E bliver derfor her, ligesom Tilfældet er ved *Coulomb's* Jordtryksteori, en Trekant.

Idet AN er Glideplanen, G' Vægten af Jordprismet $AB'N$ og Q (med Angrebepunkt $\frac{1}{3} AN$ fra A) Reaktionen i Glideplanen, ses det, at i de tre Kraftgrupper: 1) E', G', Q — 2) E', E, G_1 , samt 3) E, Q og Resultanten af G' og G_1 gaar Kræfterne gennem samme Punkt. Den i § 124

omtalte Uoverensstemmelse mellem de til Grund for *Coulomb's* Jordtryksteori liggende Forudsætninger er altsaa ikke til Stede ved *Rankine's* Jordtryksteori.

135. Bestemmelse af Jordtrykket. Bestemmelse af Jordtrykkets Størrelse og Retning for en vilkaarlig Snitflade og Bestemmelse af Glideplanelens Beliggenhed kan foretages ved Hjælp af Spændingsellipsen eller ved Hjælp af *Mohr's* Cirkel, idet man benytter sig af, at Snitfladernes og de tilhørende Spændingers Retninger er konjugerede og derfor danner involutoriske Liniebundter.

Specielt haves i Følge Forudsætningen om, at Jordmassen er homogen, at Vertikalen og Jordoverfladens Retning er konjugerede Retninger. Endvidere haves, at Vinklen mellem Normalen til Glideplanen og den til denne hørende Spændingsretning er lig med Skråtvinklen ϱ .

For Overskueligheds Skyld skal her først tages det simple Tilfælde af Jordtryksbestemmelse, (Fig. 79), hvor man har lodret Væg AB og vandret Jordoverflade BC . I Følge den for *Rankine's* Jordtryksteori gældende Forudsætning er Jordtrykket da vandret. Der afsættes Linierne AN og AN_1 under Vinklen ϱ med den vandrette Linie, og ud ad denne $AF = h = AB$. Gennem

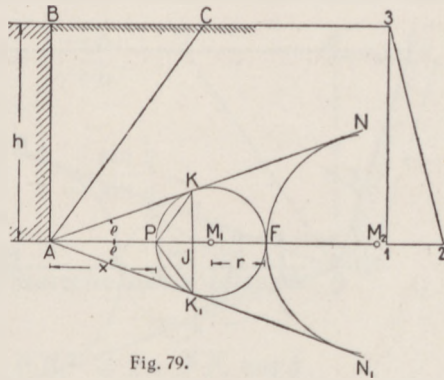


Fig. 79.

F og tangerende AN tegnes en Cirkel. Involutionenscentret I er da bestemt ved Skæringen mellem KK_1 og AF ; man har nemlig her de to konjugerede Retninger: Glideplanen og den til denne hørende Spændingsretning, hvis indbyrdes Vinkel er kendt, nemlig lig med $90^\circ - \varrho$. PK er Glideplanelens Retning (Glideplanen: AC) og PK_1 den tilhørende Spændingsretning. Spændingsellipsens ene Hovedakse er her lodret. Den ene af Hovedspændingerne kendes, nemlig den i det vandrette Snit gennem A . Denne Hovedspænding er lig med den til Jordhøjden h svarende Vægt γh ¹⁾. Idet AF er afsat lig h , bliver den anden Hovedspænding, d. v. s. Jordtrykket pr. Arealenhed i Punkt A i det lodrette Snit AB , lig $\gamma \cdot \overline{AP} = \gamma x$. Hele Jordtrykket E paa Væggen AB faas da:

$$E = \frac{1}{2} \gamma x h. \quad (118)$$

med det til højre i Figuren viste Trykdiagram 1-2-3.

¹⁾ Jfr. § 128.

Den her fundne Størrelse af Jordtrykket ses let at være den samme som den, der faas efter *Coulomb's* Jordtryksteori. Man har:

$$\overline{M_1 F} = \overline{M_1 P} = r,$$

$$r = (r + x) \sin \varrho,$$

$$h - x = 2r,$$

hvoraf:

$$x = h \frac{1 - \sin \varrho}{1 + \sin \varrho} = h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right), \quad (119)$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma h x = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right).$$

Den i det ovenstaaende angivne Jordtryksbestemmelse gælder for aktivt Jordtryk. Ved i Stedet for den i Figuren viste Cirkel med Centrum M_1 at benytte den ydre Cirkel med Centrum M_2 paa samme Maade,

som beskrevet, findes det passive Jordtryk.

Er Væggen AB hældende og Jordoverfladen vandret (Fig. 80), kan Jordtrykkets Størrelse og Retning findes ved følgende Konstruktion. Der afsættes $\overline{AF} = h$ og tegnes Cirklen som i forrige Tilfælde. PK er Glideplanens Retning; Glideplanen er AC , parallel

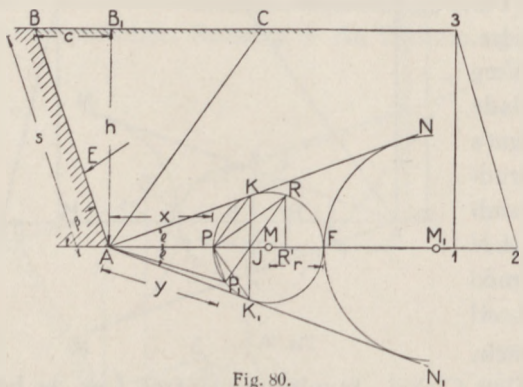


Fig. 80.

med PK . $\gamma \cdot \overline{AP} = \gamma x$ er Jordtrykket pr. Arealenhet i Punktet A , virkende paa den lodrette Snitflade AB_1 . PP_1 trækkes parallel med AB , og Linien P_1I giver Punktet R . PR er da den til Væggen AB som Snitflade hørende Spændingsretning, d. v. s. Retningen for Jordtrykket E paa AB er parallel med PR .

Størrelsen af Jordtrykket pr. Arealenhet i Punktet A er lig: $\gamma \cdot \overline{AP}_1 = \gamma y$, og hele Jordtrykket paa AB faas:

$$E = \frac{1}{2} \gamma \cdot \overline{AB} \cdot y = \frac{1}{2} \gamma s y$$

med Trykdiagram $1-2-3$, hvor $\overline{1-2} = \frac{\gamma s y}{h}$. At den her angivne Beregningsmaade fører til det samme Resultat som det, der faas, ved at man gaar frem som anført i § 134, ses ved følgende Efterregning.

Da $PP_1 \parallel AB$, er $\angle 1PP_1 = \beta$, og $\angle PFP_1 = 90^\circ - \beta = \angle PRP_1$.

$$\angle PRR' = 180^\circ - (\beta + \angle PIP_1); \angle IP_1P = 180^\circ - (\beta + \angle PIP_1).$$

$$\frac{\sin \angle IPP_1}{\sin (\beta + \angle PIP_1)} = \frac{\sin \beta}{\sin (\beta + \angle PIP_1)} = \frac{\overline{P_1I}}{\overline{PI}} = \frac{\overline{P_1I}}{r(1 - \sin \varrho)}$$

$$\frac{\sin \angle FP_1I}{\sin \angle IFP_1} = \frac{\cos \angle IP_1P}{\cos \beta} = \frac{-\cos(\beta + \angle PIP_1)}{\cos \beta} = \frac{r(1 + \sin \varrho)}{\overline{P_1I}}.$$

Heraf faas $\angle PRR'$ mellem Jordtryksretningen og Vertikalen:

$$\operatorname{tg} \angle PRR' = -\operatorname{tg} (\beta + \angle PIP_1) = \frac{\sin \beta}{\cos \beta} \cdot \frac{1 - \sin \varrho}{1 + \sin \varrho} = \frac{h}{c} \cdot \frac{1 - \sin \varrho}{1 + \sin \varrho}.$$

Foretages Bestemmelsen af E , saaledes som anført i § 134, ved Sammensætning af Jordtrykket E' i Fladen AB_1 med Vægten af Jordprismet ABB_1 , faas for Vinklen ψ mellem Jordtrykket og Vertikalen:

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\frac{1}{2}\gamma x h}{\frac{1}{2}\gamma c h},$$

eller, med Benyttelse af (119):

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{h}{c} \cdot \frac{1 - \sin \varrho}{1 + \sin \varrho},$$

altsaa: $\psi = \angle PRR'$.

Med Hensyn til Jordtrykkets Størrelse haves følgende:

Af Fig. 80 faas:

$$\overline{AP_1}^2 = y^2 = x^2 + \overline{PP_1}^2 + 2x \cdot \overline{PP_1} \cos \beta,$$

eller, idet

$$\overline{PP_1} = 2r \cos \beta = \frac{2rc}{s}, \quad s = \sqrt{h^2 + c^2},$$

og

$$x = h - 2r$$

samt

$$E = \frac{1}{2}\gamma s y,$$

$$E = \frac{1}{2}\gamma \sqrt{x^2 s^2 + 4c^2(r^2 + rx)} = \frac{1}{2}\gamma \sqrt{x^2 h^2 + c^2(x^2 + 4r^2 + 4rx)}$$

$$E = \frac{1}{2}\gamma h \sqrt{x^2 + c^2},$$

hvilket ses at være det samme Resultat som det, der faas, ved at man sammensætter $E' = \frac{1}{2}\gamma h x$ (Jordtrykket paa Væggen AB_1) med Vægten af Jordprismet $ABB_1 = \frac{1}{2}\gamma h c$.

For hældende Væg og hældende Jordoverflade (Fig. 81) sker Bestemmelsen af Jordtrykket ved Hjælp af *Mohr's Cirkel* paa følgende Maade:

eller, idet:

$$\overline{AF} = h,$$

$$\overline{AM} = \frac{h}{\cos a \pm \sqrt{\cos^2 a - \cos^2 \varrho}}.$$

Endvidere haves:

$$r = \overline{AM} \sin \varrho$$

$$\overline{AX} = \overline{AM} - r = \overline{AM} (1 - \sin \varrho)$$

$$\overline{AZ} = \overline{AM} + r = \overline{AM} (1 + \sin \varrho),$$

og

$$x = \overline{AP} = \frac{\overline{AX} \cdot \overline{AZ}}{\overline{AF}} = \frac{\overline{AM}^2 (1 - \sin^2 \varrho)}{h} = \frac{h \cos^2 \varrho}{(\cos a \pm \sqrt{\cos^2 a - \cos^2 \varrho})^2}$$

Jordtrykket paa hele Snitfladen AB' bliver herefter:

$$E' = \frac{1}{2} \gamma x s',$$

eller, idet $AB' = s'$,

$$h = s' \cos a,$$

$$E' = \frac{1}{2} \gamma (s')^2 \frac{\cos a \cos^2 \varrho}{(\cos a \pm \sqrt{\cos^2 a - \cos^2 \varrho})^2} \quad (120)$$

Plus-Tegnet for Kvadratrodten gælder for aktivt Jordtryk, Minus-Tegnet for passivt Jordtryk.

Det til Bestemmelsen ved *Poncelet's* Konstruktion svarende analytiske Udtryk for Størrelsen af aktivt Jordtryk er det i Formel (64) anførte. (For passivt Jordtryk: Formel (91)). Idet den her betragtede Væg, Snitfladen AB' , er lodret, og Jordtrykkets Retning, i Følge den for *Rankine's* Teori gældende Forudsætning, har samme Hældningsvinkel, a , som Jordoverfladen, skal der i de nævnte Formler indsættes: $\delta = a$, $\psi = 90^\circ - a$ og $\beta = 90^\circ$.

Man faar da:

$$E' = \frac{1}{2} \gamma (s')^2 \frac{\cos^2 \varrho}{\cos a \left(1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\varrho + a) \sin(\varrho - a)}{\cos^2 a}} \right)^2}$$

$$E' = \frac{1}{2} \gamma (s')^2 \frac{\cos a \cos^2 \varrho}{(\cos a \pm \sqrt{\cos^2 a - \cos^2 \varrho})^2},$$

hvilket Udtryk ses at være det samme som (120).

Formel (120) er det almindelige analytiske Udtryk for Størrelsen af Jordtrykket paa en lodret Væg efter *Rankine's* Jordtryksteori.

136. Sammenligning mellem *Coulomb's* og *Rankine's* Jordtryksteorier. Der stiller sig ganske naturligt det Spørgsmaal, hvilken af de to Beregningsmaader, den efter *Coulomb's* Jordtryksteori eller den efter *Rankine's* Jordtryksteori, man bør foretrække.

For dem begge gælder, at de er tilnærmende Beregningsmaader, idet der nemlig baade ved *Coulomb's* Jordtryksteori og ved *Rankine's* Jordtryksteori er benyttet den i Almindelighed urigtige Forudsætning, at Glidefladen er en Plan. Forskellen mellem de to nævnte Jordtryksteorier bestaar i, at man ved *Coulomb's* Jordtryksteori lader Jordtrykkets Retning være bestemt af Friktionen mellem Væggen og Jorden, i Forbindelse med Hensynet til, hvorledes Væggen maa forudsættes at bevæge sig, hvis den giver efter for Jordtrykket, medens Jordtrykkets Retning ved *Rankine's* Jordtryksteori er bestemt af Jordoverfladens Hældning, uden Hensyn til Væggens Beskaffenhed eller til Retningen for dens Bevægelse.

Den for *Rankine's* Jordtryksteori gældende Forudsætning angaaende Jordtrykkets Retning fører i visse Tilfælde til Resultater med Hensyn til Jordtrykkets Retning og Størrelse, som maa forekomme at være i Modstrid med de virkelige Forhold.

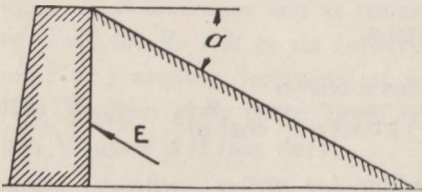


Fig. 82.

Hvis f. Eks. Jordoverfladens Hældning er som vist i Fig. 82 (α negativ), skal det aktive Jordtryk efter *Rankine's* Jordtryksteori virke skraat opad paa Murens Væg. Hvilker Muren imidlertid paa fast Underlag, kan den ikke bevæge sig nedad i Forhold til Jorden, og Jordtrykket kan derfor ikke komme til at virke skraat opefter. Endvidere kommer man efter *Rankine's* Jordtryksteori til det Resultat, at en Mur, ved hvilken Jordoverfladen hælder som vist i Fig. 82, vil være farligere paavirket til Forskydning og til Væltning, end den vilde være, hvis Jordoverfladen var vandret.

Et andet Forhold, som maa tages med i Betragtning ved Spørgsmaalet om, hvilken af de to Beregningsmaader man bør foretrække, er, at man ved at benytte de til *Coulomb's* Jordtryksteori svarende Regler til Bestemmelse af Jordtryk er Herre over at kunne indføre en efter de særlige Forhold ved en foreliggende Beregning af en Støttemur eller et lignende Bygværk afpasset ekstra Sikkerhed netop ved Fastsættelsen af Jordtrykkets Retning — man kan f. Eks. vælge Jordtrykkets Vinkel med Vægnormalen noget mindre end, hvad Murens Ruhed og dens Fundaments Soliditet i og for sig berettiger til —, medens Indførelse af ekstra Sikkerhed paa saadan Maade ikke lader sig forene med Anvendelsen af Jordtryksberegningen efter *Rankine's* Teori.

Paa Grund af det her anførte, i Forbindelse med, at Jordtryksbestemmelse efter *Coulomb's* Jordtryksteori maaske er lidt simplere end efter *Rankine's* Jordtryksteori, er det, som allerede tidligere nævnt, *Coulomb's* Beregningsmaade, der sædvanlig anvendes i Praksis.

Jordtryksberegning med Anvendelse af krumme Glideflader.

137. Ved at man som Grundlag for Jordtryksberegningerne, i Stedet for Antagelse om plan Glideflade, indfører den Forudsætning, at Glidefladen, eller en Del af den, er en krum Flade af en mer eller mindre simpel Form, kan der i mange Tilfælde opnaas noget bedre Overensstemmelse mellem de paa dette Grundlag bestemte Jordtryk og de Jordtryk, der findes ved Hjælp af en matematisk Behandling af Jordtryksproblemet, end den, der faas, naar man anvender *Coulomb's* Beregningsmaade.

Af Fremgangsmaader til Beregning af Jordtryk med Anvendelse af »Erstatnings-Glideflader« skal nogle omtales her, men ganske kort, idet der angaaende det nærmere om disse Beregningsmaader iøvrigt henvises til den paagældende Special-Litteratur.

*Müller-Breslau*¹⁾ har undersøgt, hvorledes det stiller sig med Hensyn til Jordtrykkets Størrelse, naar Glidefladen forudsættes dannet af to plane Flader, AA_1 og CC_1 samt en cirkulær Cylinderflade A_1C_1 (Fig. 83). AA_1 er den af Jordtrykkets Retning bestemte tvungne Glideplansretning, CC_1 den af Jordoverfladens Hældning for en lodret Snitflade gældende (den naturlige) Glideplansretning²⁾. For lodret Væg og vandret Jordoverflade og med $\varrho = 30^\circ$ og $\delta = 30^\circ$, angiver *Müller-Breslau* følgende Værdier af Jordtrykkets vandrette Komposant E_v , svarende til de angivne Forhold mellem de plane Dele og den krumme Del af Glidefladen:

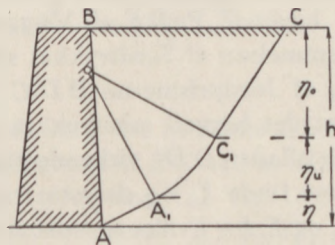


Fig. 83.

$\eta_u =$	0	0,05 h	0,1 h	0,2 h	
$\eta_o =$	0,924 h	0,893 h	0,857 h	0,8 h	
$\eta =$	0,076 h	0,057 h	0,043 h	0	
$E_v = \frac{1}{2} \gamma \lambda h^2:$	$\lambda =$	0,284	0,282	0,276	0,274

¹⁾ *Müller-Breslau*: Erddruck auf Stützmauern, 1906.

²⁾ Jfr. § 131.

Ved Sammenligning med de i Tabel 14 anførte Værdier for λ ses, at der med Erstatnings-Glideflade svarende til det i Fig. 83 angivne faas lidt for store Jordtryksværdier.

J. Schultze¹⁾ har foreslaaet Anvendelsen af en Erstatnings-Glideflade AA_1C_1C (Fig. 84), hvor AA_1 er den tvungne, C_1C den naturlige Glideplansretning og A_1C_1 er en logarithmisk Spiral, og hvor Punkterne A_1 og C_1 er bestemt ved, at Linierne BA_1 og BC_1 danner Vinklen $90^\circ - \varrho$ med henholdsvis AA_1 og C_1C .

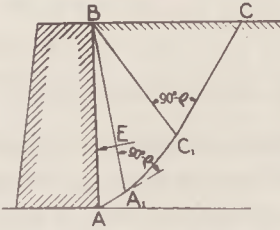


Fig. 84.

H. Pihera²⁾ anvender en Erstatnings-Glideflade, der paa hele Strækningen fra Væggens nederste Kant til Jordoverfladen dannes af en Cylinderflade med en logarithmisk Spiral til Ledelinie.

En anden Løsning paa Spørgsmaalet om en passende Erstatnings-Glideflade skyldes **F. Kann**³⁾. Denne Løsning gaar ud paa (Fig. 85), at der regnes med en Glideflade, bestaaende af to Planer: AD , den tvungne Glideplansretning, og DC , den naturlige Glideplansretning, hvor Punktet D er bestemt som Skæringspunkt mellem AD og Jordtrykkets Retningslinie gennem det i Højden $\frac{1}{3}h$ over A liggende Punkt af Væggen AB . Bestemmelsen af Jordtrykket sker ved Sættelse af Vægtene G_1 og G_2 af Jordprismerne DD_1C og ABD_1D med Reaktionen Q_1 og Q_2 , idet det herved erindres, at G_1 og Q_1 tilsammen giver et Jordtryk E_1 i Snitfladen DD_1 , virkende parallelt med Jordoverfladen. Man kan f. Eks. først finde E_1 og dernæst tegne en Kraftpolygon med Siderne E_1 , G_2 , Q_2 og E , for hvilke to sidstnævnte man paa Forhaand kender Retningerne.

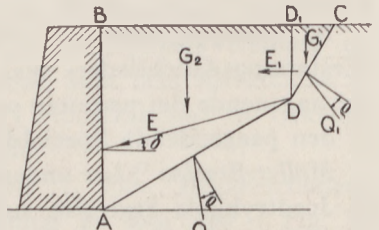


Fig. 85.

A. Streck anbefaler til Bestemmelse af passivt Jordtryk Anvendelsen af en Erstatnings-Glideflade, ligeledes bestaaende af to Planer, parallelle med henholdsvis den tvungne og den naturlige Glideplansretning (Fig. 86). Punktet D bestemmes her ved Linien BD , som halverer Vinklen mellem Væggen AB og en Linie BC_1 under

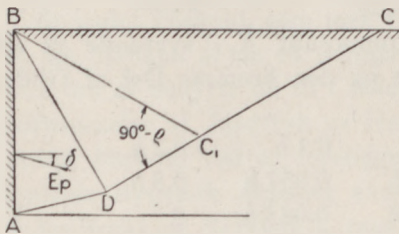


Fig. 86.

1) **J. Schultze**: Gekrümmtter Erdgleitflächen. Beton u. Eisen. 1915.

2) **H. Pihera**: Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit. 1929.

3) **F. Kann**: Erddruck, Futter- und Stützmauern. 1928.

Vinklen $90^\circ - \varrho$ med den naturlige Glideplansretning DC . De passive Jordtryk, beregnede med Anvendelse af en saadan Erstatnings-Glideflade, angives at stemme godt overens med Resultaterne af nogle af *Franzius* ved den tekniske Højskole i Hannover udførte Forsøg.

Spørgsmaalet om Anvendelse af cirkulærcylindrisk Erstatnings-Glideflade er behandlet af *K. E. Petterson*¹⁾ — i Forbindelse med nogle specielle Stabilitetsundersøgelser vedrørende en Kajindfatning — og senere af *S. Hultin*, *W. Fellenius*²⁾, *H. Krey* o. fl.

Efter *W. Fellenius* sker Bestemmelsen af Jordtryk med Anvendelse af Forudsætningen om, at Glidefladen dannes af en cirkulær Cylinderflade, simpelthen paa den Maade, at man ved at prøve sig frem opsøger den gennem Væggens nederste Kant A (Fig. 87) gaaende cirkulærcylindriske Glideflade, der giver den største Værdi for Jordtrykket E paa Væggen, idet der for denne Glideflade iøvrigt ikke fastsættes nogen Betingelse med Hensyn til dens Stilling i Forhold til Væggen eller i Forhold til Jordoverfladen.

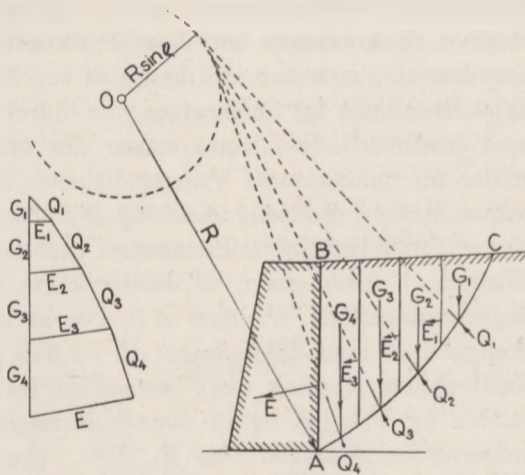


Fig. 87.

Lad AC være en vilkaarlig valgt cirkulærcylindrisk Glideflade. For at finde det til denne Glideflade svarende Jordtryk E opdeler man Jordlegemet ABC ved lodrette Snit i passende smaa Dele: $1, 2, 3 \dots$ med Vægtene $G_1, G_2, G_3 \dots$. I de tilsvarende Dele af Glidefladen virker Reaktionerne $Q_1, Q_2, Q_3 \dots$. For hvert af Elementerne: $1, 2, 3 \dots$ forudsættes der at være Ligevægt mellem Kræfterne G, Q og Snitkræfterne E i de to det paagældende Element begrænsende Snitflader. Kræfterne G virker i de respektive Elementers Tyngdepunkter. Med Hensyn til Reaktionerne $Q_1, Q_2 \dots$ forudsættes det, at de gaar gennem Skæringspunkterne mellem Glidefladen og Kraftlinierne for $G_1, G_2 \dots$, og at hver af dem virker under Vinklen ϱ med Normalen til den tilhørende Del af Glidefladen, saaledes at de alle tangerer Cirklen med Centrum O og Radius $R \sin \varrho$ ($R = OA$). Her-

¹⁾ *K. E. Petterson*: Kajrasen i Göteborg. Tekn. Tidskrift. 1916.

²⁾ *W. Fellenius*: Jordstatiska Beräkningar med Friktion och Kohesion för cirkulærcylindriska Glidytor. 1926.

ved begaas der en vis Fejl, men denne er dog ret uvæsentlig, naar Glidefladens Radius er stor.

Retningen for det paa Væggen AB virkende Jordtryk forudsættes at være bestemt paa Forhaand ud fra de for Bestemmelsen af Jordtrykkets Retning sædvanlig gældende Hensyn (Friktion mellem Jorden og Væggen og dennes Bevægelsesretning). Idet Bestemmelse af Jordtrykket for den valgte Glideflade sker ved, at man ved S sammensætning af de paa Elementerne $1, 2, 3 \dots$ virkende Kræfter efterhaanden finder Snitkræfterne $E_1, E_2 \dots$ og derved til Slut det paa Væggen virkende Jordtryk E , ses det, at Opgavens Løsning er betinget af, at Retningen for hver af Snitkræfterne $E_1, E_2 \dots$ ligeledes er kendt. Hvis man med Hensyn til Retningen for disse Snitkræfter holder sig til den samme Forudsætning som den, der benyttes ved *Rankine's* Jordtryksteori, nemlig at Retningen for Snitkraften i en lodret Snitflade i Jorden er parallel med Jordoverfladen, fremkommer der imidlertid det særlige Forhold, at der for det nærmest Væggen liggende Elements Vedkommende maa regnes med en pludselig Ændring af Snitkraftretningen, nemlig fra Retningen for Snitkraften i Elementets ene Begrænsningsflade, den lodrette Snitflade i Jordmassen, til Jordtrykkets Retning i Elementets anden Begrænsningsflade, Væggen AB . For at komme uden om denne Vanskelighed er man da nødsaget til — hvis man ikke vil opgive at lade Jordtrykkets Retning være fastsat ud fra Hensyn til Friktion mellem Jorden og Væggen og til dennes Bevægelsesretning — at vælge Retningerne for Snitkræfterne $E_1, E_2 \dots$ skønsmæssigt; f. Eks. kan man lade E_1 være parallel med Jordoverfladen og fra denne Retning ændre Retningerne for $E_2, E_3 \dots$ jævnt til den for Jordtrykket E fastsatte Retning.

Med Antagelser, som ovenfor nævnt, angaaende Kraftretningerne er der derefter ingen Vanskeligheder ved Bestemmelsen af Størrelsen af det til den valgte Glideflade svarende Jordtryk. Den fortsatte Undersøgelse bestaar i, at der foretages tilsvarende Bestemmelse af Jordtrykkets Størrelse for en ny Glideflade gennem A og saaledes videre, indtil man finder den af Glidefladerne, for hvilken der faas Maksimum af Jordtryk E .

H. Krey angiver en Fremgangsmaade til Bestemmelse af Jordtryk med Anvendelse af cirkulærcylindrisk Glideflade, der er lettere at gennemføre end den ovenfor omtalte, idet han indfører den Begrænsning med Hensyn til Antallet af mulige Erstatnings-Glideflader, at disse alle, hvor de skærer Væggen, skal tangere den til den fastlagte Jordtryksretning og Jordens Skræntvinkel svarende tvungne Glideflade, d. v. s.

tangere en Linie $A C'$ (Fig. 88), hvis Vinkel med Jordtrykkets Retning, og dermed med Væggen, er bestemt paa den i § 130 omtalte Maade ved Formel (104) i Forbindelse med (106). Herved indskrænkes den Række af cirkulærcylindriske Glideflader, som der kan være Tale om at prøve, til at omfatte Cirklerne $A C_1$, $A C_2$, $A C_3 \dots$ med Centrer liggende paa Linien $A N \perp A C'$. Endvidere er der her benyttet den mere simple Fremgangsmaade til Bestemmelse af den til hver af de forsøgsvis valgte Glideflader svarende Størrelse af Jordtryk, at hele Glidelegemet, f. Eks. $A B C_1$, er behandlet under eet. Vanskeligheden med Hensyn til Bestemmelsen af Retningslinie og Beliggenhed af Angrebepunkt for Reaktionen Q er omgaaet ved, at det som tilnærmende Forudsætning

antages, at Q gaar gennem Skærringspunktet mellem Jordtrykkets Retningslinie og Kraftlinien for det paagældende Glidelegemes Vægt G og tangere den med Glidefladens Cirkel koncentriske Cirkel med Radius $R \sin \varrho$.

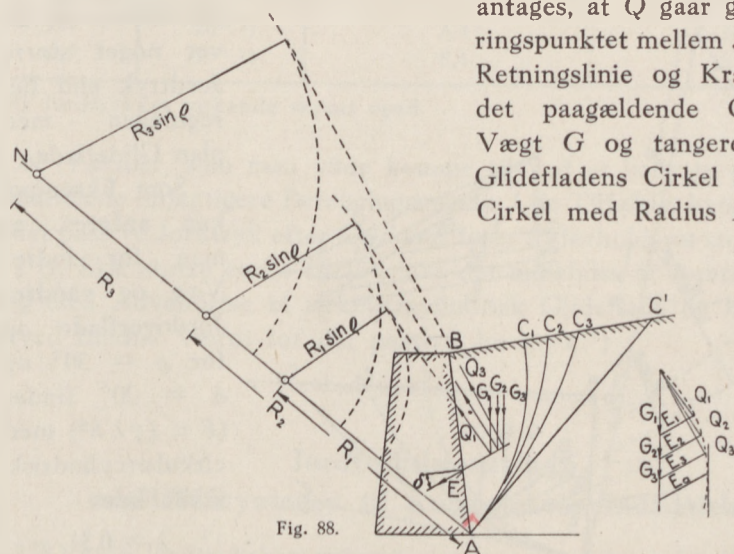


Fig. 88.

Fremgangsmaaden ved Bestemmelsen af Jordtrykkets Størrelse vil i øvrigt let forstaaes af Fig. 88. Jordtrykkets Retning og Angrebepunkt i Væggen forudsættes fastlagt. Med Centrer liggende paa Linien $A N$ tegnes et passende Antal Cirkler $A C_1$, $A C_2$, $A C_3 \dots$ repræsenterende forskellige mulige Glideflader, og Cirkler med Radier $R_1 \sin \varrho$, $R_2 \sin \varrho \dots$ til Bestemmelse af Retningerne for Q_1 , $Q_2 \dots$. For hver af Glidefladerne beregnes Vægtene G_1 , $G_2 \dots$ af Glidelegemerne $A B C_1$, $A B C_2 \dots$ og bestemmes derefter ved Krafttrekanterne $G_1 Q_1 E_1$, $G_2 Q_2 E_2 \dots$ de tilhørende Jordtryk E_1 , $E_2 \dots$. Ved at der gennem Endepunkterne af de saaledes som vist i Figuren afsatte Jordtryk E_1 , $E_2 \dots$ tegnes en Kurve, findes let Maksimumsværdien (E_s) for Jordtrykket.

Tabel 15.

Skræntvinkel ϱ	Jordtrykkets Vinkel med Væg- normalen δ	Vandret Komposant af passivt Jordtryk: $E_{p(v)} = \frac{1}{2} \gamma \lambda h^2$	
		med cirkulærcylindrisk Glideflade λ	med plan Glideflade, efter <i>Coulomb</i> λ
20°	0	2,0	2,0
20°	20° 1)	3,0	3,3
30°	0	3,0	3,0
30°	20° 1)	4,2	5,3
30°	30° 1)	5,9	8,8
35°	0	3,7	3,7
35°	20° 1)	5,4	6,8
35°	35° 1)	8,4	18,6

1) Jordtrykket virkende skraat opad.

af de Værdier, som man vilde komme til ved at benytte den i § 133 omhandlede nøjagtigere Beregningsmaade. I de Tilfælde, hvor Beregning af det passive Jordtryk efter *Coulomb* fører til forholdsvis store Værdier af λ (f. Eks. større end 5 til 10), maa det anbefales at foretage Omregning med Anvendelse af cirkulærcylindrisk Glideflade og benytte den derved fundne Værdi for det passive Jordtryk.¹⁾

Jordtryksberegning med Hensyntagen til Kohæsionens Indflydelse.

138. I de Jordtryksberegninger, der er omhandlet i det foregaaende, indgaar der af Jordkonstanter, foruden Jordens Rumvægt γ , kun Jordens Skræntvinkel ϱ . Strengt taget gælder disse Jordtryksberegninger derfor kun for Friktionsjord (uden Kohæsion).

Som tidligere nævnt²⁾ bruges det dog ret almindeligt at lade de omhandlede Jordtryksberegninger være gældende ogsaa for kohæsiv Jord, idet man da enten ser helt bort fra Kohæsionens Indflydelse (hvorved man sædvanlig er paa den sikre Side), eller eventuelt tager Hensyn til Kohæsionen ved for Vinklen ϱ at indføre en noget større Vinkel end Jordfriktionsvinklen. Tillægget til Jordfriktionsvinklen maa sædvanligvis fastsættes skønsmæssigt. Hvis man har Resultater fra Maalinger af Jordprøvers Forskydningsmodstand t ved forskellige Tryk p

1) Jfr. § 133. Slutning.

2) § 97.

til Raadighed, kan der for ϱ indføres den ved (28)¹⁾: $\operatorname{tg} \varrho = \frac{\sum t}{n p}$, bestemte Værdi af ϱ .

Hvis Kohæsionens Indflydelse tages med i Beregningen, saaledes som her nævnt, maa man imidlertid være opmærksom paa, at der derved indføres en Fejl¹⁾ i Jordtryksbestemmelserne. Modstanden mod Forskydning i Glidefladen er ved de almindelige Jordtryksberegninger forudsat at være en ren Friktionsmodstand, og altsaa for hvert Punkt af Glidefladen forudsat at være proportional med Normaltrykket i denne. Forudsætningen om Proportionalitet er imidlertid kun rigtig, for saa vidt angaar den Del af Forskydningsmodstanden, der hidrører fra Friktionen, men er ikke rigtig for den Dels Vedkommende, der skyldes Kohæsionen. Har man f. Eks. ved Forsøg fundet den til et vist Normaltryk p — det vil sige, den til en vis Dybde h under Jordoverfladen — svarende Værdi af t og i Jordtryksberegningen indført en Vinkel ϱ , bestemt af $\operatorname{tg} \varrho = \frac{t}{p}$, vil der derved begaas den Fejl, at der for de Dele af Glidefladen, der ligger højere end det til Normaltrykket p i Glidefladen svarende Punkt, regnes med et for lille Kohæsionsbidrag til Forskydningsmodstanden, men for den dybere liggende Del af Glidefladen regnes med et for stort Kohæsionsbidrag. Med Hensyn til Bestemmelse af Fejlens Størrelse maa det erindres, at den fra Friktion hidrørende Forskydningsmodstand i Glidefladen vokser med 2den Potens af Væghøjden, medens den fra Kohæsion hidrørende Forskydningsmodstand kun vokser med 1ste Potens af Væghøjden.

Den fra det her nævnte Forhold hidrørende Fejl ved Jordtryksberegningerne kan undgaas ved, at man i Stedet for at benytte samme Vinkel ϱ for hele Væggen indfører forskellige Vinkelstørrelser ϱ for de enkelte Dele af Væggen efter disses Dybde under Jordoverfladen, eller — hvad der bør foretrækkes — ved at man i Jordtryksberegningerne holder Kohæsionens Bidrag og Friktionens Bidrag til Forskydningsmodstanden i Jordmassen adskilte.

Det er særlig ved forholdsvis stor Væghøjde og ved Jordarter med stor Kohæsion og lille indre Friktion, at de almindelige Jordtryksberegninger, med skønnet Vinkel ϱ eller med ϱ bestemt af $\operatorname{tg} \varrho = \frac{t}{p}$, ikke giver tilstrækkelig god Tilnærmelse, og at man derfor maa gaa over til Jordtryksberegninger med Adskillelse mellem Kohæsionens og Friktionens Indflydelse paa Jordtrykket.

¹⁾ § 97.

139. Bestemmelse af Jordtrykket paa en lodret Væg, naar Jordoverfladen er vandret og Jordtrykket ligeledes vandret (Fig. 90), kan ske paa følgende Maade, idet der med Hensyn til Glidefladens Form (plan Glideflade) og Ligevægtsbetingelsen for det mellem Væggen og Glidefladen liggende Jordlegeme benyttes samme tilnærmende Forudsætninger som ved *Coulomb's* Jordtryksteori.

De i Udtrykket $t = c + p \operatorname{tg} \varphi^1$ indgaaende Jordkonstanter: φ , Friktionsvinklen, og c , den fra Kohæsionen hidrørende Del af Forskydningsmodstanden, forudsættes kendte (f. Eks. fundne ved Forsøg med Jordprøver).

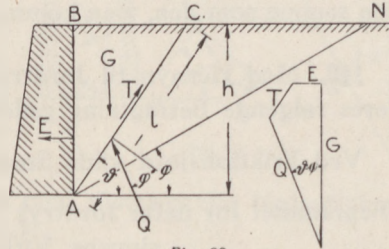


Fig. 90.

AC er en foreløbig vilkaarlig valgt Glideplan. Paa Jordlegemet ABC virker: Jordlegemets Vægt G , den i Glidefladen optrædende Reaktion, bestaaende af Q , der virker skraat opefter under Vinklen φ med Glidefladens Normal, og $T = cl$, virkende i Glidefladen, samt en Kraft E , lig og modsat rettet Jordtrykket paa Væggen.

Af Ligevægtsbetingelserne faas:

$$E + T \cos \vartheta = Q \sin (\vartheta - \varphi),$$

$$G = T \sin \vartheta + Q \cos (\vartheta - \varphi),$$

hvoraf:

$$E = G \operatorname{tg} (\vartheta - \varphi) - T (\cos \vartheta + \sin \vartheta \operatorname{tg} (\vartheta - \varphi)),$$

eller, idet

$$G = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{ctg} \vartheta \quad \text{og} \quad T = cl = \frac{c h}{\sin \vartheta}.$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{ctg} \vartheta \operatorname{tg} (\vartheta - \varphi) - c h (\operatorname{ctg} \vartheta + \operatorname{tg} (\vartheta - \varphi)). \quad (121)$$

Af $\frac{dE}{d\vartheta} = 0$ findes den til Maksimum af E hørende Glideplansvinkel:

$$\vartheta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2},$$

og ved Indsættelse heraf i (121) findes det aktive Jordtryk:

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c h \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (122)$$

eller

$$E = \gamma \lambda \frac{h^2}{2} - \gamma \varepsilon h, \quad (123)$$

¹⁾ § 64.

hvor
$$\lambda = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{og} \quad \varepsilon = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right).$$

Den her fundne Værdi for Glideplansvinklen ses (jfr. (36)) at være den samme som den, man kommer til, naar Kohæsionen ikke medregnes.

140. Med Hensyn til Jordtrykkets Fordeling over Væggen kan der gøres følgende Betragtning gældende.

Ved Friktionsjord vilde Størrelsen af Jordtrykket være $\gamma \lambda \frac{h^2}{2}$, og

Diagrammet for dette Jordtryk være Trekanten ABC (Fig. 91). Kohæsionens Virkning ses af (123) at være, at nævnte Jordtryk formindskes med det ensformigt over hele Højden h fordelte Tryk $\gamma \varepsilon h = ABDF$. Diagrammet for det resulterende Jordtryk bliver derefter $BDIFC$. Den øverste Trekant BDI af dette Diagram svarer imidlertid til et negativt Tryk, d. v. s. til en Trækspænding mellem Jorden og Væggen. Den Sammenhæng mellem Jorddelene indbyrdes og mellem

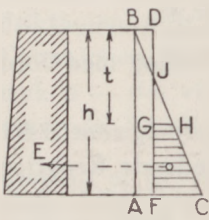


Fig. 91.

lem Væggen og Jorden, der betinger en saadan Trækspænding mellem Jorden og Muren, vil kun i sjældent forekommende Tilfælde være til Stede, eller det vil i hvert Fald være noget risikabelt at regne med den, hvis den virker til Gunst for det paagældende Bygværks Stabilitet. I Almindelighed maa der derfor ses bort fra, at der kan overføres Trækspænding mellem Jorden og Muren, og regnes med, at der danner sig en Fuge langs den øverste Del af Væggen. Idet det samlede Jordtryks Størrelse er lig Areal $ABC - \text{Areal } ABDF$, bliver Jordtryksdiagrammet herefter Trapezet $FGHC$, bestemt ved $\overline{ID} = \overline{IG}$.

Man har:

$$\overline{BD} = \overline{GH} = \gamma \varepsilon, \quad \overline{FC} = \gamma \lambda h - \gamma \varepsilon.$$

$$\overline{ID} = \overline{IG} = \frac{\varepsilon}{\lambda}$$

$$\overline{FG} = h - t = h - \frac{2\varepsilon}{\lambda}$$

$$\text{Areal } FGHC = E = \gamma \lambda \frac{h^2}{2} - \gamma \varepsilon h.$$

141. I andre Tilfælde end det i § 139 omhandlede, f. Eks. naar man har hældende Væg, hældende Jordoverflade og skraat virkende Jordtryk, kan Bestemmelsen af den til Maksimum af Jordtryk svarende

Glideplansvinkel og det tilhørende Jordtryks Størrelse ske ved, at man prøver sig frem med forskellige Størrelser af Glideplansvinkel. For en vilkaarlig valgt Glideplan (Fig. 92) faas det hertil svarende E , ved Hjælp af en Kraftpolygon, af Glidelegemets Vægt G og Kohæsiionskraften $T = cl$, idet Retningerne for Q og E kendes. Ved at man prøver med forskellige Glideplansstillinger findes let med tilstrækkelig Nøjagtighed den Glideplan, der giver Maksimum af E .

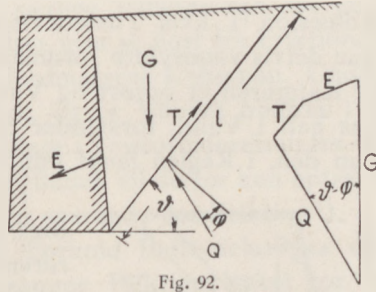


Fig. 92.

Ved Bestemmelsen af Jordtryksdiagrammet kan man gaa frem paa tilsvarende Maade som beskrevet foran.

142. **Frit staaende kohæsiv Jord.** En kohæsiv Jordmasse kan staa med lodret Begrænsningsflade til en vis Højde uden at være støttet af nogen Væg. Denne Højde kan findes ved i (122) at sætte $E = 0$. Heraf faas:

$$\frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 c h \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,$$

$$h = \frac{4 c}{\gamma \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}.$$
 (124)

Er f. Eks. ¹⁾ $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$, $\varphi = 15^\circ$ og $c = 1200 \text{ kg/m}^2$, findes, at saadan Jordart vil kunne staa med lodret Væg uden at udøve Jordtryk til en Højde: $h = \text{ca. } 3,5 \text{ m}$.

Omvendt kan man, hvis man erfaringsmæssigt kender h og ved dertil afpassede Forsøg har fundet Friktionsvinklen φ , af (124) bestemme Kohæsiionens Størrelse c .

Ved Anvendelse af en paa denne Maade bestemt Værdi af Kohæsiionen til Beregning af Jordtryk maa man være opmærksom paa, at en under visse ydre Forhold for Jordmassen konstateret Kohæsiion i denne kan forsvinde helt eller for største Delen, naar Jordmassen kommer under andre Forhold. Ved Bygning f. Eks. af en Kajmur, hvor Opførelsen sker i tørlagt Byggegrube, kan det, hvis Jordbunden bestaar af Ler, maaske vise sig, at Jorden under en foretagen Udgravning kan staa med lodret Yderflade til forholdsvis stor Højde. Den Kohæsiion, som er Aarsagen hertil, kan imidlertid for en væsentlig Del være uægte

¹⁾ Jfr. Tabel 12, Side 66.

Kohæsion ¹⁾, hvis Tilstedeværelse skyldes Kapillarkræfterne, idet den kun delvis vandfyldte Jordmasse er omgivet af Luft. Naar Jorden, efter at Kajmuren er opført og Vandet atter lukket ind i Byggegruben, dykkes helt i Vand, forsvinder den uægte Kohæsion, og tilbage bliver da kun den, i Reglen langt mindre, ægte Kohæsion.

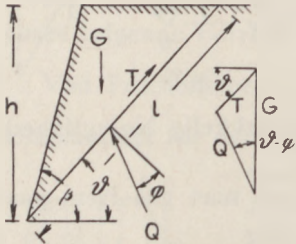


Fig. 93.

I denne Forbindelse maa det ligeledes erindres, at Rystelser i en Jordmasse, f. Eks. hidrørende fra Færdsel, kan bevirke, at Jordmassens Kohæsion formindskes væsentligt ²⁾.

Som almindelig Regel gælder, at man ved Jordtryksberegninger bør være varsom med Hensyn til at medregne Kohæsionen, naar denne virker til Gunst for det paagældende Bygværks Stabilitet.

Hvis en Jordmasse staaer med Skraaning (Fig. 93), kan Jordhøjden gøres større, end hvis Jorden staaer med lodret Flade. Den største Højde, til hvilken Jorden kan staa uden at skride, kan i dette Tilfælde findes saaledes:

Betingelsen for, at Jorden ikke skrider, er, at de tre Kræfter G , Q og T holder hinanden i Ligevægt:

$$G \sin (\vartheta - \varphi) = T \cos \varphi ,$$

hvor

$$G = \frac{1}{2} \gamma h^2 \frac{\sin (\beta - \vartheta)}{\sin \beta \sin \vartheta} , \quad \text{og} \quad T = c l = c \frac{h}{\sin \vartheta} .$$

Man faar heraf:

$$h = \frac{2c}{\gamma} \frac{\cos \varphi \sin \beta}{\sin (\beta - \vartheta) \sin (\vartheta - \varphi)} .$$

Af $\frac{dh}{d\vartheta} = 0$ faas:

$$\vartheta = \frac{\beta + \varphi}{2} ,$$

som indsat i Udtrykket for h giver:

$$h = \frac{2c \cos \varphi \sin \beta}{\gamma \sin^2 \frac{\beta - \varphi}{2}} .$$

For Glidningsvinkler $\vartheta > \frac{\beta + \varphi}{2}$ er den til Forhindring af Skridning fornødne Kohæsionskraft T mindre end $c \frac{h}{\sin \vartheta}$.

¹⁾ § 36.

²⁾ § 79.

143. Jordtryk fra friktionsløs Jord. I særlige Tilfælde kan der være Tale om, at man ved Jordtryksundersøgelser maa se bort fra Friktionen. Jordtrykket bliver da alene afhængigt af Jordmassens KohæSION. Underkastes en vandmættet Jordmasse et Tryk, og er Vandet hindret i at undvige fra Jordmassen, vil Porevandet deltage i Trykoverførelsen fra det ene Snit i Jordmassen til det andet, og i Snitfladen vil derfor kun optræde en vis Brøkdæl af den til Trykoverførelsen svarende Jordfriktion¹⁾.

Ved Jordtryksberegninger faar dette Forhold Indflydelse paa den Maade, at man, naar der forudsættes samme Friktionsvinkel for de dybt liggende Dele af Jorden som for de øverste Lag, kommer til at regne med større Forskydningsmodstand i Glidefladen end den, der i Virkeligheden er til Stede, og saaledes ved Jordtryksberegningen finder Jordtryksværdier, der er for smaa.

Under almindelige Forhold vil det overskydende Porevand ganske vist efterhaanden blive presset ud af Jordmassen, men ved meget fin- kornet Jord, som f. Eks. fedt Ler, vil der hengaa meget lang Tid, inden Overskuds-Vandet er presset ud og Jordmassen har antaget den til Trykket svarende endelige Konsistens, og indtil da vil Jordtrykket kunne optræde med en Størrelse svarende til, at der ikke eller kun i ringe Grad er Friktion til Stede.

Hvor man har at gøre med stærkt vandholdigt Ler, hvori Friktionen, ogsaa naar Vandindholdet er mindre, kun er forholdsvis ringe, men som er i Besiddelse af relativ stor KohæSION, kan der ved Jordtryksberegninger blive Anledning til at bestemme Jordtrykkets Størrelse med Anvendelse af den Forudsætning, at der i Glidefladen kun optræder KohæSIONskræfter.

For lodret Væg og vandret Jordoverflade findes Jordtrykket ved Ligevægtsbetingelsen for Glidest legemet ABC (Fig. 94). Idet Q her virker efter Normalen til Glideplanen AC , havest:

$$E = G \operatorname{tg} \vartheta - \frac{T}{\cos \vartheta},$$

$$G = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{ctg} \vartheta \quad \text{og} \quad T = cl = \frac{ch}{\sin \vartheta},$$

som indsat giver:

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2 - \frac{ch}{\sin \vartheta \cos \vartheta}.$$

$$\text{Af } \frac{dE}{d\vartheta} = 0 \text{ faas:}$$

$$\vartheta = 45^\circ$$

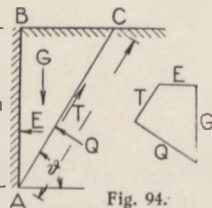


Fig. 94.

¹⁾ Jfr. § 64.

og deraf:

$$E = \frac{1}{2}\gamma h^2 - 2c h. \quad (125)$$

Det ses, at Jordtrykket er lig med Trykket fra en Vædske med Rumvægt γ minus Kohæsiionsbidraget $2c h$. Som Diagram for Jordtrykket findes, ud fra

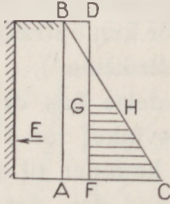


Fig. 95.

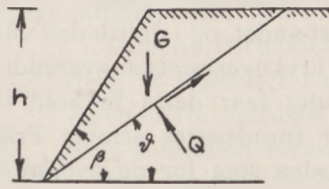


Fig. 96.

samme Betragtninger som i § 140 anført, Trapezet $FGHC$ (Fig. 95), hvor $\overline{AC} = \gamma h$, $\overline{AF} = \overline{GH} = 2c$ og $\overline{GD} = \frac{4c}{\gamma}$.

I andre Tilfælde end det her nævnte simple Tilfælde maa Glideplansvinklen og Jordtrykket bestemmes ved, at man prøver sig frem med forskellige Stillinger af Glideplan.

Den Højde, til hvilken Jorden kan staa frit med lodret Flade, findes af (125), idet man for en saadan fritstaaende Jordmasse af Højden h skal have: $E = 0$. Der faas heraf:

$$h = \frac{4c}{\gamma}.$$

Staar Jorden med Skraaning med Hældningsvinkel β (Fig. 96), udtrykkes Ligevægtsbetingelsen ved:

$$\frac{1}{2}\gamma h^2 \frac{\sin(\beta - \vartheta)}{\sin \beta} = \frac{ch}{\sin \vartheta}. \quad (126)$$

Af

$$\frac{dh}{d\vartheta} = 0$$

faas:

$$\vartheta = \frac{\beta}{2},$$

som indsat i (126) giver:

$$h = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2}.$$

144. Krumme Glideflader. I det i det foranstaaende anførte om Jordtryksberegning med Hensyntagen til Kohæsiionsens Virkning er det forudsat, at Glidefladen er plan. Ligesom ved Jordtryksberegning, hvor der alene regnes med Friktion, kan der ogsaa her være Tale om at foretage Jordtryksundersøgelser for andre Former af Glideflade. Selv med saa forholdsvis enkel Form af Glideflade som en cirkulærcylindrisk er imidlertid Bestemmelsen af aktivt (og passivt) Jordtryk i Reglen besværlig, idet den maa foretages ved, at man prøver sig frem med forskelligt beliggende Glideflader paa lignende Maade som omtalt i § 137. Foruden Kræfterne G , Q og Snitkræfterne i de lodrette Snitflader haves

her yderligere Kohæsiionskræfter T , virkende tangentielt i Glidefladens Elementer.

Saafrømt der af Forskydningskræfter i Glidefladen kun medregnes Kohæsiionskræfterne, bliver Opgaven noget simplere. Reaktionen Q i Glidefladen AC regnes at gaa gennem dennes Centrum O (Fig. 97). Er, svarende til det i Fig. 97 viste, Væggen lodret og Jordoverfladen vandret, faas ved Opstilling af Ligevægtsbetingelserne for Glidelegemet ABC , idet der tages Moment om O , og af Maksimumsbetingelsen for E , efter nogle Udregninger ¹⁾:

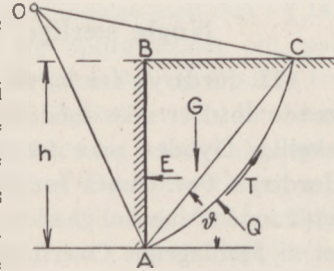


Fig. 97.

$$\operatorname{tg} 2 \vartheta = -3 \operatorname{ctg} a$$

$$\operatorname{og} \quad \operatorname{tg} \vartheta = \frac{3 \left(\frac{2a}{180} \pi \cos 2a - \sin 2a \right)}{2 \left(\sin^2 a - \frac{a}{180} \pi \sin 2a \right)}$$

til Bestemmelse af Hældningsvinklen for Korden AC og til Bestemmelse af Centrets Beliggenhed (ved Vinklen $AOC = 2a$).

Af ovenstaaende Ligninger faas:

$$\vartheta = \text{ca. } 47^{\circ} 30' \quad \text{og} \quad a = \text{ca. } 15^{\circ}.$$

(Med plan Glideflade haves: $\vartheta = 45^{\circ}$).

For Jordtrykket findes:

$$E = \frac{\gamma h^2}{2} - 2ch \cdot 0,958,$$

som det ses et Resultat, der ikke afviger nævneværdigt fra den til Forudsætning om plan Glideflade svarende Værdi af Jordtrykket (125).

Undersøgelserne med cirkulærcylindriske Glideflader kan ogsaa finde

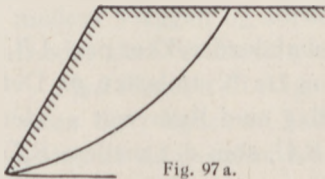


Fig. 97 a.

Anvendelse i de Tilfælde, hvor det drejer sig om at bestemme, til hvor stor Højde en Jordmasse, naar den er i Besiddelse af en vis Kohæsiion, kan være fritstaaende med lodret Flade eller, hvad der har større praktisk Betydning, med en eller anden forholdsvis stejl Skraaning (Fig. 97 a). De Højder, som findes,

naar der regnes med cirkulærcylindrisk Glideflade, afviger her en Del fra de Højder, som man kommer til ved Benyttelse af Forudsætningen om plan Glideflade.

¹⁾ W. Fellenius: Jordstatiska Beräkningar med Friktion och Kohäsion för cirkulærcylindriska Glidytor. 1926.

Nogle særlige Tilfælde af Jordtryksberegning.

145. Jordtryk fra lagvis uensartet Jord. Hvis den mod en Væg støttende Jord er uens med Hensyn til Rumvægt og Skræntvinkel i de forskellige Dybder, maa det fra hvert af de forskellige Jordlag hidrørende Jordtryk bestemmes for sig. Jordtryksberegningen frembyder for saa vidt ingen Vanskeligheder, idet man blot behøver at betragte den over et af Jordlagenes Overflade liggende Jord, i Henseende til dennes Indvirkning paa Jordtrykket fra det paagældende Jordlag, som en paa dettes Overflade virkende ensformig fordelt Belastning. Et i Praksis hyppigt forekommende Tilfælde af lagvis uensartet Jord er, at Jorden indtil en vis Højde, — f. Eks. Grundvandspejlshøjden — er vandfyldt, og oven

over denne er tør. Jordtryksberegningen kan her foretages paa følgende Maade.

I Fig. 98 er B_1G Grundvandspejlet og BN Jordoverfladen, som her er antaget at være vandret. Paa Jordoverfladen virker en Nyttelast p . Rumvægt, Skræntvinkel og Jordtrykkets Vinkel med Vægnormalen antages at være henholdsvis $\gamma_1, \varrho_1, \delta_1$ for Jorden under Vandlinien B_1G og $\gamma_2, \varrho_2, \delta_2$ for Jorden over Vand-

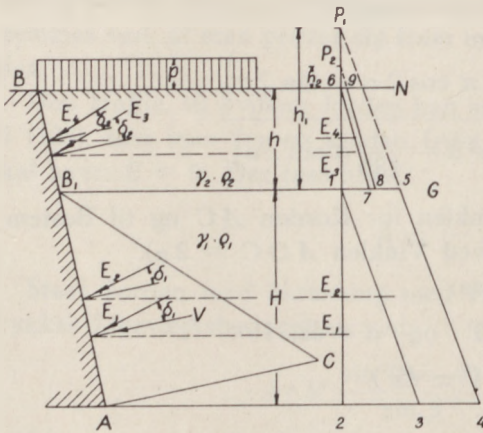


Fig. 98.

linien. For B_1G som ubelastet Jordoverflade bestemmes det paa Vægdelene AB_1 faldende Jordtryk E_1 paa sædvanlig Maade (Konstruktion eller Beregning, Formel (64)), og Diagrammet for dette Jordtryk 1-2-3 tegnes (Areal 1-2-3 = E_1). Gennem Punktet P_1 , bestemt ved:

$$h_1 = \frac{\gamma_2 h + p}{\gamma_1},$$

trækkes P_1-5-4 . E_2 = Areal 1-3-4-5 er da den Del af Jordtrykket paa AB_1 , der hidrører fra den over B_1G liggende Jord og fra Nyttelasten p . Det ses, at h_1 er bestemt som Højden af det Jordlag med Rumvægt γ_1 , der vilde udøve samme lodrette Tryk paa Fladen B_1G , som det mellem B_1G og BN liggende Jordlag og Nyttelasten p tilsammen udøver paa Fladen B_1G .

Bestemmelsen af Jordtrykkene E_3 = Areal 1-6-7 og E_4 = Areal 6-7-8-9 sker paa tilsvarende Maade. Punktet P_2 faas ved $h_2 = \frac{p}{\gamma_2}$.

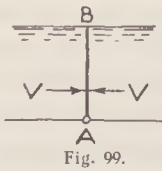
146. Jordtryk sammen med Vandtryk. I Forbindelse med den i § 145 omhandlede Jordtryksberegning stiller der sig Spørgsmaalet om, paa hvilken Maade der bør regnes med Hensyn til Rumvægt og Opdrift for den Del af Jorden, der ligger under Vandlinien B_1G . Der kan her være Tale om enten at regne uden Opdrift paa Jorden og i saa Fald ogsaa uden Vandtryk paa Væggen, eller at regne med Opdriftsvirkning paa Jorden og da med et til Vandspejlsstillingen B_1G svarende Vandtryk paa Væggen. Hvilken Beregningsforudsætning der i givet Tilfælde er den rigtige, kan det være vanskeligt at afgøre. Om der kan komme til at virke Opdrift paa Jorddelene og Vandtryk paa Væggen, vil nemlig afhænge dels af Jordens Beskaffenhed, dels af hvor tæt Jorden ligger an mod Væggen.

Ved en Jordmasse, bestaaende af forholdsvis store Korn, som f. Eks. Grus, er Virkningen af Vedhængningen mellem Vandet og Kornene kun ringe i Henseende til at holde Vandet opsuget i Jordmassen. Vandet kan her frit udøve Tryk mod de Flader, der begrænser Hulrummene i Jordmassen, og der vil derfor i dette Tilfælde ikke være Tvivl om, at der bør regnes med Opdrift paa Jorddelene og med Vandtryk paa Væggen.

Er Jorden derimod meget finporet (Ler), holdes Vandet bundet til Jorddelene af Vedhængningen mellem Vandet og Jorddelene, saaledes at der ikke vil virke Opdrift paa disse og heller ikke Vandtryk paa Væggen. Herved er dog at bemærke, at Udebliven af Vandtryk paa Væggen er betinget af, at Jordmassen slutter saa tæt op til Væggen, at Hulrummene mellem denne og Jordmassen ikke er større end Jordmassens Porer. Under praktiske Forhold tør man imidlertid i Almindelighed ikke forudsætte, at denne Betingelse er opfyldt, fordi tilfældige Omstændigheder her kan bevirke, at Jorden ikke slutter tæt til Væggen. Hvis f. Eks. den Jord, der anbringes bag Væggen, er klumpet, eller hvis der findes Sten i Fyldjorden eller endelig, hvis Væggen som Følge af en eller anden ydre Paavirkning nogle Steder bevæges lidt ud fra Jordmassen, vil der være, eller dannes der let, forholdsvis store Hulrum mellem Væggen og Jorden, og idet disse Hulrum fyldes med Vand, optræder der Vandtryk paa Væggen.

Med Hensyn til Afgørelsen af, om der ved Dimensionering af Støttemure og i lignende Tilfælde bør regnes med den ene eller med den anden af de ovenfor nævnte Forudsætninger, kan følgende Betragtning gøres gældende.

Lad AB (Fig. 99) være en i Vand frit staaende Flage, der er drejelig omkring A . Denne Flage vil være i Ligevægt, idet den paavirkes paa hver af de to Sider af lige store Vandtryk V . Fyldes der Jord op mod



Flagen paa dennes højre Side, vil Flagen vælte mod venstre. (Vi ser her bort fra de særlige Forhold, der kan forekomme, hvis Jorden er meget finporet og slutter fuldstændig tæt til Flagen). Beregnes nu det paa Flagen virkende Jordtryk under den Forudsætning, at der paa Flagens højre Side kun have Jordtryk, og idet der, svarende hertil, ikke regnes med Opdrift paa Jorden, faas imidlertid — naar der ses bort fra de Tilfælde, hvor Jordens Skræntvinkel er særlig lille — at Jordtrykket er mindre end Vandtrykket V . Virkningen af, at der anbringes Jord op mod Flagen, skulde altsaa herefter være, at Flagen af Vandtrykket paa den modsatte Side blev trykket ind mod Jorden, medens Erfaringen viser, at Flagen giver efter for Trykket paa Jordsiden (vælder), d. v. s. at Trykket paa Jordsiden i Virkeligheden er større end Trykket paa Vandsiden af Flagen¹⁾. Regnes derimod for Kræfterne fra højre Side med baade Vandtryk V og Jordtryk, for dette sidstes Vedkommende da med Hensyntagen til Opdrift paa Jordmassen, giver Beregningen, idet Vandtrykkene paa Flagens to Sider ophæver hinandens Virkning, et Væltningmoment til venstre, overensstemmende med, at Flagen i Virkeligheden vælter til denne Side.

Saafernt Jordens Skræntvinkel er lille, giver en Beregning, ved hvilken der forudsættes, at der paa Flagens højre Side kun er Jordtryk (dette bestemt uden Hensyntagen til Opdrift), større Tryk paa Flagens højre Side (Jordsiden) end paa dens venstre Side (Vandsiden), i dette Tilfælde altsaa et Resultat, der ikke er i Modstrid med de virkelige Forhold med Hensyn til Retningen for Væltningmomentet.

Imidlertid faas i *alle* Tilfælde, uanset Skræntvinklens Størrelse, større Væltningmoment mod Vandsiden, naar der regnes med Jordtryk (dette bestemt med Hensyntagen til Opdrift) samt Vandtryk paa Flagens Jordside, end hvis der regnes alene med Jordtryk (uden Opdrift) og intet Vandtryk paa Jordsiden. Dette vil ses af følgende:

¹⁾ At en Flage som den nævnte ikke giver efter for Jordtrykket, naar der ligger vandfyldt Jord paa dens ene Side, og der paa den anden Side kun have Vandtryk, er dog ogsaa muligt, nemlig i Tilfælde af, at Jorden er meget finporet og overalt slutter saa tæt op til Flagen, at der ikke kan trænge Vand ind mellem denne og Jordmassen, ud over det Vand, der er bundet til Jorddelene. Eksempler paa, at saadanne Forhold kan optræde, forekommer ogsaa, omend undtagelsesvis, i Praksis. At gamle Bolværksvægge, hvis Forankring er tæret bort i Tidens Løb, bliver staaende i forholdsvis lang Tid uden Forankring, kan antagelig i mange Tilfælde finde sin Forklaring i, at der paa den ene Side af Væggen alene have Jordtryk, og at dette er mindre end det paa Væggens ydre Side virkende Vandtryk.

For den i Fig. 99 viste Flage er Jordtrykket E_1 , naar der ikke regnes med Opdrift paa Jorden, bestemt ved:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right).$$

Regnes der med Vandtryk paa Flagens Jordside samt med Jordtryk, for dette sidstes Vedkommende med Hensyntagen til Opdrift paa Jorden, faas Summen af Vandtryk og Jordtryk:

$$S = \frac{1}{2} h^2 + \frac{1}{2} (\gamma - 1) h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right).$$

Det ses heraf, at $S > E_1$ for alle Værdier af $\varrho > 0$.

Hvis Jorden indeholder saa stort Overskud af Vand, at den har Konsistens som Vælling (Dynd), er Trykvirkningen paa Flagen den samme som en Vædskes ($\varrho = 0$). I dette Tilfælde kan Jordmassen og det i denne indeholdte Vand ikke udøve Tryk hver for sig. For dette Grænsetilfælde faas imidlertid $S = E_1$, og det er derfor her beregningsmæssigt set ligegyldigt, om der gøres den ene eller den anden af de nævnte Forudsætninger med Hensyn til Vandtryk og Opdrift paa Jordmassen.

Af det i det foranstaaende anførte vil det forstaaes, at man ved Dimensionering af Støttemure og lignende Bygværker bør regne med fuldt Vandtryk paa den Del af Væggen, der ligger under Grundvandspejlet $B_1 G$ (Fig. 98), og da for Jordtrykkets Vedkommende regne med Opdrift paa Jorden, idet Beregningsforudsætningerne, ved at man regner paa denne Maade, da i mange Tilfælde (forholdsvis storkornet Jord) er praktisk taget helt i Overensstemmelse med de virkelige Forhold, og i alle Tilfælde saadanne, at man ved Beregningen af de til Ugunst for Støttemurens Stabilitet virkende Kræfter er paa den sikre Side.

Ved den i § 145 omhandlede Jordtryksbestemmelse skal der i Overensstemmelse med det her anførte sættes¹⁾:

$$\gamma_2 = \gamma_e \quad \text{og} \quad \gamma_1 = \gamma'_e - 1,$$

idet der da til de paa Væggen (Fig. 98) virkende Jordtryk skal føjes et Vandtryk:

$$V = \frac{1}{2} H \cdot \overline{AB_1}$$

med Trykdiagram $AB_1 C$.

¹⁾ § 18.

147. Jordtryk paa Vinkelstøttemure. Ved Stabilitetsundersøgelser og Dimensionering af Støttemure o. lign. Bygværker af sædvanlig Form kan Jordtryksberegningerne uden særlige Vanskeligheder ske efter de Regler, der fremgaar af det i det foregaaende om Jordtryk i Almindelighed anførte.

Drejer det sig om en Støttemur af det i Fig. 101 viste Profil (en saakaldt Vinkelstøttemur), møder der visse Vanskeligheder med Hensyn til Spørgsmaalet om, paa hvilken Maade Jordtrykket skal regnes at virke paa Murens Flader, og hvorledes Virkningen af den over Støttemurens Fodplade liggende Jords Vægt skal føres i Regning.

Ved Behandlingen af den Opgave, at bestemme Jordtrykkene paa en saadan Vinkelstøttemur, vil vi først benytte Rankine's Jordtryksteori, hvorved der altsaa gøres den Forudsætning, at kun Jordoverfladens

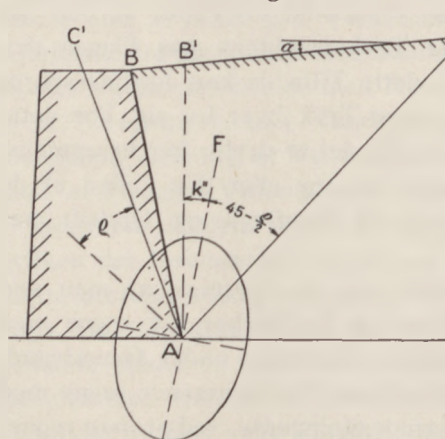


Fig. 100.

Hældning (i Forbindelse med Jordens Skrævinkel) er bestemmende for Jordtrykkets Retning.

Ved en almindelig Støttemur med plan Væg som vist i Fig. 100 vil under den for Rankine's Jordtryksteori gældende Forudsætning den almindelige Glideplan være bestemt ved, at Spændingsretningen for en lodret Snitflade (AB') i Jorden er parallel med Jordoverfladen.

Glideplanens Stilling kan findes ved, at man af (105)¹⁾ bestemmer Vinklen k'' , idet der for Vinklen δ mellem Spændingsretning og Fladenormal her indsættes Jordoverfladens Hældningsvinkel α . Vinklen k'' giver Retningen for Spændingsellipsens ene Hovedakse AF ,

og ved ud fra denne at afsætte $\angle FAC = k'_0 = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$ faar man

Glideplanen AC . En anden Maade at bestemme Glideplansstillingen er den i § 135 beskrevne, ved Hjælp af Mohr's Cirkel; ved Linien PK i Fig. 80 (og Fig. 81) faas Glideplanens Retning. Det vil erindres, at Glideplanen er den Plan, for hvilken den til Planen hørende Spændingsretning danner Vinklen ϕ med Planens Normal, og at Planens Retning og den tilhørende Spændingsretning (AC') er indbyrdes konjugerede. Da

$\angle CAF = 45^\circ - \frac{\phi}{2}$, er AC' symmetrisk med AC med Hensyn til

¹⁾ § 130.

Ellipsens Akse AF , og $\angle CAC' = 90^\circ - \varrho$. Da AC og AC' er konjugerede, kan de ombyttes. Om Planen AC' gælder derfor, at den, hvis den laa inden for Jordlegemet's Omraade, vilde opfylde samme Betingelse, som gælder for Planen AC , nemlig, at den til Planen hørende Spændingsretning danner Vinklen ϱ med Planens Normal. Spændingstilstanden i Snitfladen AC' vilde derfor, hvis denne Snitflade laa i Jordmassen, være en Grænseligevægtstilstand, ligesom Spændingstilstanden i Snitfladen AC er det. Som Glideplan kan Planen AC' imidlertid i det her omhandlede Tilfælde lades ude af Betragtning, fordi den skærer ind i Murlegemet og saaledes ligger uden for Jordmassen. Ved indtrædende Bevægelse i Jorden (Optræden af Jordtryk) vil Bevægelsen være bundet til at ske dels langs Glideplanen AC , fordi Spændingstilstanden her netop er paa Grænsen af Ligevægt, dels langs Murens Bagvæg AB , fordi denne danner Begrænsningen for Jordmassen. Langs nogen Plan liggende mellem AB og AC kan der ikke foregaa Forskydning, idet Spændingsretningen for enhver af Planerne mellem AB og AC danner en Vinkel $< \varrho$ med den tilhørende Normal.

Ligesom Glideplanen AC kan ogsaa Planen AC' bestemmes ved Hjælp af *Mohr's Cirkel*, i Stedet for

ved Hjælp af Spændingsellipsens Hovedakse. I Fig. 81 faas Retningen for den nævnte Plan AC' , ved at man trækker Linien PK' .

Ved den i Fig. 101 viste Vinkelstøttemur kan der ligeledes indlægges de to Glideplaner AC og AC' ($\angle CAC' = 90^\circ - \varrho$), men i Mod sætning til, hvad Tilfældet er ved den omtalte Støttemur, falder her ogsaa Planen AC' inden for Jordlegemet. Betydningen heraf er, at ved Indtræden af Bevægelse af Vinkelstøttemuren vil der ske Glidning dels langs Glideplanen AC paa sædvanlig Maade, dels ske Bevægelse langs Planen AC' , medens der ingen Bevægelse finder Sted langs Anlægsfladerne mellem Murlegemet og det mellem dette og Planen AC' liggende Jordlegeme.

Ved Bestemmelsen af det paa Vinkelstøttemuren ADB virkende Jordtryk skal man derfor betragte Jordlegemet $AC'BD$ som hørende med til Muren og virkende med sin Vægt paa Fodpladen AD , og for Jordtrykkets Vedkommende beregne dette (E) for Fladen AC' , som om

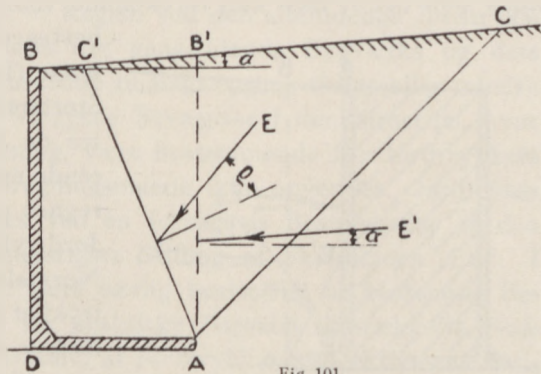


Fig 101.

denne var Murens Bagvæg, med Jordtrykket virkende under Vinklen ρ med Normalen til AC' . Under den givne, ovenfor nævnte Forudsætning, at Jordtryksretningen for en lodret Snitflade er parallel med Jordoverfladen (*Rankine's* Jordtryksteori) kommer man til samme Resultat med Hensyn til de paa Vinkelstøttemuren ADB virkende Kræfter, hvad enten man, som ovenfor angivet, regner med AC' som Murens Bagvæg og Jordtrykket her virkende under Vinklen ρ , eller man regner med AB' som Væg, altsaa hele Jordlegemet $AB'BD$ som hørende med til Muren, og Jordtrykket virkende under Vinklen α med Normalen til AB' .

Hvis specielt Jordoverfladen er vandret, ligger Spændingsellipsens Hovedakse (lodret) i AB' , og man har da: $\angle CAB' = \angle C'AB' = 45^\circ - \frac{\rho}{2}$.

Hvis Støttemurens Væg er høj i Forhold til Fodpladens Bredde, saaledes som det f. Eks. kan forekomme ved et Bygværk (Kajindfatning)

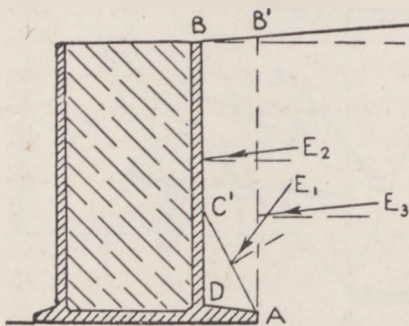


Fig. 102.

bestaaende af en Jernbeton-Sænkekasse (Fig. 102), skærer Planen AC' Støttemurens Vægflade. Her betragtes da Jordlegemet $AC'D$ som hørende med til Støttemuren, og denne regnes paavirket af: I Fladen AC' : Jordtrykket E_1 under Vinklen ρ med Normalen, og i Fladen $C'B'$: Jordtrykket E_2 , parallelt med Jordoverfladen. Beregningsmæssigt kommer man til samme Resultat med Hensyn til de paa Bygværket virkende

Kræfter, hvad enten man regner som her nævnt, eller der regnes med den lodrette Skilleflade AB' , Jordlegemet $ADB B'$ som hørende med til Støttemuren og Jordtrykket E_3 paa Fladen AB' , virkende parallelt med Jordoverfladen.

Hvis Væggen DB ikke er lodret, skal Retningen for Jordtrykket E_2 bestemmes efter de for Jordtryksberegning efter *Rankine's* Jordtryksteori gældende Regler.

Som nævnt er Anvendelsen af den her beskrevne Beregningsmaade betinget af, at det kan forudsættes, at kun Jordoverfladens Hældning i Forbindelse med Jordens Skræntvinkel er bestemmende for Jordtrykkets Retning, og saaledes betinget af, at der ses bort fra den Indflydelse, som Væggens Ruhed og Retningen for Murens Bevægelse har paa Jordtryksretningen.

Forskellen mellem den angivne Beregningsmaade og den almindelige

Jordtryksberegning (efter *Coulomb*) vil lettest forstaaes ved Betragtning af Forholdene ved et Bygværk som det i Fig. 102 fremstillede. Drejer det sig om Undersøgelse af Bygværkets Stabilitet mod Kæntring, vilde det, hvis Væggen ikke er særlig glat, være berettiget¹⁾ for Jordtrykkets Vinkel med Vægnormalen at sætte: $\delta = \frac{2}{3}\rho - \rho$. Ved den omhandlede Beregningsmaade er der sat $\delta = \alpha$ (ved vandret Jordoverflade: $\delta = 0$), og man er derfor, for saa vidt angaar Jordtrykket E_2 , paa den sikre Side, men maaske ogsaa urimelig meget paa den sikre Side. Drejer det sig om Undersøgelse af Bygværkets Sikkerhed mod Glidning paa Underlaget, bør der, som tidligere nævnt, for δ regnes med en betydelig mindre Vinkel end Skråtvinklen. Ved at man forudsætter Jordtrykket E_1 virkende under Vinklen ρ med Normalen, er man derfor ved den beskrevne Beregningsmaade i dette Tilfælde paa den usikre Side.

Vil man (saaledes som det er Reglen ved den almindelige Jordtryksberegning efter *Coulomb*), lade det paagældende Bygværks og dets Fundaments Egenskaber i Henseende til Bagvæggens større eller mindre Ruhed og til Retningen for Væggens Bevægelse i den Situation, hvor Jordtrykket kommer til Virkning, være bestemmende for Jordtrykkets Retning, kan den omtalte Beregningsmaade ikke anvendes. Jordtryksberegningen maa da foretages ved en forsøgsvis Bestemmelse af den for Bygværkets Stabilitet ugunstigste Stilling af Skillefladen AC' . I Reglen vil det forøvrigt ikke være særlig besværligt at bestemme Beliggenheden af AC' med en for praktiske Formaal tilstrækkelig Nøjagtighed, idet den samlede Virkning af Jordtrykkene og af det paa Fodpladen hvilende Jordlegeme ikke varierer meget med Beliggenheden af Skillefladen AC' .

148. **Jordtryk under Aflastningsplade.** Ved en Støttemur af den i Fig. 103 viste Form vil den fra Murens Bagvæg udgaende vandrette Plade BD bevirke, at Jordtrykket paa den neden for Pladen værende Del af Væggen bliver mindre, end det vilde være, hvis Muren ikke var forsynet med en saadan Plade, idet Belastningen fra den paa Pladen hvilende Jord og fra den tilhørende Del af Nyttelasten overføres gennem Pladen til Muren og derfor ikke kommer til at virke til Forøgelse af Trykket fra Jorden under Pladen, saaledes som det ellers vilde være Tilfældet.

Ved Bestemmelsen af Jordtrykket paa AB kan man betragte BDF som Jordoverflade, idet der da paa den uden for Pladens Kant D værende Del af denne Flade BDF regnes at virke en Belastning $p_1 = \gamma h + p$, nemlig en Belastning lig med Summen af den over BF

¹⁾ §§ 102 og 103.

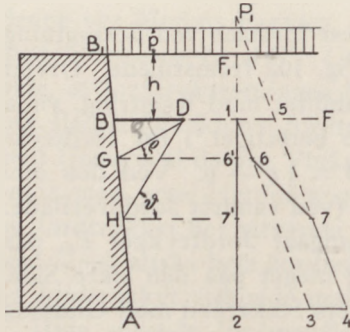


Fig. 103.

Lad Jordtrykket paa Væggen AB for ubelastet Jordoverflade BF være det ved Diagrammet $1-2-3$ fremstillede, og Jordtrykket paa Væggen AB for den virkelige Jordoverflade B_1F_1 og Nyttelasten p være det ved Diagrammet $1-2-4-5$ fremstillede Jordtryk. (Linien $4-5 \parallel$ Linien $1-3$ og gennem P_1 ; $\overline{F_1P_1} = \frac{P}{\gamma}$). Man bestemmer Punktet G ved $\angle BDG = \varrho$ og Punktet H ved DH parallel med den Glideplan, der svarer til det ved Diagrammet $1-2-3$ fremstillede Jordtryk. (Hvis Væggen AB er lodret, og Jordoverfladen, saaledes som her forudsat, er vandret, haves: $\angle BDH = 45^\circ + \frac{\varrho}{2}$). Det paa Væggen AB virkende Jordtryk regnes da at være det ved Diagrammet $1-2-4-7-6$ fremstillede.

Den Betragtning, der ligger til Grund for den her angivne Beregningsmaade, er med Hensyn til Bestemmelsen af Punktet G , at en paa Fladen BF virkende Belastning, der kun naar til D , ikke vil have nogen Indflydelse paa Størrelsen af det paa Vægdelen BG faldende Jordtryk. Man gaar altsaa herved ud fra, at en Belastning af den vandrette Overflade af et Jordlegeme (Fig. 104), der staar med Skraaning med Hældningsvinkel lig med Skræntvinklen, ikke vil foraarsage Udskridning i Jordmassen. Med Hensyn til Bestemmelsen af Punkt H gøres der den Antagelse — i Modstrid med de af *Coulomb's* Jordtryksteori udledede Regler — at Retningen for den til Jordtryk ved uensformig belastet Jordoverflade svarende Glideplan er uafhængig af Væggens Højde og er den samme som den Glideplansretning, der svarer til Jordtryk for ubelastet eller ensformig belastet Jordoverflade. Herefter vil Belastningsforholdene paa Stykket BD af den tænkte Jordoverflade BF ikke have nogen Indflydelse paa Størrelsen af den Del af Jordtrykket, der falder ned den for H (jfr. Fig. 105), saaledes at Jordtrykket paa

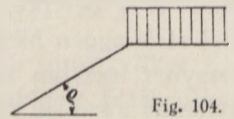


Fig. 104.

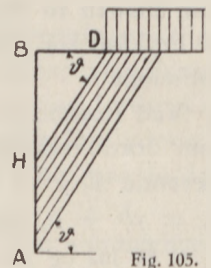


Fig. 105.

Vægdelen AH kan regnes at være det ved Diagrammet 2-7'-7-4 fremstillede. Endelig antages det, med Hensyn til det paa Vægdelen GH virkende Jordtryk, at dette vokser jævnt fra det for Punkt G til det for Punkt H bestemte Jordtryk. Svarende hertil sættes den paa GH faldende Del af Jordtrykket lig med det ved Diagrammet 6'-6-7-7' fremstillede Jordtryk.

149. Jordtryk paa Forankringsplader. Ved Bolværker og lignende Konstruktioner anvendes ofte Forankringsplader, anbragt i den bag Bolværket liggende Jord, til Optagelse af vandrette Kræfter.

Den i Fig. 106 skematisk viste Bolværksvæg AB , der tænkes paa-virket af Jordtryk fra den bag Væggen liggende Jord og af eventuelle andre ydre Kræfter, forudsættes understøttet forneden i A , f. Eks. ved, at Væggen er ført et Stykke ned under Jordbunden foran Væggen, og desuden fastholdt i B , idet der her findes en Ankerbolt BC , der forbinder Væggen med Forankringspladen C . Konstruktionens Stabilitet over for Paavirkning af de ydre Kræfter er betinget af, at det til disse Kræfter svarende Træk P i Ankerbolten kan optages af det paa Forankringspladens Forside optrædende passive Jordtryk.

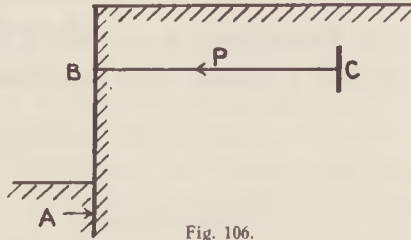


Fig. 106.

Vi vil forudsætte, at Jordoverfladen er vandret, og foreløbig tillige, at Forankringspladen er ført igennem i hele Væggens Længde (vinkelret paa Figurens Plan).

150. Hvis Forankringspladen naar helt op til Jordoverfladen (Fig. 107), er Bestemmelsen af Forankringspladens Højde ganske simpel. Med Anvendelse af de sædvanlige Betegnelser er Størrelsen af det passive Jordtryk pr. løbende m Plade udtrykt ved:

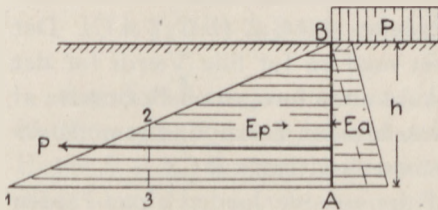


Fig. 107.

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right).$$

Paa Forankringspladens Bagside virker der et aktivt Jordtryk, der, hvis Jordoverfladen er ubelastet, er:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right).$$

eller, hvis der kan forekomme en tilfældig Belastning p paa Jordoverfladen:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) + p h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right).$$

Til Bestemmelse af h havs da, med Sikkerhedsfaktor n :

$$n P \leq E_p - E_a.$$

Det er herved en Forudsætning, at Resultanten af nP og E_a gaar igennem det ved Jordtryksdiagrammet $A-B-1$ bestemte Trykcentrum for det passive Jordtryk. Hvis Ankerbolten af en eller anden Grund ikke lader sig anbringe paa den til denne Fordring svarende Plads, skal Forankringspladen have en saadan Højde, at Trykcentret for den med $A-B-2-3$ betegnede Del E'_p af det passive Jordtryk falder sammen med Angrebspunktet for Resultanten af nP og E_a , og at man har:

$$nP = E'_p - E_a.$$

151. Forankringspladen naar ikke helt op til Jordoverfladen (Fig. 108). Hvis man i Analogi med Beregningsmaaden for aktivt Jordtryk regner

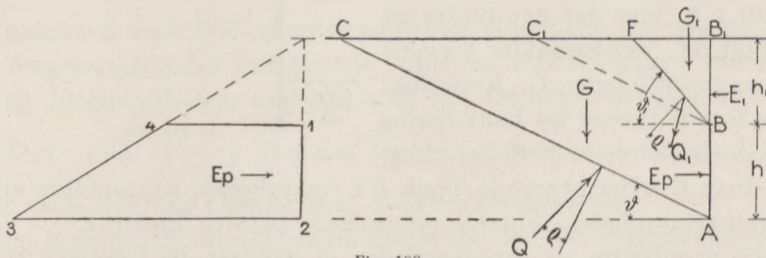


Fig. 108.

det passive Jordtryk paa Fladen AB i Størrelse lig med den med fulde Linier viste Del af det til venstre i Figuren angivne, for hele Fladen AB_1 gældende Jordtryksdiagram, forudsættes dermed, at det passive Jordtryks Størrelse er bestemt af den Forskydningsmodstand i Glidefladen AC , der svarer til Vægten af Glidelegemet ABC_1C ($BC_1 \parallel AC$). Det vil imidlertid ses, at man herved regner med en for lille Værdi for det passive Jordtryk, idet der, for at der skal kunne foregaa en Bevægelse af det nævnte Glidelegeme, maa overvindes, foruden Forskydningsmodstanden langs AC , ogsaa en Forskydningsmodstand langs BC_1 .

Opgaven at bestemme Størrelsen af det passive Jordtryk paa Fladen AB kan søges løst paa tilsvarende Maade som den, der anvendes ved sædvanlige Jordtryksberegninger, nemlig ved at man bestemmer de Hældningsvinkler for Glideplanerne AC og BF , der giver Minimum af passivt Jordtryk.

Lad G og G_1 være Vægtene af Jordlegemerne $ABFC$ og BB_1F . Det førstnævnte af disse skal være i Ligevægt for Kræfterne G , Q , — E_p og Q_1 , denne sidste virkende skraat nedefter, mod Bevægelsen langs BF .

Jordlegemet BB_1F skal være i Ligevægt for Kræfterne G_1 , E_1 og Q_1 , denne sidste virkende skraat opad. Med de sædvanlig anvendte og de paa Figuren angivne Betegnelser haves da:

$$\left. \begin{aligned} G + Q_1 \cos(\vartheta_1 - \varrho) &= Q \cos(\vartheta + \varrho) \\ E_p + Q_1 \sin(\vartheta_1 - \varrho) &= Q \sin(\vartheta + \varrho) \end{aligned} \right\} \quad (127)$$

samt

$$G_1 = Q_1 \cos(\vartheta_1 - \varrho), \quad Q_1 = \frac{G_1}{\cos(\vartheta_1 - \varrho)},$$

som indsat i (127), og ved Elimination af Q giver:

$$E_p = (G + G_1) \operatorname{tg}(\vartheta + \varrho) - G_1 \operatorname{tg}(\vartheta_1 - \varrho). \quad (128)$$

Endvidere haves:

$$G + G_1 = \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{ctg} \vartheta,$$

$$G_1 = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \operatorname{ctg} \vartheta_1,$$

som indsat i (128) giver:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{ctg} \vartheta \operatorname{tg}(\vartheta + \varrho) - \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \operatorname{ctg} \vartheta_1 \operatorname{tg}(\vartheta_1 - \varrho).$$

Minimum af E_p faas for:

$$\vartheta = 45^\circ - \frac{\varrho}{2} \quad \text{og} \quad \vartheta_1 = 45^\circ + \frac{\varrho}{2}, \quad \text{hvorefter der findes:}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right). \quad (129)$$

Fradrages det paa Pladens Bagside virkende aktive Jordtryk, faas, at der til Optagelse af Trækket P i Ankerbolten haves:

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) - \left(\frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 - \frac{1}{2} \gamma h_1^2 \right) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) - \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right). \end{aligned}$$

Som det vil ses, kommer man ved at regne paa den her anførte Maade til det samme Resultat, som man vilde faa for en Forankringsplade med Højde $h + h_1$, der naar helt op til Jordoverfladen. At en Forankringsplade skulde kunne yde samme Modstand, uanset hvor lille dens Højde er i Forhold til hele Højden fra Pladens Underkant til Jordoverfladen, maa imidlertid forekomme at være i Modstrid med de virkelige Forhold; det saaledes fundne Resultat kan i det mindste ikke have Gyldighed, hvis h er meget lille i Forhold til h_1 .

Af *W. Buchholz*¹⁾ er udført nogle Laboratorieforsøg vedrørende pas-

¹⁾ *W. Buchholz*: Erdwiderstand auf Ankerplatten. Jahrbuch der Hafentech-nischen Gesellschaft. 1930—31.

sivt Jordtryk paa Forankringsplader. Ved Forsøgene anvendtes Sand, hvis Sammensætning efter Kornstørrelse var:

2 mm < d	: ca. 3 %
1 » < d < 2 mm	: - 7 %
0,5 » < d < 1 »	: - 35 %
0,24 » < d < 0,5 »	: - 40 %
d < 0,24 »	: - 15 %

og for hvilket iøvrigt havdes:

Rumvægt (tørt)	$\gamma = 1,67 \text{ t/m}^3$.
Poretal	$\epsilon_0 = 0,534$.
— (i Forsøgs-Tilstand)	$\epsilon = 0,442$.
—	$\epsilon_{\text{min}} = 0,381$.
Fortætningsgrad	$F = 0,402$.
Relativ Tæthed i Forsøgs-Tilstand	$D = 0,60$.
Friktionsvinkel	$\varphi = \text{ca. } 33^\circ$.
Skræntvinkel	$\rho = \text{ca. } 33^\circ$.

Forsøgene udførtes med Forankringsplader af Dimensioner fra 10×10 cm til 30×40 cm (Højde \times Bredde) og med fra 0,37 m til 0,92 m Jordhøjde over Pladeunderkant. Forsøgene viste, at Glidlegerne

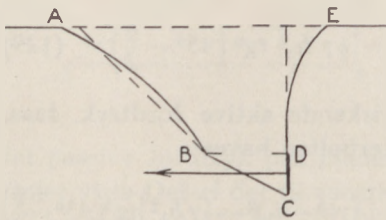


Fig. 109.

(A B C D E A, Fig. 109) naaede op til Jordoverfladen ved Pladen, og at Glidefladen var omtrent plan paa det nederste Stykke (indtil i Højde med Pladens Overkant) og her med Hældningsvinkel omtrent lig $45^\circ - \frac{\rho}{2}$, medens den fra B og videre til Jordoverfladen havde et væsentligt stejlere Forløb.

Paa Grundlag af Resultaterne fra de her omhandlede Forsøg foreslaar *W. Buchholz* at sætte:

$$E_p = \mu \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right) \quad (130)$$

med Gyldighed for $\frac{h+h_1}{h} < 5,5$, idet der for μ anvendes følgende Værdier:

	$\rho = 25^\circ$	30°	35°
	μ	μ	μ
$\frac{h+h_1}{h} = 1$	1,0	1,0	1,0
2	0,95	0,96	0,98
3	0,93	0,94	0,97
4	0,91	0,93	0,95
5	0,90	0,92	0,94

Fradraget for aktivt Jordtryk paa Ankerpladens Bagside skal her regnes lig med det til hele Højden $h + h_1$ svarende aktive Jordtryk.

Som det ses af ovenstaaende Talværdier for Koefficienten μ , er den ved (130) bestemte Størrelse for E_p kun i ringe Grad afhængig af Forholdet mellem Pladens Højde og Jordhøjden, altsaa noget nær overensstemmende med, hvad der faas af den ovenfor udledede Formel (129).

Af forsigtighedsmæssige Grunde bør man dog, indtil Erfaringen fra Praksis har godtgjort Berettigelsen af, at der kan regnes med passivt Jordtryk bestemt ved Formel (130), ved Dimensionsberegninger nøjes med at ansætte det passive Jordtryk til den Størrelse, der svarer til det i Fig. 108 viste Diagram 1-2-3-4, eventuelt forøget med en skøns-mæssig anslaaet Brøkdæl af Differensen mellem denne Størrelse for det passive Jordtryk og den Størrelse, der faas af (130).

152. Korte Forankringsplader (Fig. 110). Hvis Pladens Længde er l , vilde der for det passive Jordtryk paa Pladen AB (der her er forudsat at naa helt op til Jordoverfladen), beregnet efter de almindelige Regler, faas:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\theta}{2} \right) l,$$

svarende til et prismatisk Glidelegeme ABC af Længde l . Pladen vil imidlertid yde større Modstand mod Bevægelse, end hvad der faas af ovenstaaende Udtryk, paa Grund af, at der foruden Forskydningsmodstanden i Glideplanen AC ogsaa vil være Forskydningsmodstande i de lodrette Skilleflader B_1C_1 og B_2C_2 at overvinde, hvis det betragtede Glidelegeme skal forskydes.

Vil man fastholde Forudsætningen om det prismatisk formede Glidelegeme ABC , kunde det ligge nær at søge de nævnte yderligere Forskydningsmodstande indført ved at regne med aktive Jordtryk i Snitfladerne B_1C_1 og B_2C_2 (Arealet af hver af disse lig med Trekantsarealet ABC) og sætte Forskydningsmodstandene lig med en Friktionskoefficient Gange disse aktive Jordtryk. Det Resultat, man kommer til ved at regne paa denne Maade, stemmer dog kun daarligt overens med Erfaringsresultater (giver for smaa Værdier for den samlede Modstand

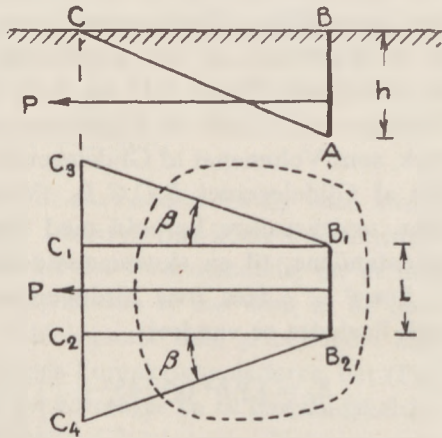


Fig. 110.

mod Pladens Forskydning), og den nævnte Beregningsmaade forekommer ogsaa lidet rimelig af den Grund, at man ved kohæsiv Jord vilde finde mindre Værdier for aktivt Jordtryk og altsaa mindre Værdier for Forskydningsmodstandene langs Glidelegemets Sideflader end for kohæsionsfri Jord, medens Forholdet i Virkeligheden er, at Kohæsionen bevirker en Forøgelse af Modstanden mod Pladens og Glidelegemets Forskydning.

En Beregningsmaade, der antagelig fører til passende Værdier for Jordtryk i det her omhandlede Tilfælde, gaar ud paa, at der i Stedet for det prismatiske Glidelegeme regnes med et Glidelegeme, der nedadtil er begrænset af den sædvanlige Glideplan AC og til Siderne af de to lodrette Planer B_1C_3 og B_2C_4 , og da med et passivt Jordtryk, der forholder sig til det til Glidelegemet $B_1C_1C_2B_2$ svarende passive Jordtryk, som Volumenet af Glidelegemet $B_1C_3C_4B_2$ forholder sig til Volumenet af Glidelegemet $B_1C_1C_2B_2$. Vinklen β sættes i Reglen lig med ϱ , eller, under usikre Forhold med Hensyn til Vurderingen af Friktionsmodstandene, til en skønsommæssig anslaaet noget mindre Størrelse.

For $\beta = \varrho$ faas, hvis Jordoverfladen er vandret og det passive Jordtryk ligeledes er vandret:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) \left[l + \frac{2}{3} h \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) \operatorname{tg} \varrho \right]. \quad (131)$$

Saafermt Forankringspladen ikke naar helt op til Jordoverfladen, maa der indføres en Reduktion af det paa den her angivne Maade bestemte passive Jordtryk, efter samme Regel, som man vil anvende for en lang Forankringsplade.

De før omtalte af *W. Buchholz* udførte Forsøg drejede sig særlig om Undersøgelse vedrørende korte Forankringsplader. Foruden det før nævnte angaaende Glidelegemets Form i lodret Snit vinkelret paa Pladen fandtes, at Glidelegemet ogsaa i Retningen parallel med Pladen i Form afveg en Del fra det for Udledelsen af Udtrykket (131) forudsatte (i Fig. 110: $B_1C_3C_4B_2$). Skæringslinien mellem Glidelegemets Begrænsningsflade og Jordoverfladen fandtes at ligge omtrent som vist med punkteret Linie i Fig. 110, og den Fordybning i Sandet, som fremkom, naar Glidelegemets Sand gravedes ud, havde Form som et Krater.

Paa Grundlag af Forsøgsresultaterne har *Buchholz* foreslaaet at sætte:

For en kvadratisk Plade med Højde h og med Overkanten i Dybden h_1 under Jordoverfladen:

$$E_p = \eta \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) h,$$

og for en rektangulær Plade med Højden h og Længden l :

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma (h + h_1)^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) (\mu l + (\eta - \mu) h), \quad (132)$$

hvor der, for $\varrho = 32,5^\circ$, sættes:

$\frac{h + h_1}{h}$	μ	η
1	1	2,1
2	0,97	2,2
3	0,96	2,4
4	0,95	2,7
5	0,93	3,0

For en Forankringsplade, der naar helt til Jordoverfladen, faas af (132), for $\varrho = 32,5^\circ$:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 (3,31 + 3,6 h),$$

medens (131) giver:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 (3,31 + 2,56 h).$$

Som det vil ses er Forskellen mellem de to Værdier for E_p ikke stor.

En Betingelse for, at der for passivt Jordtryk paa korte Forankringsplader kan regnes saaledes, som anført i det foranstaaende, er, at den indbyrdes Afstand mellem Forankringspladerne er saa stor, at de paa regnede Glidelegemer ikke griber ind i hinanden. Ligger Forankringspladerne tæt (Fig. 111), maa der foretages en til Formindskelsen af det effektive Glidelegemes Volumen svarende Reduktion af det passive Jordtryk.

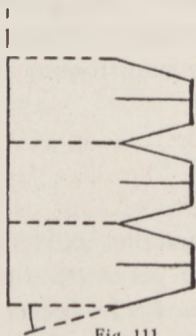
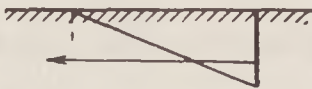


Fig. 111.

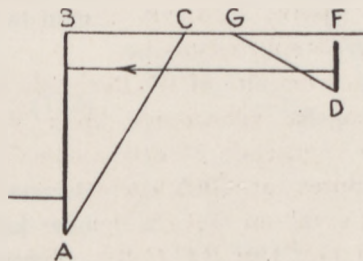


Fig. 112.

153. Forankringspladens Afstand fra Væggen. For at der skal kunne paaregnes fuldt passivt Jordtryk paa en Forankringsplade DF (Fig. 112), maa denne ligge saa langt fra den Væg AB , der skal fastholdes ved Hjælp af Pladen, at de to Glideplaner, AC for det aktive Jordtryk paa Væggen AB , og DG for det passive Jordtryk paa Pladen DF , ikke skærer hinanden under Jordoverfladen.

Ligger Pladen nærmere ved Væggen AB , maa det passive Jordtryk paa Pladen paaregnes at kunne blive væsentlig formindsket. Ved Be-

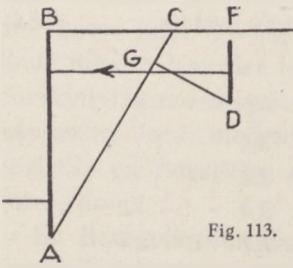


Fig. 113.

regningen af det passive Jordtryk maa man i saa Tilfælde betragte $AGCF$ (Fig. 113) som Jordoverflade og da foretage Jordtryksbestemmelsen f. Eks. saaledes, som omtalt i § 119. Herved maa det erindres, at Glideplansretningen DG afhænger af Jordoverfladens Form og derfor ikke er den samme som den, der gælder for plan Jordoverflade. I de to, i henholdsvis Fig. 112 og Fig. 113 viste Tilfælde er Glideplanernes Hældningsvinkler derfor indbyrdes forskellige.

IV. JORDBUNDENS FORHOLD UNDER BELASTNING.

154. Belastningen fra et Bygværk overføres til Byggegrunden gennem Bygværkets Fundament. Med Hensyn til de fra Belastningen hidrørende Paavirkninger paa Byggegrunden og til Jordbundens Evne til at optage disse Paavirkninger maa der skelnes mellem de Tilfælde, hvor Fundamentet hviler direkte paa Jordbunden (*Fladebelastning*), og de Tilfælde, hvor Overførelsen af Belastningen sker gennem Pæle, der er ført ned i Jordbunden (*Pælebelastning* paa Jordbunden).

A. Fladebelastning.

1. Arbejdslinie. Tryk og Nedsynkning.

155. Jordbundens Arbejdslinie. Ved Belastning af en paa Jordbunden liggende stiv Plade, trykkes denne noget ned i Jorden ¹⁾. En Kurve, Arbejdslinien, der angiver sammenhørende Værdier af Belastning q (pr. Arealenhed) og Pladens Nedsynkning s , faar, i store Træk, det i Fig. 114 viste Forløb ²⁾. Ved smaa Belastninger er s ret nær proportional med q , saaledes at man kan sætte

$$s = \frac{q}{c}, \quad (133)$$

hvor c (Nedsynkningstallet) er en Materialkonstant, svarende til Elasticitetstallet ved faste elastiske Legemer. Den Belastning q_p , indtil hvilken Arbejdslinien med passende Tilnærmelse kan regnes at være en ret Linie, kaldes her, ligesom det gøres ved faste elastiske Legemer, *Proportionalitetsgrænsen*.

Ved Belastninger, der er større end Proportionalitetsgrænsen, vokser Nedsynkningerne stærkere end Belastningen. Den Belastning q_g , ved hvilken Tilvæksten i Nedsynkning begynder at vokse meget stærkt med

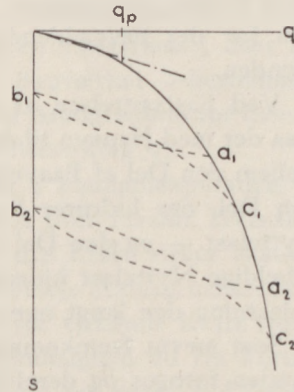


Fig. 114.

¹⁾ Det nærmere angaaende Jordens Kompression ved Trykpaavirkninger er omtalt i Afsnit II.

²⁾ Se §§ 40 og 65, om Tryk-Poretalsdiagrammer.

Belastningsforøgelsen (hvor Arbejdsliniens Tangent nærmer sig til at blive lodret), betegnes sædvanlig som Jordbundens Brudgrænse. Da der ved Belastning paa Jordbund ikke opstaar noget egentlig Brud — paa samme Maade, som det sker ved faste Legemer — anvendes ogsaa andre Betegnelser, som f. Eks. Glidegrænse, Grænse-Bæreevne o. a.

Ved Aflastning af Pladen hæver denne sig, idet den ved Belastnings-trykket komprimerede Del af Jordbunden ekspanderer (kvælder ud). Ved fuldstændig Aflastning hæves Jordbundens Overflade dog ikke op til samme Stilling, som den havde før Anbringelsen af Belastningen paa Pladen. Kurvestykkerne a_1b_1 og a_2b_2 angiver Løftningerne ved Aflastning, b_1c_1 og b_2c_2 Nedsynkningerne ved fornyet Belastning efter Aflastning.

Jordbundens Bæreevne forringes i Almindelighed ikke, ved at den paavirkes med Belastning lig med eller større end Brudgrænsen. Efter Aflastning haves ved fornyet Belastning omtrent samme Forhold mellem Nedsynkning og Belastning som før Paavirkningen til Brudgrænsen.

156. Tilladelig Belastning. Ved Hjælp af Arbejdslinien for en i givet Tilfælde foreliggende Jordbund¹⁾ kan man bestemme Størrelsen af den for det paagældende Bygværk tilladelige Belastning paa Byggegrunden.

Ved Fastsættelsen af den tilladelige Belastning paa Byggegrunden, maa der med Hensyn til de Kræfter, der skal overføres til denne, skelnes mellem den Del af Paavirkningen paa Byggegrunden, der er konstant — den Del, der hidrører fra Egenvægten af Bygværket og fra hvilende Nyttelast — og den Del af Paavirkningen, der varierer — den fra den tilfældige Nyttelast hidrørende Del. I Almindelighed er den konstante Belastning den langt overvejende Del af hele Belastningen.

Som nævnt fremkommer der for hver Gang, Belastningen paa Jordbunden forøges og derefter formindskes, en vis blivende Nedsynkning. Et Bygværk vil derfor ved en stadig gentagen Variation af Belastningen vedblivende sætte sig noget. Disse blivende Nedsynkninger aftager imidlertid i Størrelse og nærmer sig, med voksende Antal af Belastningsvariationer, saaledes mod Nul, at Summen af de blivende Nedsynkninger for stadig gentagne Belastningsvariationer bliver en endelig Størrelse, d. v. s. at Sætningerne af Bygværket efterhaanden hører op.

Jo nærmere Maksimalbelastningen ligger ved Brudgrænsen for Jord-

¹⁾ Arbejdsliniens Forløb afhænger foruden af Jordbundens Beskaffenhed ogsaa af Trykfladens Størrelse og Form. Se herom: §§ 167—168.

bunden, desto større er Tilvæksterne i blivende Nedsynkning ved Belastningsvariationerne. Hvis derfor den i Tidens Løb som Følge af Belastningsvariationerne fremkomne Sætning af et Bygværk ikke skal blive for stor, maa det til Totalpaavirkningen svarende Tryk kun være en Brøkdel af Jordbundens Brudgrænse. Den tilladelige Belastning paa Jordbunden sættes til $\frac{1}{n}q_g$, hvor n er en Sikkerhedsfaktor. Denne bør efter det anførte vælges forholdsvis større, jo større den paa Bygværket kommende varierende Nyttelast er i Forhold til Summen af Bygværkets Egenvægt og den konstante Nyttelast. Ret almindeligt bruges Værdier af n liggende mellem 3 og 5.

En Betingelse for, at man saaledes kan fastsætte den tilladelige Belastning til $\frac{1}{n}$ af Brudgrænsen, er det imidlertid, at det paagældende Bygværk kan taale den med en saadan Paavirkning paa Jordbunden følgende Sætning. Om dette er Tilfældet, afhænger af selve Bygværkets Konstruktion, dets Karakter eller af andre lignende Forhold. Hvis der for det paagældende Bygværk er fastsat en vis Grænse s_1 for den tilladelige Nedsynkning af Fundamentet — f. Eks. paa Grund af, at de af Understøtningernes Eftergiven foraarsagede Ekstraspændinger i Bygværkets Konstruktionsdele skal holdes under en vis Grænse, eller af, at der ikke maa fremkomme skadelige Revner i Bygværket — bestemmes den tilladelige Belastning for Jordbunden ikke af Brudgrænsen for denne, men som den til Nedsynkningen s_1 svarende Belastning q_1 .

Der er ved det her anførte tænkt, at det i Fundamentsfladen til Jordbunden overførte Tryk er ensformig fordelt over Fladen. Hvis den fra Fundamentet til Byggegrunden overførte ydre Kraft virker ekscentrisk, bliver Trykket paa Jordbunden alene af denne Aarsag uensformig fordelt¹⁾. Ved Beregning af de af en ekscentrisk virkende Kraft fremkaldte Tryk paa Jordbunden gaar man i Almindelighed ud fra Forudsætning om retlinet Spændingsfordeling, ligesom det gøres ved Spændingsberegninger for Snit i faste Legemer. Da denne Beregningsmaades Berettigelse er betinget af, at der er Proportionalitet mellem Spænding og Nedsynkning, bør der derfor til det ovenfor anførte om Fastsættelse af tilladelig Belastning for Jordbund føjes den Regel, at ved ekscentrisk paavirket Fundamentsflade kan den tilladelige Belastning i Almindelighed højst sættes lig med Proportionalitetsgrænsen.

¹⁾ Om Trykfordelingen ved Fladebelastning, se § 164.

157. Jordbundens Forhold under Fladebelastning afhænger først og fremmest af Jordbundens Beskaffenhed, men stiller sig i visse Henseender desuden noget forskelligt, efter som Jorden tæt under den belastede Flade er hindret i at vige ud til Siden, saaledes som Tilfældet f. Eks. er, naar Fundamentet er omsluttet af en ned i Jordbunden ført Spunsvæg, eller saadan Sidebevægelse af Jorden ikke er hindret. Med Hensyn til Jordbundens Beskaffenhed kan der skelnes mellem de to Grupper af Jordbundsarter: Friktionsjord, d. v. s. Jordbund bestaaende af relativt store Korn, fortrinsvis af sammentrængt Form (f. Eks. Grus og Sand), og kohæsiv Jord, d. v. s. Jordbund bestaaende af fine Korn med større eller mindre Indhold af skælformede Korn (Ler og Blandinger af Ler og Sand).

158. Tryk og Nedsynkning ved Friktionsjord. Det ved en lodret Belastning af en paa Jordbunden liggende Plade fremkaldte Tryk paa Jordbunden forplanter sig saavel lodret ned i Jorden som skraat ud til Siderne i Jorden under Trykfladens Plan og bevirker, at et nedadtil voksende Volumen af Jorden under Trykfladen komprimeres. Trykspændingerne og dermed Fortætningsgraden i dette Jordvolumen er størst umiddelbart under Belastningspladen og aftager med voksende Dybde under Pladen. Som Følge af Kompressionen sker der en vis Nedsynkning af Pladen, og denne Nedsynkning er, saaledes som tidligere nævnt, afhængig dels af Trykkets Størrelse, dels af Jordbundens Lejringsstæthed og er i Almindelighed proportional med Trykkets Størrelse. Nedsynkningen indtræder og naar sin fulde Størrelse straks ved Belastningens Anbringelse, eller ganske kort Tid derefter.

Naar Belastningen er vokset til en vis Størrelse, sker den af yderligere Belastningsforøgelse foraarsagede Nedsynkning ved, at en Del af Jordmassen under Belastningspladen fortrænges ud til Siden, og samtidig hermed finder der en Hævning af Jordbunden Sted omkring Pladen (Fig. 115). Den Belastning, ved hvilken Jorden under Pladen begynder at vige ud til Siden, er at betragte som Brudgrænsen for den paa-gældende Jordbund.

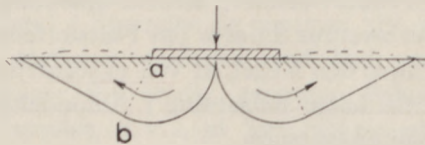


Fig. 115.

De Nedsynkninger, der finder Sted, naar Belastningen overstiger Brudgrænsen, tiltager ikke jævnt med voksende Tryk, saaledes som Tilfældet er med de Nedsynkninger, der skyldes Jordbundens Kompression, men indtræder rykvis og er desuden, for samme Tryktilvækster, meget store i Forhold til Kompressions-Nedsynkningerne.

De Forskydninger i Jorden, der sker, naar Jorden under Belastningspladen begynder at vige ud til Siden, og Jorden omkring Pladen hæves, er af samme Art som de Forskydningsbevægelser, der fremkommer i en mod en Væg støttende Jordmasse, naar Væggen trykkes ind mod Jorden med saa stor Kraft, at det passive Jordtryk overvindes. Den som Følge af Belastningen paa Pladen komprimerede Jord vil være i en vis Spændingstilstand og derfor udøve Tryk i alle Retninger paa den omgivende Jord. Naar Trykket paa denne — f. Eks. i en Snitflade ab , Fig. 115 — er blevet lige saa stort som det passive Jordtryk fra den omgivende Jord, dannes der Glideflader i denne og sker Forskydninger i Jorden langs disse Glideflader, saaledes at der bliver Plads for den videre Nedsynkning af Pladen.

Hvis Belastningspladen ligger i stor Dybde under Jordbundens Overflade (dybt liggende Fundament), er Brudgrænsen — defineret som den Belastning q_g , ved hvilken Tilvæksterne i Nedsynkning begynder at vokse stærkt med Belastningsforøgelserne (§ 155) — sædvanlig en Del mindre end den Belastning, ved hvilken der sker Hævning af Jordbundens Overflade (svarende til, at Glidefladerne naar helt op til Overfladen) og sker rykvise Nedsynkninger af Belastningspladen, saaledes som ovenfor nævnt. I dette Tilfælde er det passive Jordtryk, som skal overvindes, for at den omgivende Jord helt op til Overfladen skal kunne forskydes opad, meget stort, og en Del af den under Belastningspladen værende Jord kan da godt vige ud til Siden, uden at der sker den med Overvindelse af hele det passive Jordtryk følgende Løftning af den omgivende Jord, nemlig ved, at den over Belastningspladens Plan liggende Jord, eller en Del deraf, komprimeres, saaledes at der bliver Plads for den Del af Jorden under Pladen, der fortrænges til Siden ved Pladens Nedsynkning. De Nedsynkninger af Belastningspladen, som finder Sted, naar Jorden under Pladen fortrænges, uden at der derved sker Dannelse af Glideflader op til Jordbundens Overflade og Hævning af denne, foregaar nogenlunde jævnt og ikke rykvis, saaledes som Tilfældet er, naar det passive Jordtryk i hele Jordhøjden overvindes, og Jordbunden omkring Pladen løftes, men Tilvæksterne i Nedsynkning er sædvanlig dog saa store i Forhold til Belastningsforøgelserne, at Brudgrænsen maa regnes at være den Belastning, ved hvilken Jorddelene begynder at vige ud til Siden under Trykfladen, saaledes som nævnt. Ved Forøgelse af Belastningen ud over den saaledes fastlagte Brudgrænse komprimeres den omgivende Jord mere og mere, og ved en vis Kompressionsgrad indtræder da lignende Forhold som de, der haves ved en paa Jordbundens Overflade liggende Belastningsplade, nemlig Overvindelse af det passive

Jordtryk i hele Jordhøjden, Dannelse af Glideflader og Løftning af den omgivende Jordbund ¹⁾).

Hvis Jorden under Belastningspladen er hindret i at vige ud til Siden paa Grund af, at Fundamentet er omsluttet af en Spunsvæg, er Nedsynkningerne indtil Brudgrænsen noget mindre, end Tilfældet er, hvis Sideudvidelsen ikke er hindret. Dette skyldes, at det Jordvolumen, som komprimeres, her i Hovedsagen er begrænset til det inden for Spunsvæggen værende mindre Jordlegeme. Nedsynkningerne holder sig nogenlunde proportionale med Belastningerne omtrent helt til Brudgrænsen. Med Hensyn til Brudgrænsen haves lignende Forhold som ved dybt liggende Trykflade, idet den vandrette Snitflade ved Væggens nedre Kant her er at betragte som Trykflade. Naar Belastningen har naaet en vis Størrelse, begynder hele det af Væggen omsluttede Jordlegeme at synke, idet den Jord, der ligger neden for Væggens Kant, trykkes til Siden. Ved at Kompressionen, som, indtil denne Bevægelse indtræder, hovedsagelig er begrænset til Jorden inden for Væggen, derved udstrækkes til et betydelig større Jordvolumen, nemlig til den omgivende Jord uden for Væggen, (saavel under som over dennes Kant), bliver Tilvæksterne i Nedsynkning saa meget større end forud, at den til denne Situation svarende Belastning er at betragte som Brudgrænse.

Dersom den Væg, der omslutter Fundamentsfladen, kun rækker lidt ned under denne, kan Brudgrænsen være bestemt af Indtræden af rykvisse Nedsynkninger med samtidig Løftning af den omgivende Jord, saaledes som omtalt ovenfor ²⁾).

159. Ved kohæsiv Jord er der i Reglen større Forskel mellem Proportionalitetsgrænse og Brudgrænse, end der er ved Friktionsjord, og Overgangen fra de ganske smaa Nedsynkningstilvækster ved Belastninger under Proportionalitetsgrænsen til de store Nedsynkningstilvæk-

¹⁾ Tænker vi os Belastningsplader anbragt i indbyrdes forskellige Dybder under Jordbundens Overflade, vil der for de Pladers Vedkommende, der ligger højere end i en vis Afstand fra Jordbundens Overflade, ved Brudgrænsen ske rykvisse Nedsynkninger af Pladen og Løftning af den omgivende Jordbunds Overflade, medens der for de dybere liggende Pladers Vedkommende blot sker Kompression af den omliggende Jord ved Belastning lig med Brudgrænsen. For den største af de Dybder, ved hvilke der finder Løftning af Jordbunden Sted og sker rykvisse Nedsynkninger af Pladen, har *Terzaghi* indført en særlig Betegnelse: *Den kritiske Funderingsdybde*. Størrelsen af den kritiske Funderingsdybde er afhængig af Jordbundens Lejringsforhold og af Trykfladens Størrelse og Form. Jo løsere Jordens Lejrning er, desto mindre er den kritiske Dybde.

²⁾ Dette vil være Tilfældet, hvis Kanten af den omsluttende Væg ligger i en Dybde, der er mindre end den kritiske Funderingsdybde.

ster i Nærheden af Brudgrænsen er her tillige mere jævn end den tilsvarende Overgang ved Friktionsjord.

Hvis Jordens Porer er vandfyldte — hvad der sædvanlig er Tilfældet ved de mere udprægede af de under denne Gruppe hørende Slags Jordbund (Ler og stærkt lerede Jordarter) — afhænger Forholdet mellem Nedsynkning og Tryk (Arbejdslinien) i høj Grad af, om Belastningsforøgelserne følger hurtig efter hinanden, eller der hængaar lang Tid mellem hver Forøgelse af Belastningen. Straks efter Anbringelse af en Belastning faas en vis lille Nedsynkning, men Belastningspladens Bevægelse fortsættes derefter, for uforandret Belastning, i lang Tid (Fig. 116). En stiliseret Arbejdslinie ¹⁾, svarende til uendelig Varighed af de enkelte Belastningstrin, faar den i Figuren med punkteret Linie viste Form.

Aarsagen til, at Nedsynkningerne tager lang Tid, er det i § 65 omtalte Forhold, at den for Jordbundens Kompression fornødne Fortrængning af Porevand foregaar meget langsomt paa Grund af den store Modstand mod Vandets Bevægelse gennem Jordmassens meget fine Porer.



Fig. 116.

Udkvældning af Jorden ved Aflastning og den dermed følgende Løftning af Belastningspladen sker ligeledes meget langsomt, idet der, for at Udkvældningen skal kunne finde Sted, maa foregaa Indsugning af Vand i Porerne.

Hvis der i Løbet af relativ kort Tid anbringes en større Belastning paa saadan Jordbund med vandfyldte Porer, kommer Porevandet under en til Modstanden mod Vandets Bevægelse i Porerne svarende hydrodynamisk Spænding, og Jordbunden vil til at begynde med forholde sig omtrent som en træg Vædske eller usammentrykkelig plastisk Masse, og Nedsynkningerne for Belastninger, der er mindre end Brudgrænsen, er her forholdsvis smaa. Naar Belastningen overstiger Brudgrænsen — den Belastning, ved hvilken Jorden under Belastningspladen begynder at vige ud til Siden — sker der Løftning af Jorden omkring Pladen, men i dette Tilfælde (hurtig voksende Belastning) hæver Jordbundens Overflade sig i større Udstrækning omkring Pladen, end det sker ved Friktionsjord.

Dersom man lader Belastningen stige ganske langsomt fra Nul, saaledes at Porevandet faar Tid til at flyde ud, efterhaanden som Belastningen vokser, komprimeres Jorden under Belastningspladen, og dennes Nedsynkning for Belastninger, der er mindre end Brudgrænsen, bliver derfor her større end i Tilfælde af hurtig Belastningsstigning. Forholdene

¹⁾ § 66.

ved Belastning omkring Brudgrænsen vil her antagelig være nogenlunde de samme, som de er ved Friktionsjord, nemlig Fortrængning til Siden af den under Pladen liggende Jord, Overvindelse af det passive Jordtryk fra den omgivende Jord, Dannelse af Glideflader og Løftning kun af den nærmest Pladen værende Del af den omgivende Jord.

2. Statisk Bestemmelse af Jordbunds Bæreevne.

160. Forudsættes det, at der ved Brudgrænsen er en saadan Spændingstilstand til Stede i Jordmassen, at det aktive Jordtryk paa den ene Side af en eller anden Snitflade i Jordmassen, som f. Eks. ab i Fig. 115, er paa Nippet til at overvinde det passive Jordtryk paa den modsatte Side af samme Snitflade, kan der opstilles forskellige Beregningsmaader til Bestemmelse af Jordbundens Brudgrænse, idet man herved benytter sig af de af Jordtryksteorien udledede Regler vedrørende aktivt og passivt Jordtryk¹⁾. Den Usikkerhed, hvormed Behandlingen af Jordtryksproblemerne i det hele taget er behæftet (saaledes f. Eks. med Hensyn til Glidefladernes Form) i Forbindelse med, at man ved Anvendelsen af Jordtryksteorien til Bestemmelse af Jordbunds Brudgrænse maa gøre ret vilkaarlige Forudsætninger, bl. a. angaaende Retning og Dybde af den Snitflade, paa hvilken der optræder de for Brudgrænsestadiet bestemmende aktive og passive Jordtryk, bevirker imidlertid, at den Bestemmelse af Jordbunds Bæreevne, der faas ved Benyttelse af saadanne Formler, som de i det følgende (§§ 161 og 162) angivne, eller som faas ved Benyttelse af de i § 163 beskrevne Fremgangsmaader, kun kan betragtes som en temmelig raat tilnærmende og ret usikker Bestemmelse.

161. **Brudgrænse-Formler; Friktionsjord.** Naar Jordbunden bestaar af Sand eller Jord af lignende Beskaffenhed, sættes for cirkulær Trykflade med Radius r :

$$q_{g_0} = \frac{2 \gamma r}{\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}, \quad (134)$$

hvor q_{g_0} er Brudgrænsen for Belastning i Jordoverfladen, γ Jordens Rumvægt²⁾ og φ Jordens Friktionsvinkel.

¹⁾ Krey: Erddruck, Erdwiderstand, 1932. Franzius: Der Grundbau, 1927. Terzaghi: Erdbaumechanik, 1925. Fellenius: Jordstatiska Beräkningar, 1926.

²⁾ For Jord under Vand skal der i Stedet for γ indsættes γ'_c . (Se § 18).

Denne Formel til Bestemmelse af Brudgrænsen q_{g_0} kommer man til ved at gøre følgende Betragtning gældende. Ved Belastningsforsøg¹⁾ er det iagttaget, at det er den i nogen Dybde under Belastningspladen liggende Del af Jordmassen, der fortrænges ud til Siden ved de rykvisse Nedsynkninger af Belastningspladen, der finder Sted, naar Trykket har naaet Brudgrænsen, medens de nærmest Pladen liggende Jorddele følger Pladens Bevægelse nedad uden Forskydning til Siden. Der gøres nu den Antagelse, at den Dybde, i hvilken Jorddelenes Bevægelse til Siden først finder Sted, kan regnes at være lig $2r$, og at Brudgrænsen er bestemt ved, at det aktive Jordtryk e_a (pr. Arealenhed) indvendig i den lodrette Cylinderflade gennem Belastningspladens Kant, i nævnte Dybde $2r$ er lig med det udvendig paa samme Cylinderflade virkende passive Jordtryk e_p (Fig. 117).

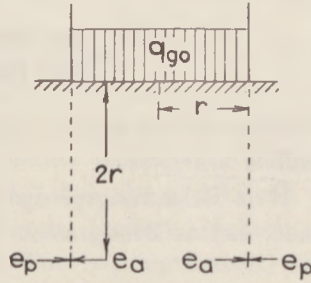


Fig. 117.

Idet Jordtrykkene forudsættes at være vandrette, og idet Jorden under Belastningspladen regnes at være paavirket af en ensformig fordelt Belastning q_{g_0} , haves:

$$e_a = (2 \gamma r + q_{g_0}) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

og

$$e_p = 2 \gamma r \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right).$$

$e_a = e_p$ giver:

$$q_{g_0} = \frac{2 \gamma r}{\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \left[1 - \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

Idet $\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ for Friktionsjord kan regnes at være lille i Forhold til 1, faas heraf:

$$q_{g_0} = \frac{2 \gamma r}{\operatorname{tg}^4 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}. \quad (134)$$

For lang rektangulær Trykflade af Bredde b faas paa tilsvarende Maade:

¹⁾ Forsøg, ved hvilke man har udøvet Tryk paa en inden for en Glasvæg anbragt Sandmasse og ved fotografisk Optagelse med lang Eksponerings-tid konstateret, hvorledes Sandkornene bevæger sig under Pladens Nedsynkning.

$$q_{g_0} = \frac{\gamma b}{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}. \quad (135)$$

For Friktionsvinklen φ angiver *Terzaghi*, at der her kan sættes:

ved løst lejret Sand: $\varphi = 33\frac{1}{3}^\circ$,

ved fast lejret Sand: $\varphi = 54^\circ$.

Som det vil ses af (134) og (135), vokser Brudgrænsen med Trykfladens Størrelse.

Hvis Belastningspladen ligger i Dybden t under Jordbundens Overflade, sættes Brudgrænsen q_{g_t} til:

$$\text{for cirkulær Trykflade: } q_{g_t} = q_{g_0} \left[1 + \frac{t}{r} + \alpha \left(\frac{t}{r} \right)^2 \right]. \quad (136)$$

$$\text{og for rektangulær Trykflade: } q_{g_t} = q_{g_0} \left[1 + \frac{t}{b} + \alpha \left(\frac{t}{b} \right)^2 \right]. \quad (137)$$

Den heri indgaaende Størrelse α er en Materialkonstant, der navnlig er afhængig af Jordbundens Lejringsstæthed. α er desto mindre, jo løsere Lejringen er, og kan antagelig regnes at ligge mellem 0,07 og 0,25.

Proportionalitetsgrænsen q_p kan efter *Terzaghi* sættes til:

ved løst lejret Sand: $q_p = 0,25 q_g$

og ved fast lejret Sand: $q_p = 0,5 q_g$.

162. Brudgrænses-Formler; kohæsiv Jord. Ved kohæsiv Jord er Forholdene, bl. a. paa Grund af, at Jordens større eller mindre Vandindhold her spiller en væsentlig Rolle, i det hele taget meget mere komplicerede, end Tilfældet er ved Friktionsjord. Det nedenfor anførte Udtryk ¹⁾ til Bestemmelse af Brudgrænsen maa nærmest betragtes som en empirisk Formel, og denne og lignende Formlers Anvendelse er betinget af, at de i Formlerne indgaaende Materialkonstanter bestemmes ved Laboratorieforsøg med Prøver af den paagældende Jordbund.

Ved kohæsiv Jord menes det, at Belastningspladens Dybde under Jordbundens Overflade kun har ringe Indflydelse paa Størrelsen af Brudgrænsen.

¹⁾ Angaaende den i det følgende ganske kortfattet beskrevne Fremgangsmaade til Bestemmelse af Brudgrænsen henvises til: *Terzaghi: Erdbaumechanik, 1925*, og til *Bygningsstatistiske Meddelelser 1930, Nr. 3: A. E. Bretting: Tilladelig Belastning af Byggegrund, specielt Ler.*

Til Bestemmelse af Brudgrænsen q_g har Terzaghi angivet følgende Formel:

$$q_g = \frac{p_k}{\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \left[1,5 + \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_o}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_o}{2}\right) \right] = C p_k, \quad (138)$$

hvor p_k er Kapillartrykket ¹⁾ i Jordmassen, φ Friktionsvinklen for Bevægelse mellem Jorddelene og φ_o Friktionsvinklen mellem Jorddelene, naar Jordmassen er i Hvile. Bestemmelse af p_k maa ske ved Hjælp af Tryk-Poretalsdiagrammet ²⁾ for den paagældende Jordart. Mellem p_k og p_ε , hvor p_ε er det til Poretallet ε (i Tryk-Poretalsdiagrammet) svarende Tryk p (Lign. (20), § 65), bestaar efter Terzaghi Relationen:

$$p_k = \frac{1 + 2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_o}{2}\right)}{3} p_\varepsilon. \quad (139)$$

Kender man Poretallet ε for den paagældende Jordart i naturlig Aflejring — dette, ligesom ogsaa Friktionsvinklerne φ og φ_o , maa findes ved Laboratorieundersøgelser af Jordprøver — faas det tilhørende p_ε af Tryk-Poretalsdiagrammet og derefter p_k af (139) og videre q_g af (138).

Idet de Grænser, inden for hvilke Størrelserne $\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$ og $\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_o}{2}\right)$ varierer (efter Jordbundens Beskaffenhed), er ret snævre, vil den i (138) indgaaende Størrelse

$$C = \frac{1,5 + \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_o}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_o}{2}\right)}{\operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

i Almindelighed ligge mellem 2 og 3.

Kapillartrykket varierer mere end Størrelsen C med Jordbundens Beskaffenhed og afhænger tillige, for samme Jordbundsart, i høj Grad af Jordmassens Konsistens. For to Slags Lerbund, I og II, hvis Sammensætning efter Kornstørrelse ³⁾ var:

	Sand og Mo	Groft Melsand	Fint Melsand	Lersubstans
I	47,5 0/0	19,3 0/0	4,9 0/0	28,3 0/0
II	11,5 0/0	18,4 0/0	28,5 0/0	41,6 0/0

1) § 46 o. flg.

2) § 65.

3) § 29.

fandt Terzaghi:

Konsistens:	I			II		
	ε	p_k kg/cm ²	q_g kg/cm ²	ε	p_k kg/cm ²	q_g kg/cm ²
Nogenlunde fast	0,49	110	332	0,4	200	406
Udrulningsgrænse	0,71	7,30	22,1	0,75	4,60	9,4
Stiv plastisk	0,96	0,80	2,42	0,98	1,08	2,2
Blød plastisk	1,21	0,35	1,06	1,22	0,47	0,96

163. Bestemmelse af Brudgrænsen ved Jordtryksberegning. Anvendelse af de af *Coulomb's* Jordtryksteori udledede simple Jordtryksberegninger til Bestemmelse af Brudgrænsen er betinget af, at der kan gøres den Forudsætning, at de ved Forskydningerne i Jordbunden op-

staaende Glideflader er plane. Ved Benyttelse af denne Forudsætning kan Brudgrænsen findes paa følgende Maade.

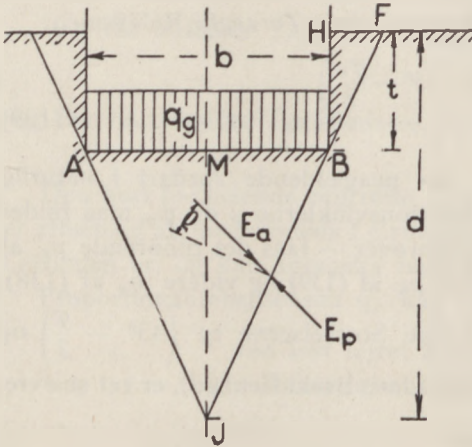


Fig. 118.

Jordtryk forudsættes at virke under en Vinkel lig med Jordens Skræntvinkel ρ med Snitfladens Normal. Naar der i Trykfladen AB overføres en Belastning q_g til Jorden, er den lodrette Komponent af det aktive

Jordtryk lig med Summen af de lodrette Kræfter: $q_g \frac{b}{2}$ og Vægtene, G_1 og G_2 af de to Jordlegemer IMB og BHF . Det aktive Jordtryks Størrelse er saaledes en Funktion dels af q_g og Trykfladens Dybde t under Jordbundens Overflade, dels af Afstanden d fra I til Jordbundens Overflade, d. v. s. af Retningen for den valgte Snitflade.

Paa Snitfladens anden Side (i Figuren den højre Side) forudsættes at virke et passivt Jordtryk. Da Jordlegemet til venstre for Snitfladen bevæger sig nedad, hvis der sker Forskydning langs Snitfladen, antages ogsaa det passive Jordtryk at danne Vinklen ρ med Snitnormalen, saaledes som angivet i Figuren.

Glideflade. Naar Jordoverfladen er vandret, saaledes som her forudsat, vil denne Glideplans Hældningsvinkel være: $\vartheta = 45^\circ - \frac{\rho}{2}$. Snitfladen IF er da bestemt ved Tangenten IN med Hældningsvinkel ϑ . OI er den til det aktive Jordtryk hørende Glideflade, IN den til det passive Jordtryk hørende Glideplan. Trykcentret for det passive Jordtryk E_p i Snitfladen IF regnes at ligge i Højden $\frac{1}{3} \overline{IF}$ over I , og i samme Punkt forudsættes det aktive Jordtryk E_a at angribe. E_a er Resultanten af de lodrette Kræfter $q_g \frac{b}{2}$ og Vægten G af Jordlegemet $OIFHB$ samt Reaktionen Q i Glidefladen. Retning og Angrebepunkt for Q bestemmes da, idet Q regnes at danne Vinklen ρ med Glidefladenormalen i Angrebepunktet ¹⁾, ved Tangenten gennem D til Cirklen med Centrum C og Radius $R \sin \rho$, hvor D er Skæringspunktet mellem Kraftlinien for $P = q_g \frac{b}{2}$ og Resultanten (K) af E_p og G . Man kan derefter, idet man har:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \overline{IF}^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\rho}{2} \right),$$

ved en Krafftrekant $P-Q-K$ finde P og deraf den til den valgte Beliggenhed af Centret C svarende Værdi for q_g . Ved Prøveudregninger med forskellig Beliggenhed af Centret C kan man bestemme den Beliggenhed af C , der giver den mindste Værdi for q_g , og denne er da den søgte Brudgrænse. Det er her forudsat, at Jorden under Trykfladen, naar Brudgrænsen overskrides, viger ud til begge Sider, symmetrisk i Forhold til den lodrette Plan gennem Trykfladens Midte. Dette behøver imidlertid ikke at være Tilfældet. Bestemmelse af Brudgrænsen paa tilsvarende Maade som beskrevet kan ske ogsaa under Forudsætning af Bevægelse af Jorden alene til den ene Side. Man skal da blot lade de cirkulærcylindriske Glideflader, der prøves med, gaa gennem Trykfladens Kant, f. Eks. saaledes som antydnet i Figuren ved den punkteret viste Cirkel gennem A .

Den her angivne Fremgangsmaade lader sig ogsaa let anvende i de Tilfælde, hvor man har at gøre med kohæsiv Jord, og hvor man i Udregningen vil indføre Kohæsionens Indflydelse paa Størrelsen af Brudgrænsen. Man skal da tilføje de i Glidefladen OI virkende Kohæsionskræfter og medtage disse ved Bestemmelsen af Resultanten K .

For det særlige Tilfælde, at Friktionens Indflydelse er ganske ringe i Forhold til Kohæsionens, angiver Krey som omtrentlig Værdi for Brudgrænsen:

¹⁾ § 137.

$$q_g = 6,6 \left(1 + \frac{t}{b} \right) c, \quad (140)$$

hvor c er Kohæsionen pr. Arealenhed, og b og t henholdsvis Trykfladens Bredde og dens Dybde under Jordbundens Overflade.

3. Det til Jordbunden overførte Tryks Fordeling.

164. Trykkets Fordeling langs Belastningsfladen. Ved Dimensionering af Fundamenter gaar man med Hensyn til Bestemmelsen af de paa Jordbunden virkende Tryk i Almindelighed ud fra, at Anlægsfladen mellem Fundamentet og Jordbunden kan betragtes som Snitflade i et Legeme, for hvilket *Hooke's Lov* gælder. En paa en fuldstændig stiv Plade centralt virkende Kraft, ligesom ogsaa en over Pladen ensformig fordelt Belastning, regnes herefter at frembringe lige store Tryk i alle Punkter af Anlægsfladen mellem Jordbunden og Pladen, og for en ekscentrisk virkende Kraft bestemmes de i Jordbundens Overflade optrædende Tryk paa sædvanlig Maade efter de ved Spændingsberegning for faste Legemer anvendte Regler, idet der regnes med retlinet Spændingsfordeling.

Ved den nævnte Forudsætning opnaas det, at Spændingsberegningerne bliver ganske simple. De Spændinger, der findes ved en saadan simpel Beregningsmaade, afviger imidlertid i mange Tilfælde betydeligt fra de virkelige optrædende Tryk.

Nogle i de senere Aar fremkomne Oplysninger om Trykfordelingen, for saa vidt angaar *Sandbund*, skyldes *F. Kögler* og *A. Scheidig*¹⁾, der har foretaget en Række i Laboratorium udførte Forsøg vedrørende dette Spørgsmaal. Forsøgene omfattede Maalinger af Tryk paa forskellige Steder tæt under en belastet stiv Plade. Til Maalingerne anvendtes nogle smaa cylindriske Metaldaaser, der var forsynet med Membranlukke og fyldt med Vædske. Daaserne anbragtes i Jordbunden (Sand) tæt under Pladen, og idet der fra hver Daase var ført et vædskefyldt Rør ud til en med Manometer forsynet Pumpe, kunde man maale det Tryk, der var fornødent for at hindre Sandet i at presse Membranen indad, og saaledes maale Trykkene paa de forskellige Steder under den belastede Plade.

Trykfordelingen for en paa en cirkulær Plade med Areal F centralt virkende Kraft P ($p_o = \frac{P}{F}$), er fremstillet i Fig. 120. Ved ikke alt for stor Belastning fandtes Trykfordelingen langs Trykfladens Diameter at være omtrent parabolisk, ved forholdsvis stor Belastning var Trykforde-

¹⁾ Die Bautechnik, 1929. *Kögler-Scheidig*: Baugrund und Bauwerk, 1938.

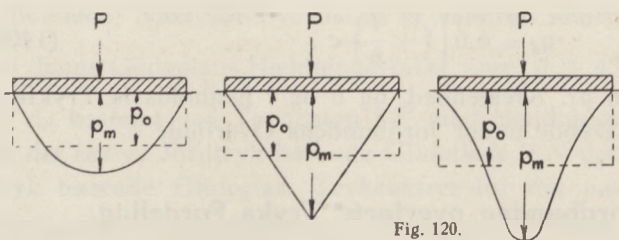


Fig. 120.

lingsfiguren en Trekant, og ved Belastning op mod Brudgrænsen en »klokkeformet« Figur som vist. For en Plade med Diameter $d = 30$ cm

fandtes det største Tryk p_m i Midten, svarende til de nævnte 3 Grader

af Trykpaavirkning, at være $(p_o = \frac{P}{F})$:

$$p_m = 2 p_o \text{ (Omdrejningsparaboloide),}$$

$$p_m = 3 p_o \text{ (Kegleflade),}$$

$$p_m > 3 p_o \text{ (»Klokke«).}$$

For en lang rektangulær Plade fandtes for de nævnte Belastningsgrader:

$$p_m = 1,5 p_o, \quad p_m = 2 p_o \quad \text{og} \quad p_m > 2 p_o.$$

Til Oplysning om Trykfordelingens Afhængighed af Trykarealets Størrelse udførtes Forsøg med Plader paa indtil 100 cm Diameter. Af Resultaterne ulededes den i Fig. 121

viste Afhængighed mellem p_m (angivet i % af p_o) og Fladens Størrelse, dennesidsteangivet, for cirkulær Trykflade (I), ved dennes Diameter d , og for lang rektangulær Trykflade (II) ved Bredden b .

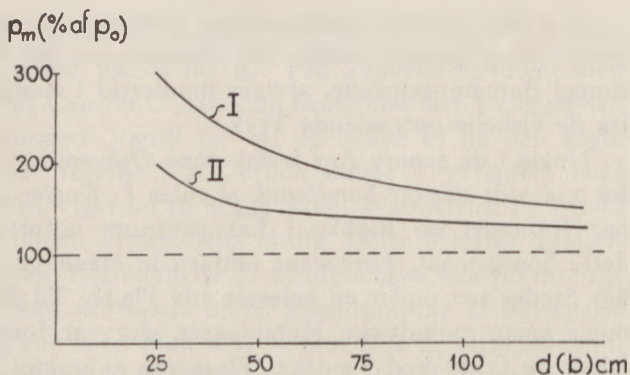


Fig. 121.

Som det vil ses af Figuren, aftager $\frac{p_m}{p_o}$ med voksende d eller b . Ved store Fundamentsflader er den Fejl, der begaas, ved at man regner med ensformig fordelt Tryk paa Byggegrunden, derfor mindre betydende.

Ved en ekscentrisk belastet rektangulær Plade af Bredde b , hvor den ydre Kraft P virker i Afstanden $\frac{1}{3} b$ fra Fladens Kant, kommer man ved Anvendelse af den almindelige Spændingsberegning (Hooke's Lov) til en Spændingsfordeling som vist i Fig. 122, nemlig med største Tryk ved den nærmest den ydre Kraft værende Kant ($\sigma_{\text{maks}} = 2 p_o = \frac{2 P}{b}$).

Efter de udførte Maalinger maa Trykfordelingen imidlertid antages at

være omtrent saaledes, som angivet i Fig. 123, den krumme Linie gældende for mindre Tryk, Trekantsfordelingen gældende for store Tryk.

Dersom den ydre Krafts Angrebepunkt ligger nær ved Fundamentsfladens Forkant, er det Areal af Fundamentsfladen, gennem hvilket Trykket overføres til Grunden, lille. I Fig. 124 er angivet den Trykfordeling, der svarer til den almindelig anvendte Spændingsberegning $\left(\sigma_{\text{maks}} = \frac{2P}{3\xi}\right)$.

Trykket ved Fundamentsfladens Kant er imidlertid i Virkeligheden Nul, og da, som ovenfor nævnt, Maksimaltrykket kan blive væsentlig større end Gennemsnitstrykket, naar Trykfladen er lille, kan det godt indtræffe, at det største Tryk i Virkeligheden bliver noget større end det beregnede $\sigma_{\text{maks}} = \frac{2P}{3\xi}$.

I Almindelighed vil der ved Dimensionering af et Fundament være flere forskellige Belastningstilfælde at tage i Betragtning¹⁾. Af det anførte fremgaar, at der kan være Anledning til at regne med en mindre Værdi for tilladeligt Tryk paa Byggegrunden for de Belastningstilfælde, ved hvilke Trykcentret falder forholdsvis nær ved Fundamentsfladens Kant, end for de Belastningstilfælde, hvor Resultanten af Kræfterne virker centralt eller omtrent centralt paa Fundamentsfladen.

Om Trykfordelingen ved *kohæsive Jordarter* haves ikke tilsvarende,

ved Belastningsforsøg som de ovenfor omtalte, erhvervet Kendskab. Det antages, at Trykfordelingen ved Ler er omtrent saaledes som vist i Fig. 125, *a* gæl-

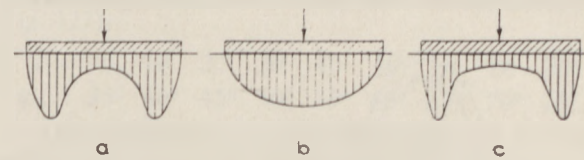


Fig. 125.

dende for stærkt kohæsivt Ler, f. Eks. Ler med vandfyldte Porer og stort Kapillartryk (stor uægte Kohæsion), eller Ler med stor ægte Kohæsion, *b* gældende for Ler med ringe Kohæsion, f. Eks. Ler under Vand (Kapillartrykket udlignet), og med ringe ægte Kohæsion. Ved Klippebund antages Trykfordelingen at være saaledes som vist i Fig. 125 *c*.

165. Spændingsfordelingen i Jordbunden. En meget simpel, men ogsaa ganske raat tilnærmende, Fremstilling af Spændingsfordelingen i

¹⁾ Afsnit V. § 182.

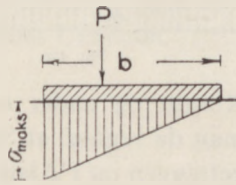


Fig. 122.

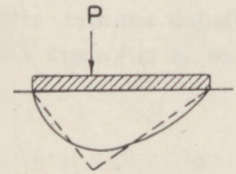


Fig. 123.

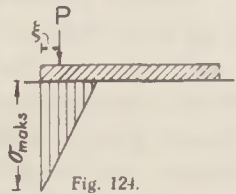


Fig. 124.

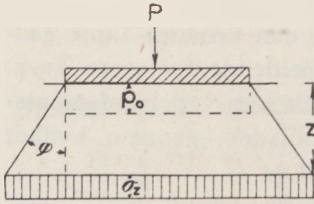


Fig. 126.

Jordbunden kommer man til ved at antage, at en paa en Plade (Fig. 126) centralt virkende Kraft frembringer et over hele Trykfladen ensformig fordelt Tryk p_0 , og at Trykket herfra spreder sig over et Jordlegeme, der begrænses af en Flade med retlinede Frembringere gennem Trykfladens Kontur og under en Vinkel φ med den ydre Kraft P 's Retning, idet man da regner, at Spændingen σ_z i enhver Snitplan, vinkelret paa Kraftretningen og i Afstanden z fra Trykfladen er lige stor overalt i hele den paagældende Snitplan. Idet σ_z saaledes, naar Kraften er lodret og Trykfladen vandret, aftager med voksende Dybde z under Trykfladen, faas for et cirkulært Trykareal:

$$\sigma_z = \frac{P}{\frac{\pi}{4}(d + 2z \operatorname{tg} \varphi)^2} = \frac{p_0}{\left(1 + 2\frac{z}{d} \operatorname{tg} \varphi\right)^2}. \quad (141)$$

Vinklen φ sættes ofte lig 45° . Ret almindeligt er det ogsaa, at sætte φ lig med Jordfriktionsvinklen eller lidt mindre end Jordfriktionsvinklen.

Den her nævnte Beregningsmaade er, eller har i det mindste hidtil været, almindelig anvendt i Praksis. Spændingsforholdene i Jorden under en belastet Flade er imidlertid i Virkeligheden langt mere komplicerede, end hvad der svarer til det ovenfor anførte. Navnlig gælder dette Spændingsfordelingen i de vandrette Snitplaner i Jordbunden, idet Spændingsfordelingen i disse afviger meget fra at være ensformig.

Af nyere Undersøgelser vedrørende Spændingsfordelingen i Jordbunden skal nævnes de af *Kögler* og *Scheidig* udførte ¹⁾. Til Maaling af de af en Belastning paa en Sandmasses Overflade fremkaldte Spændinger forskellige Steder i Sandmassen anvendtes ved disse Undersøgelser de i § 164 omtalte MaaleDaaser.

De ved nogle af Trykmaalingerne fundne Spændingsfordelinger er fremstillet i Fig. 127. Trykfladen var her cirkulær, med Diameter 45 cm.

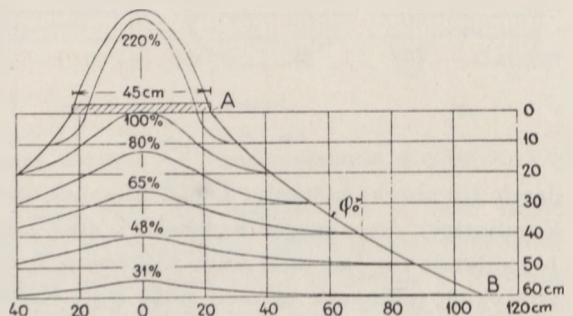


Fig. 127.

¹⁾ Die Bautechnik, 1929. Tidligere Undersøgelser af: *Boussinesq*, *Kick*, *Steiner* (Den tekniske Højskole i Prag, 1879), *Strohschneider* (Graz, 1911), *Goldbeck*, *Enger* (U. S. A., 1914—17).

Ordinaterne til de viste Kurver, regnet fra den paagældende Snitplan, angiver Størrelserne af de lodrette Spændinger i de forskellige Punkter af Skæringslinierne mellem en Diametralplan og de vandrette Snitplaner, (udtrykt i Procent af Trykket p_0 , hvor $p_0 = \frac{P}{F}$). De paaskrevne Tal angiver Størrelsen af Spændingerne under Trykfladens Centrum.

En anden Fremstillingsmaade af Spændingsfordelingen er vist i Fig. 128. Hver af de her viste Kurver gaar gennem Punkter med samme lodrette Tryk. Den oven over Jordoverfladen tegnede Kurve gælder Trykkene langs Belastningsfladen.

Som det ses af Figuren, er den Del af Jordbunden, hvori Spændingerne er nogenlunde store, og i hvilken Jordens Sammentrykning derfor hovedsagelig finder Sted, begrænset til et ret lille Omraade. Det inden for dette Omraade liggende Jordlegeme kan betegnes som: *Kompressionsomraadet*.

Den oven over Linien AB (0% -Linien, *NulTryk-Fladen*) liggende Del af Jorden er upaavirket af Belastningen.

For en cirkulær Trykflade fandtes følgende Værdier for Vinklen φ_0 mellem Vertikalen og Tangenten til NulTryk-Fladens Diametralsnit, (Fig. 127):

$z =$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	cm
$\varphi_0 =$	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	82°	85°	

NulTryk-Fladen breder sig i en vis Dybde (1,0 til 1,2 m) meget stærkt og nærmer sig her asymptotisk til den vandrette Plan.

Paa Grundlag af de foretagne Undersøgelser har *Kögler* og *Scheidig* angivet den i det følgende anførte Fremgangsmaade til Beregning af de af en lodret Belastning fremkaldte Spændinger i Jordbunden.

Ved Beregning af Spændingerne i Jordbunden maa der skelnes mellem de Tilfælde, hvor Spændingerne hidrører fra en paa et ganske lille Areal af Jordoverfladen koncentreret Belastning, og herunder mellem »Punkt«-Belastning og »Linie«-Belastning, og de Tilfælde, hvor Spændingerne hidrører fra en over et nogenlunde stort Areal fordelt Belastning (Fladebelastning), og herunder atter mellem de Tilfælde, hvor Tryk-

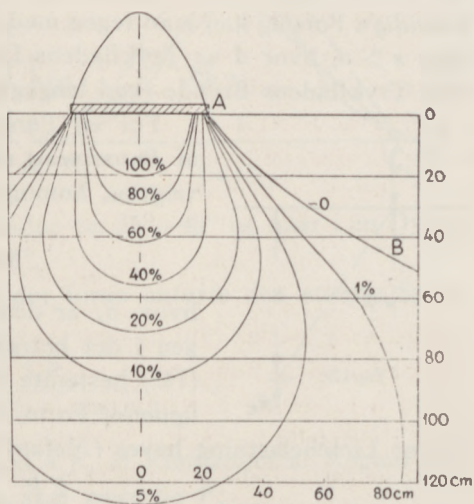
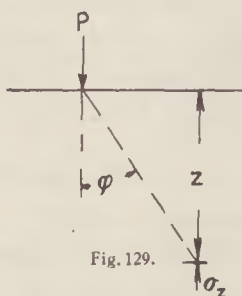


Fig. 128.

arealet er cirkulært eller af sammentrængt Form (lille Perimeter i Forhold til Arealet), og de Tilfælde, hvor Trykfladen er langagtig (rektangulær, stor Perimeter i Forhold til Arealet).

Spørgsmaalet om, hvorvidt man i givet Tilfælde har at gøre med Punktbelastning (Liniebelastning), eller med Fladebelastning, maa afgøres under Hensyntagen til, i hvilken Dybde z under Jordoverfladen det Punkt ligger, hvori Spændingen skal bestemmes. Efter *Kögler* og *Scheidig's* Forslag kan man regne med Punktbelastning (Liniebelastning), naar $z > d$, hvor d er Trykfladens Diameter (ved cirkulær Trykflade) eller Trykfladens Bredde (ved langagtig Trykflade).



For en Punktbelastning (Fig. 129) haves den af *Boussinesq* udledede Formel, gældende for en vægtløs, homogen kornet Masse:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \varphi, \quad (142)$$

hvor σ_z er den lodrette Komponent af Spændingen i det betragtede Punkt af Massen. Den ved (142) bestemte Kurve (σ_z og φ variable) har en lignende Form, som de i Fig. 127 viste Kurver.

For Liniebelastning haves (*Melan*) med tilsvarende Betegnelser:

$$\sigma_z = \frac{2P}{\pi z} \cos^4 \varphi. \quad (143)$$

Formlerne (142) og (143) forudsætter imidlertid, at Massen er homogen, og for den under Nul-Tryk-Fladen værende Jordmasses Vedkommende kan der ikke gøres denne Forudsætning, fordi den af Belastningen forårsagede Kompression er ulige fordelt i dette Jordlegeme. For Spændingerne i denne Del af Jordmassen har *Strohschneider* opstillet følgende Formler:

$$\text{for Punktbelastning: } \sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \frac{(\cos \varphi - \cotg \varphi_0 \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{1 - \cos \varphi_0} \quad (144)$$

$$\text{for Liniebelastning: } \sigma_z = \frac{P}{z \varphi_0} (\cos \varphi - \cotg \varphi_0 \sin \varphi) \cos^3 \varphi, \quad (145)$$

hvori Vinklen φ_0 (i Nævneren i (145) indgaaende som rent Tal) er Vinklen mellem Vertikalen og Tangenten til den Kurve, der faas som Skæring mellem Nul-Tryk-Fladen og en Plan gennem P (for Liniebelastning: vinkelret paa Belastnings-Linien) i det i Dybden z liggende Punkt af nævnte Kurve.

Der indføres nu den Simplifikation ved Bestemmelsen af Spændingerne i en vandret Plan, at man i Stedet for at regne med den ved (144) eller (145) bestemte Spændingsfordeling (den til en Kurve som

ABC i Fig. 130 svarende Fordeling) regner med en Trekantsfordeling A_1BC_1 med samme maksimale Spænding i Punktet lodret under Belastningen som den, der faas af (144) eller (145). Vinklen φ_p , der for den paagældende vandrette Plan giver Grænsen for det Areal f , over hvilket Trykket med Tilnærmelse regnes fordelt, faas af:

$$\int \sigma_z df = P.$$

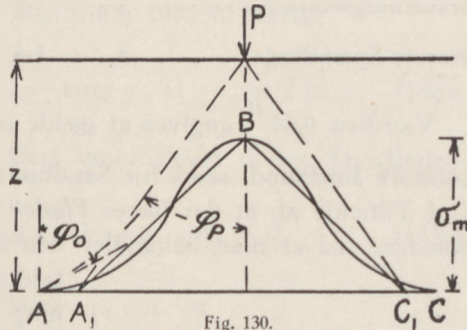


Fig. 130.

Grænsevinklen φ_0 er efter de af Kögler og Scheidig udførte Forsøg umiddelbart ved Jordoverfladen ca. 35° — 40° og naar i en Dybde af 1,0—1,2 m sin største Værdi: 90° .

For *Punktbelastning* faas efter det foran anførte den største Spænding σ_m i Dybden z (for $\varphi = 0$):

$$\sigma_m = \frac{3 P}{2 \pi z^2 (1 - \cos \varphi_0)}.$$

Endvidere haves: $\int \sigma_z df = P$, d. v. s., at Rumfanget af Keglen med Højden σ_m og Grundfladen A_1C_1 skal være lig P :

$$P = \sigma_m \frac{\pi}{3} z^2 \operatorname{tg}^2 \varphi_p = \frac{3 P}{2 \pi z^2 (1 - \cos \varphi_0)} \frac{\pi}{3} z^2 \operatorname{tg}^2 \varphi_p,$$

$$\operatorname{tg}^2 \varphi_p = 2 (1 - \cos \varphi_0).$$

Heraf faas følgende sammenhørende Værdier:

Virkelig Grænsevinkel:	$\varphi_0 = 40^\circ$	50°	60°	75°	90°
Erstatnings-Grænsevinkel:	$\varphi_p = 35^\circ$	40°	45°	50°	55°
Største Spænding:	$\sigma_m = 2,04$	1,34	0,96	0,65	$0,478 \frac{P}{z^2}$.

Værdien $0,478 \frac{P}{z^2}$, der efter det ovenfor anførte gælder for Sandbund og under Forudsætning af, at $z > \text{ca. } 1,2 \text{ m}$, angives ogsaa at gælde for fastlejret kohæsiv Jordbund og Klippebund, og da for alle Værdier af z .

For *Liniebelastning* faas paa tilsvarende Maade af (145) for $\varphi = 0$:

$$\sigma_m = \frac{P}{\varphi_0 z},$$

og, idet P er Belastningen pr. Længdeenhed af Linien, giver $\int \sigma_z df = P$:

$$P = \frac{1}{2} \sigma_m 2 z \operatorname{tg} \varphi_p = \frac{P}{\varphi_0 z} z \operatorname{tg} \varphi_p, \quad \operatorname{tg} \varphi_p = \varphi_0.$$

Heraf faas følgende sammenhørende Værdier:

Virkelig Grænsevinkel:	$\varphi_o = 40^\circ$	50°	60°	75°	90°
Erstatnings-Grænsevinkel:	$\varphi_p = 35^\circ$	40°	46°	52°	$57,5^\circ$
Største Spænding:	$\sigma_m = 1,43$	1,15	0,96	0,76	$0,64 \frac{P}{z}$.

Værdien $0,64 \frac{P}{z}$ angives at gælde almindeligt for Klippebund og fast kohæsiv Jordbund, samt for Sandbund, naar $z > \text{ca. } 1,2 \text{ m}$.

I Tilfælde af, at der haves *Fladebelastning*, kan tilsvarende Formler udledes, ved at man behandler den paa hvert Element af Trykfladen faldende Del af P som Punktbelastning i Forhold til den paagældende vandrette Snitplan i Dybden z , og summerer de fra alle Elementbelastningerne hidrørende Bidrag til Spændingerne σ_z i Snitplanen. Størrelserne af Elementbelastningerne afhænger imidlertid af, hvorledes Trykket umiddelbart under Trykfladen er fordelt (§ 164).

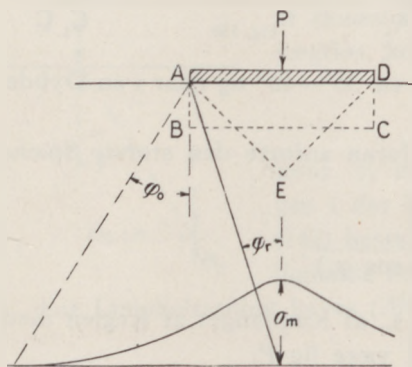


Fig. 131

For *cirkulær Trykflade* og under Forudsætning af, at Trykket umiddelbart under Trykfladen regnes ensformig fordelt (Fig. 131: $A B C D$), faas paa denne Maade for Spændingen σ_m lodret under Trykfladens Centrum:

$$\sigma_m = \frac{p_o}{1 - \cos \varphi_o} (1 - \cos^3 \varphi_r - \cotg \varphi_o \sin^3 \varphi_r), \quad (146 a)$$

hvor, idet F er Trykfladens Areal, $p_o = \frac{P}{F}$, og φ_r er Vinklen mellem Vertikalen og Linien fra det paagældende Punkt i Snitfladen til Randen af Trykfladen.

Forudsættes Trykket umiddelbart under Trykfladen trekantsfordelt (Fig. 131: $A E D$), faas:

$$\sigma_m = \frac{3 p_o}{1 - \cos \varphi_o} (1 - \cos \varphi_r) (1 - \cotg \varphi_o \tg \frac{\varphi_r}{2}). \quad (147 a)$$

Formlerne (146 a) og (147 a) gælder for Sandbund.

For fast kohæsiv Jordbund angives, svarende til henholdsvis (146 a) og (147 a):

$$\sigma_m = p_o (1 - \cos^3 \varphi_r), \quad (146 b)$$

og
$$\sigma_m = 3 p_o (1 - \cos \varphi_r) . \quad (147 b)$$

For *rektangulær Trykflade* og under Forudsætning af, at Trykket umiddelbart under Trykfladen er ensformig fordelt, haves:

$$\sigma_m = \frac{p_o}{2 \varphi_o} [\sin 2 \varphi_r + 2 \varphi_r - \cotg \varphi_o (1 - \cos 2 \varphi_r)] , \quad (148 a)$$

og med *Trekantsfordeling* af Trykket umiddelbart under Trykfladen:

$$\sigma_m = \frac{2 p_o}{\varphi_o} [\varphi_r - \cotg \varphi_o (1 - \varphi_r \cotg \varphi_r)] , \quad (149 a)$$

begge Formler gældende for Sandbund.

De tilsvarende Udtryk for fast kohæsiv Jordbund er:

$$\sigma_m = \frac{p_o}{\pi} (2 \varphi_r + \sin 2 \varphi_r) , \quad (148 b)$$

og
$$\sigma_m = \frac{4 \varphi_r}{\pi} p_o . \quad (149 b)$$

4. Bestemmelse af Jordbunds Bæreevne ved Prøvebelastning.

166. I de Tilfælde, hvor det, f. Eks. af Hensyn til det paagældende Bygværks særlige Konstruktion, er nødvendigt at have Kendskab til, hvor meget Jordbunden vil give efter for de fra Bygværket til Byggegrunden overførte Tryk, maa der foretages Prøvebelastning paa Byggegrunden. Prøvebelastning er ogsaa nødvendig i de Tilfælde, hvor man f. Eks. paa Grund af, at Jordbundens Beskaffenhed som Byggegrund er mindre god, ønsker at gaa saa nær til Grænsen for Jordbundens Bæreevne som mulig, og hvor det tilladelige Tryk paa Byggegrunden derfor ikke kan bestemmes ud fra saadanne — ellers i almindelig Byggepraksis anvendte — omtrentlige Værdier for tilladelig Belastning, som de i § 89 anførte.

Ved Belastning af en paa Jordbunden anbragt Plade og Maaling af Pladens Nedsynkninger, efterhaanden som Trykket forøges, faas de Data, der er fornødne til Optegning af en Arbejdslinie for Jordbunden. Af denne Arbejdslinie findes Jordbundens Brudgrænse og dens Proportionalitetsgrænse samt Størrelsen c i det til Formel (133)¹⁾ svarende Udtryk:

$$s = \frac{P}{c F} , \quad (150)$$

¹⁾ Side 151.

hvor s er Nedsynkningen, P Belastningen paa Trykfladen, F dennes Areal og c en Koefficient (Nedsynkningstallet).

Af Bekostningshensyn er man nødsaget til ved Prøvebelastning at anvende et i Forhold til Bygværkets Fundamentsflade ret lille Trykareal. Nedsynkningens Størrelse, for samme Tryk pr. Arealenhed, er imidlertid i nogen Grad afhængig af Trykarealets Størrelse og Form, og ved fin-kornet Jord med vandfyldte Porer tillige af Belastningens Varighed. Endvidere har Trykfordelingen umiddelbart under Trykfladen og Trykfordelingen i Jordbunden under Trykfladen ogsaa nogen Indflydelse paa Nedsynkningens Størrelse. Man kan derfor ikke, uden at der derved begaas en vis Fejl, sætte den tilladelige Belastning paa Byggegrunden lig med den Belastning, ved hvilken der ved Prøvebelastningen faas en Nedsynkning af samme Størrelse, som den for det paagældende Bygværk som tilladelig fastsatte Nedsynkning.

167. Nedsynkningens Afhængighed af Trykfladens Størrelse. Hvis Trykfordelingen forudsættes at være ensformig fordelt saavel umiddelbart under den Plade, gennem hvilken Trykket overføres til Jordbunden, som i de vandrette Snit i Jordbunden, saaledes som omtalt Side 168, og der endvidere gøres den samme Sted omtalte Forudsætning med Hensyn til Trykkets Spredning i Jordmassen, kan der anstilles følgende Betragtning vedrørende Afhængigheden mellem Nedsynkning og Trykfladens Størrelse, for saa vidt angaar Tryk indtil Proportionalitetsgrænsen. For Simpelt Skyld regnes her med, at Trykfladen er kvadratisk. Er Trykfladens Sidelinie b , og Belastningen $p_0 b^2$, vil efter de ovenfor anførte Forudsætninger Spændingen i Dybden h være (Fig. 132):

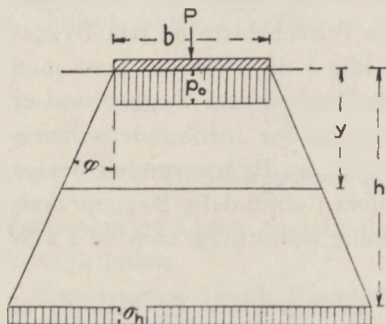


Fig. 132.

$$\sigma_h = \frac{p_0 b^2}{(b + 2 h \operatorname{tg} \varphi)^2}.$$

Dybden h antages at være den, i hvilken Spændingen som Følge af Spredningen over den større Flade er reduceret til en saadan Størrelse, at Trykket her netop ikke frembringer nogen Sammentrykning af Jorden under den i Dybden h liggende Plan.

I Dybden y er Spændingen:

$$\sigma_y = \frac{p_0 b^2}{(b + 2 y \operatorname{tg} \varphi)^2},$$

og idet det yderligere antages, at *Hooke's Lov* kan regnes at gælde for det af Trykket paavirkede Jordlegeme, faas for Sammentrykningen ds af det i Dybden y liggende Jordlag af Tykkelse dy :

$$ds = \frac{\sigma_y dy}{E}.$$

hvor E er et af Jordbundens Beskaffenhed afhængigt Elasticitetstal, og heraf Belastningspladens Nedsynkning:

$$s_1 = \int_0^h \frac{\sigma_y dy}{E} = \int_0^h \frac{p_o b^2 dy}{E (b + 2 y \operatorname{tg} \varphi)^2} = \frac{p_o b h}{E (b + 2 h \operatorname{tg} \varphi)}.$$

For en Trykflade med Sidelinie $B (> b)$ og med samme Tryk p_o pr. Arealenhed, altsaa en total Belastning $p_o B^2$, er den Dybde H , i hvilken Trykket er saa vidt reduceret i Størrelse, at der ikke sker Sammentrykning af den under Planen i Dybden H liggende Del af Jordbunden, større end den til den lille Trykflade svarende Grænsedybde h . Dybden H bestemmes af:

$$\sigma_h = \sigma_H,$$

$$\frac{p_o b^2}{(b + 2 h \operatorname{tg} \varphi)^2} = \frac{p_o B^2}{(B + 2 H \operatorname{tg} \varphi)^2},$$

$$H = \frac{B}{b} h.$$

Nedsynkningen s_2 af den større Belastningsplade findes ved en lignende Udregning som ovenfor:

$$s_2 = \int_0^{\frac{B}{b} h} \frac{p_o B^2 dy}{E (B + 2 y \operatorname{tg} \varphi)^2} = \frac{p_o B h}{E (b + 2 h \operatorname{tg} \varphi)}.$$

Man faar heraf:

$$\frac{s_2}{s_1} = \frac{B}{b}, \quad (151)$$

d. v. s. at Nedsynkningerne af de to Belastningsplader, for samme Tryk pr. Arealenhed, forholder sig som Trykarealernes Sidelinier. For cirkulær Trykflade findes paa tilsvarende Maade, at Nedsynkningen er proportional med Trykfladens Diameter.

Som det fremgaar af §§ 164—165, kan de virkelige Forhold med Hensyn til Trykfordelingen umiddelbart under Belastningspladen og i

Jordbunden imidlertid ikke antages at være saa simple, som forudsat ved Uddelelsen af (151), og den ved denne Relation udtrykte Afhængighed mellem Trykfladens Dimension og Nedsynkningen kan derfor heller ikke ventes at være overensstemmende med de virkelige Forhold.

Om forsøgmæssige Undersøgelser vedrørende Nedsynkningens Afhængighed af Trykfladens Størrelse foreligger der fra forskellige Sider en Del Beretninger. Resultaterne af de deri omtalte Undersøgelser er imidlertid saa forskellige indbyrdes, at det maa siges, at der endnu mangler en Del i, at Problemet om Nedsynkningernes Afhængighed af

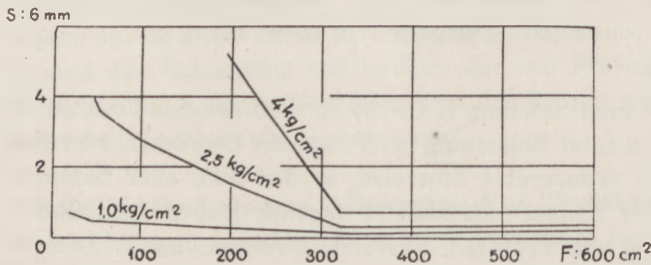


Fig. 133.

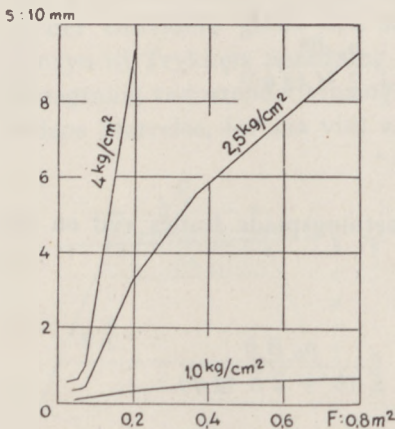


Fig. 134.

efter Resultaterne af de nedenfor omtalte, af *H. Press* og *F. Kögler* udførte Forsøg at dømme, ikke at være rigtigt. At nogle Undersøgelser har givet til Resultat, at Trykfladens Størrelse ingen Indflydelse har paa Nedsynkningerne, kan maaske tilskrives den Omstændighed, at de paa gældende Forsøg er blevet udført med temmelig smaa Belastningsplader.

I Fig. 133 og 134 er fremstillet Resultater af nogle af *H. Press*²⁾ og

1) *Betong*, 1932, Hefte 2, Stockholm.

2) *Die Bautechnik*, 1930.

Trykfladens Størrelse er løst paa en saadan Maade, at der kan opstilles Regler til Anvendelse i Praksis ved Forudberegning af et Bygværks Nedsynkning paa

Grundlag af Kendskab til Nedsynkningsforholdene ved en Prøvebelastning paa en lille Trykflade.

For Jordbund bestaaende af fedt Ler regnes — men kun som raa Tilnærmelse — med, at Nedsynkningen for cirkulært Trykareal er proportional med Trykarealets Diameter, og for langt rektangulært Trykareal proportional med Trykarealets Bredde¹⁾.

Med Hensyn til Forholdene ved Sandbund angives det en Del Steder, i Litteraturen, at Trykfladens Størrelse ingen Indflydelse har paa Nedsynkningernes Størrelse. Dette synes dog,

S: 6 mm

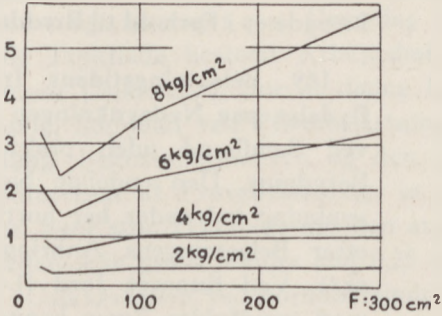
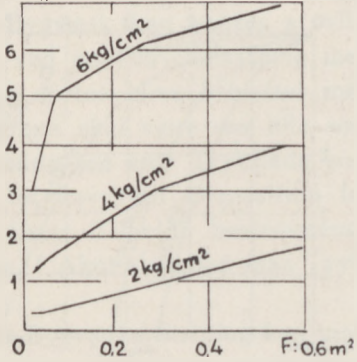


Fig. 135.

S: 7 mm



F. Køgler ¹⁾ udførte Belastningsforsøg. Jordbunden var her naturlig aflejret Sand (Rumvægt: 1,52 t/m³, Poretal: $\epsilon = 0,75$), Trykfladen kvadratisk. Af disse Forsøg fandtes, at Nedsynkningerne (s) aftager med voksende Trykareal (F), naar Trykarealet er mindre end ca. 300 cm², og derefter er konstante indtil en Trykfladestørrelse paa ca. 800 cm² (Fig. 133), men at Nedsynkningerne vokser med Trykfladens Areal ved større Trykflader (Fig. 134). Det ses af Figureerne, at Nedsynkningerne

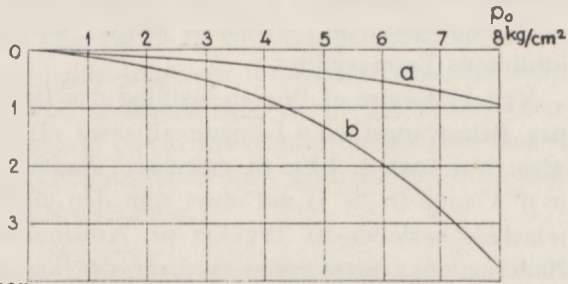


Fig. 136.

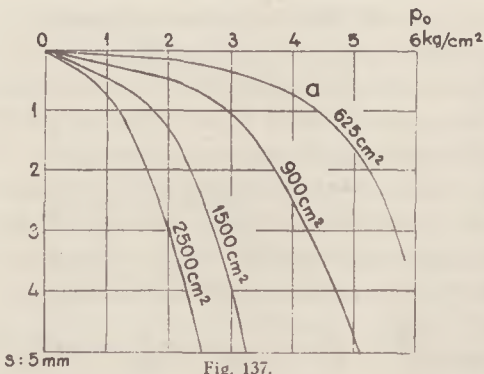
vokser langt stærkere end Trykarealet, naar Trykket pr. Arealenhed er stort, end Tilfældet er, naar Trykket pr. Arealenhed er lille.

I Fig. 135 er fremstillet Resultaterne af tilsvarende Forsøg paa Jordbund bestaaende af fugtigt sandblandet Ler med 46 % Sand.

Eksempel paa Nedsynkningernes Afhængighed af Enhedstrykket p_0 for forskellige Størrelser af Trykflade haves i de i Fig. 136 fremstillede Forsøgsresultater (Sandbund). De viste Kurver a og b gælder for cirkulær Belastningsplade, henholdsvis 660 cm² og 10000 cm².

168. Angaaende Nedsynkningens Afhængighed af Trykfladens Form foreligger der forholdsvis faa Forsøgsresultater. I Fig. 137 er vist nogle af H. Press fundne Arbejdslinier for rektangulære Trykflader, alle 25 cm brede, men af indbyrdes forskellig Længde. Kurven a gælder for kvadratisk Trykflade. Forsøgene udførtes paa Sandbund. Efter det i Figuren

¹⁾ Die Bautechnik, 1931.



angivne er Nedsynkningen desto større, jo større Trykfladens Længde er i Forhold til Bredden.

169. Belastningstidens Indflydelse paa Nedsynkningen er ved Sandbund uden praktisk Betydning. Den endelige Nedsynkning indtræder her hurtigt efter Belastningens Anbringelse¹⁾. Ved finporet Jord (Ler) med vandfyldte Porer hængaar

derimod lang Tid efter Belastningens Anbringelse, før Nedsynkningen har naaet sin endelige Størrelse. Aarsagen hertil er, som allerede tidligere omtalt²⁾, at den for Jordens Fortætning fornødne Udpressning af Porevandet tager lang Tid, idet Modstanden mod Vandets Bevægelse gennem Jordmassens fine Porer er meget stor. En nøjere Bestemmelse af Belastningstidens Indflydelse kræver Kendskab til den paagældende Jordbunds Permeabilitet.

Ved Udførelse af Prøvebelastning paa finporet vandholdig Jordbund maa Belastningstidens Længde afpasses efter Belastningspladens Størrelse. Har man f. Eks. to cirkulære Plader, af hvilke den enes Areal er n^2 Gange ($n > 1$) saa stort som den andens Areal, og er Pladerne belastede saaledes, at Trykket pr. Arealenhed er lige stort paa begge Pladerne, maa man regne med, at der kræves omtrent n Gange saa lang Belastningstid for den store Plade som for den lille Plade, hvis begge Pladerne skal synke lige meget. Hvis Nedsynkningen for hver af de to Pladers Vedkommende skal udgøre samme Brøkdel af den paagældende Plades totale Nedsynkning for uendelig lang Belastningstid (den Nedsynkning, hvis Bestemmelse er Prøvebelastningens Formaa), maa den store Plade holdes belastet n^2 Gange saa lang Tid som den lille Plade³⁾. Jo større Belastningsplade man anvender ved Prøvebelastning paa finporet vandfyldt Jordbund, desto længere Tid maa man derfor lade hengaa mellem hver Gang, der foretages Trykændring. Til Udførelse af Prøvebelastning med stor Trykflade kræves derfor lang Tid.

170. Trykfladens Størrelse ved Prøvebelastning. Som nævnt har man ikke nøjere Kendskab til, hvorledes Afhængigheden er mellem

¹⁾ § 158.

²⁾ §§ 65 og 159.

³⁾ Det er her forudsat, at den totale Nedsynkning kan regnes at være proportional med Pladens Radius.

Nedsynkningen og Trykfladens Størrelse og Form, og en beregningsmæssig Bestemmelse af, hvor meget et Bygværk kan ventes at ville sætte sig, foretaget paa Grundlag af en ved en Prøvebelastning med lille Trykflade bestemt Arbejdslinie, maa derfor blive behæftet med megen Usikkerhed. For at denne Usikkerhed skal være saa lille som mulig, bør man ved Prøvebelastning anvende saa stor Trykflade som mulig. Bekostningshensyn og den Tid, der haves til Disposition for Udførelsen af Prøvebelastning, er i de fleste Tilfælde bestemmende for, hvor stor Trykflade der kan anvendes. I Almindelighed maa Trykfladen ikke gøres mindre end $0,25 \text{ m}^2$.

Usikkerheden ved Forudberegning af et Bygværks Sætning kan maa-ske i nogen Grad elimineres ved, at man, som foreslaaet af *Køgler*¹⁾, foretager Prøvebelastning paa to Plader af forskellig Størrelse og af de derved fundne to Serier Nedsynkningsværdier bestemmer den til Fundamentsfladens Størrelse svarende Nedsynkning ved Ekstrapolation.

Ved Prøvebelastning med Anvendelse af stor Belastningsplade bruges det ofte — af Bekostningshensyn — kun at gennemføre Prøvebelastningen saavidt, at Trykket naar op til 1,5 til 2 Gange det Tryk, der svarer til den for det paagældende Bygværk forudsatte tilladelige Belastning paa Byggegrunden. Ved en saadan kun delvis gennemført Prøvebelastning er der den Mangel, at der af Prøvebelastningen ikke faas Oplysning om, hvor stor Sikkerhedsgraden er i Forhold til Jordbundens Proportionalitetsgrænse og Brudgrænse.

171. Prøvebelastningens Udførelse. Prøvebelastning kan foretages simpelthen ved Belastning af en paa Byggegrunden anbragt Betonklods. I denne kan der være indstøbt en med Inddelinger forsynet Stang, saaledes at man ved Hjælp af et i nogen Afstand fra Prøvestedet opstillet Nivellerinstrument kan aflæse Betonklodsens Nedsynkninger, efterhaanden som Trykket forøges. Det maa ved Anbringelsen af de fornødne Vægte paa Betonklodsens passes, at Belastningen kommer til at virke centralt paa Trykfladen. Der kan paa Maalestangen være ophængt et Lod, ved Hjælp af hvilket eventuelle Uregelmæssigheder i Nedsynkningen som Følge af ekscentrisk Belastning kan observeres, eller man kan til det samme Formaal have fire Maalestænger, en over hvert Hjørne af Trykfladen.

Mellem hver Gang, Belastningen forøges, maa man lade hengaa tilstrækkelig lang Tid til, at den af Belastningsforøgelsen forarsagede Nedsynkning kan naa sin fulde Størrelse, eller til, at man ved gentagne Aflæsninger af Nedsynkningen for samme Belastningstrin kan bestemme

¹⁾ Die Bautechnik, 1931.

Størrelsen af den til vedvarende Belastning svarende endelige Nedsynkning. Ved Sandbund er det i Reglen tilstrækkeligt at lade hengaa nogle Minutter — ved Belastninger i Nærheden af Brudgrænsen dog længere Tid, op til nogle Timer. Ved Lerbund tager Nedsynkningerne som nævnt lang Tid. Man maa her ofte bruge flere Dage for hvert Belastningstrin.

Som allerede nævnt maa der helst anvendes stor Trykflade (0,25 til 1,0 m² eller mere), hvis der af Prøvebelastningens Resultater skal kunne drages nogenlunde paalidelige Slutninger med Hensyn til Størrelsen af Nedsynkningen for det paagældende Bygværk. Af Bekostningshensyn nøjes man i mange Tilfælde med at prøvebelaste forholdsvis smaa Flader, men maa da finde sig i den deraf følgende Usikkerhed ved Resultaternes Anvendelse til Forudberegning af Bygværkets Nedsynkning.

Af Apparater til Prøvebelastning med Anvendelse af smaa Trykflader haves flere forskellige Konstruktioner.

Ved R. Mayer's Prøvebelastningsapparat¹⁾, der bl. a. egner sig til Prøvebelastning i Bunden af et Borehul, anvendes Trykflader paa 5 til 20 cm². Trykfladen dannes af Enden af et lille Stempel, der fastskrues paa en Stang. Denne føres ned i Borehullet og belastes ved den øverste Ende med Vægte, eller der udøves Tryk ved Hjælp af en Vægtstangs-anordning, idet Trykket maales ved en i Vægtstangsforbindelsen indskudt Fjeder.

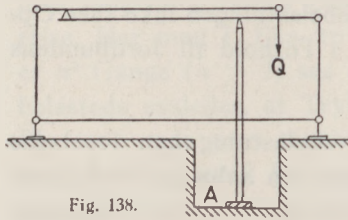


Fig. 138.

Ved Buchheim & Heister's Apparat²⁾ anvendes Trykflader paa 250 til 1500 cm² og til Udøvelse af Trykket en Vægtstangs-anordning, saaledes som vist i Fig. 138. A er Trykfladen og Q en paa den ene af Vægtstængerne virkende Vægtbelastning.

En særlig Konstruktion af Apparat til Prøvebelastning er det af O. Stern angivne³⁾, Fig. 139. Ved dette Apparat er den Flade, gennem hvilken Trykket udøves paa Jordbunden, en Kegleflade. C er en ca. 8 cm tyk Rundjærnsstang (Tværsnitsareal 50 cm²), der forneden er forsynet med en 20 cm lang kegleformet Spids. Ved Anbringelse af Vægte Q paa en i den ene Ende af Vægtstængen AB ophængt Skaal udøves der Tryk paa Stængen. Trykket overføres gennem den kegle-

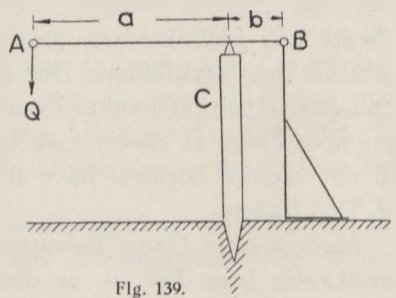


Fig. 139.

1) Zeitschrift des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1897.

2) Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau, 1927.

3) Österreichischer Normenausschuss für Industrie und Gewerbe. Wien, 1927.

formede Spids til Jordbunden. Vægtstangens Armlængder er: $a = 80$ cm, $b = 20$ cm. Fremgangsmaaden ved Prøvebelastningens Udførelse og Reglerne med Hensyn til Bestemmelsen af tilladelig Belastning paa Byggegrunden er, efter *Stern's* Angivelser, følgende: Stangen *C* drives først saa langt ned i Jordbunden, at hele dens kegleformede Del ligger nede i Jorden, og derefter belastes Stangen. Belastningens Varighed for hvert Belastningstrin maa afpasses efter Jordbundens Beskaffenhed. I Nærheden af Slutbelastningen forøges Trykket paa Stangen, ved leret Jordbund med 2,5 kg, ved sandet Jordbund med 5 kg hvert 5. Minut. Stangen skal, efter at Slutbelastningen er naaet, henstaa belastet i 12 til 24 Timer — efter som Jordbunden er sandet eller leret — og i hele denne Tid skal Jordbunden omkring Prøvestedet holdes gennemvaad. Hvis Fundamentets Nedsynkning ikke maa overstige 30 mm, kan den tilladelige Belastning paa Byggegrunden sættes til Halvdelen af det Tryk (kg/cm^2), ved hvilket Stangens Nedsynkning er 6 mm, og hvis Fundamentets Nedsynkning skal holdes under 10 mm, til Halvdelen af det Tryk, ved hvilket Stangens Nedsynkning er 4 mm. Hvis Tykkelsen t af det bærende Jordlag er mindre end $20 \sqrt{b}$, hvor b er Fundamentets Bredde (t og b i cm), skal den ved en Prøvebelastning, som den her beskrevne, fundne Værdi for tilladelig Belastning reduceres i Forholdet $t : 20 \sqrt{b}$.

De her angivne Regler for Bestemmelse af tilladelig Belastning ved Hjælp af det omtalte *Stern's* Apparat er empiriske. Indtil der foreligger nogenlunde omfattende Erfaringsmateriale — Bæreevne-Bestemmelse for samme Jordbund baade med *Stern's* Apparat og ved almindelig Prøvebelastning, og Sammenligning af de saaledes fundne Værdier for tilladelig Belastning for en hel Del forskellige Slags Jordbund — maa de Resultater, der faas ved Anvendelse af det nævnte Apparat og de anførte Regler, naturligvis benyttes med nogen Forsigtighed til Bestemmelse af tilladelig Belastning paa Byggegrund. *Stern's* Apparat maa, idet man med dette egentlig kun er i Stand til at skaffe sig Oplysning om en foreliggende Jordbunds relative Fasthed (dens Fasthed i Forhold til Fastheden af en anden Jordbund, hvis Bæreevne man kender), nærmest sidestilles med det i § 11 omtalte Sondebor (Spidsbor).

172. Nedsynkningstal c. Udførelse af en Prøvebelastning, der er tilstrækkelig omfattende til, at der af den kan faas Holdepunkter for en nogenlunde sikker Forudberegning af et Bygværks Sætning, er sædvanlig ret bekostelig og kræver, som nævnt, ved finkornet Jord med vandfyldte Porer temmelig lang Tid. I de Tilfælde, hvor det drejer sig om

mindre Bygværker, eller om saadanne Bygværker, ved hvilke det ingen væsentlig Betydning har, at Bygværkets enkelte Dele sætter sig ulige meget, og i det hele taget i Tilfælde af, at Bygværket opføres paa god, fast Byggegrund, nøjes man med den Bestemmelse af Nedsynkningen s , der kan faas ved Anvendelse af Formel (150):

$$s = \frac{1}{c} \cdot \frac{P}{F} = \frac{p_0}{c}.$$

For at kunne bestemme s af denne Formel, maa man kende Nedsynkningstallet c . Naar der ikke haves Resultater fra Prøvebelastning paa den paagældende Jordbund, er man henvist til at anslaa Talværdien for c skønsmæssigt efter Angivelser andet Steds fra. De Talværdier for Nedsynkningstallet c , der kan faas fra Oplysninger desangaaende i Litteraturen (Beretninger fra forskellige Steder om Bygværkers Nedsynkninger), er ret forskellige indbyrdes, og er det ogsaa i flere saadanne Tilfælde, hvor det, at dømme efter de angivne Resultater af Jordbundsundersøgelser de paagældende Steder, drejer sig om Bygværker paa Jordbund af meget nær ens Beskaffenhed. En Beregning af s paa denne Maade maa alene paa Grund af det her anførte betragtes som en ganske raat tilnærmende Beregning, af hvilken der egentlig kun kan faas Oplysning om Nedsynkningens Størrelsesorden. I denne Forbindelse maa det endvidere erindres, at Størrelsen c i Virkeligheden, foruden af Jordbundens Beskaffenhed, afhænger af Fundamentfladens Størrelse og Form samt af Belastningsintensiteten p_0 , og at disse sidstnævnte Afhængighedsforhold ikke tages med i Regning ved Benyttelsen af Udtrykket $s = \frac{p_0}{c}$.

Af Talværdier for Størrelsen c skal her som Eksempler paa Angivelser i den paagældende Litteratur nævnes:

For meget fast Bund i Almindelighed: $c = 20$ til 40 kg/cm^3 .

For fast lejret Grus eller groft Sand: $c = 10$ til 15 kg/cm^3 .

For mer eller mindre løst lejret Sand: $c = 2$ til 10 kg/cm^3 .

For de forskellige Slags Lerbund er Værdierne for c meget forskellige. For en Lerbund med Sammensætning efter Kornstørrelse (*Terzaghi*)¹⁾: ca. 10 % Mo, ca. 50 % »Schluff« (Støv) og ca. 40 % Mikroler angives (for cirkulær Fundamentsflade, 1 m i Diameter) ved Konsistensform »Nogenlunde fast« (Udrulningsgrænse)²⁾: $c = 0,55 \text{ kg/cm}^3$, ved Konsistensform »Sejg og klæbende« (Øvre Plasticitetsgrænse): $c = 0,11 \text{ kg/cm}^3$.

1) § 29.

2) § 59.

173. Bestemmelse af Nedsynkning uden Prøvebelastning. Den i det følgende beskrevne Fremgangsmaade til Beregning af et Bygværks Nedsynkning som Følge af Jordbundens Sammentrykning er angivet af *Terzaghi*¹⁾. Det er en Forudsætning for Anvendelsen af denne Fremgangsmaade, at Tryk-Poretalsdiagrammet for den paagældende Jordbund kendes. Dette Diagramm maa bestemmes ved dertil passende laboratoriemæssige Undersøgelser af Prøver af Jordbunden som de i Afsnit I omtalte.

I et Jordlegeme med Poretal ε vil der, naar Jordlegemet paavirkes af et Tryk p (pr. Arealenhed), ske en Formindskelse af Porevolumenet. Den hertil svarende Ændring $\Delta \varepsilon$ af Poretallet sættes til:

$$\Delta \varepsilon = a p = - \frac{d \varepsilon}{d p} p ,$$

hvor $a = - \frac{d \varepsilon}{d p}$ findes af den til Tryk-Poretalsdiagrammet svarende Ligning (20)²⁾.

Er h og h_1 Jordlegemets Højde henholdsvis før og efter, at Trykket p kommer til Virkning, og er M det betragtede Jordlegemes faste Masse, havs:

$$\begin{aligned} h &= M (1 + \varepsilon) \\ h_1 &= M (1 + \varepsilon - \Delta \varepsilon) = M (1 + \varepsilon - a p) . \end{aligned}$$

Jordlegemets Sammentrykning i Trykkets Retning er:

$$s = h - h_1 = M a p$$

eller, idet: $h = M (1 + \varepsilon)$, $M = \frac{h}{1 + \varepsilon}$,

$$s = h \frac{a p}{1 + \varepsilon} .$$

For det under Trykfladen AB liggende Jordlegeme (Fig. 140) — cirkulær Trykflade, Radius r — regnes paa tilsvarende Maade, at Sammentrykningen ds af Elementet af Højde dy i Dybden y under AB , naar Spændingen i denne Dybde er σ_y , er:

$$ds = \frac{a \sigma_y}{1 + \varepsilon} dy .$$

Er Jordlagets Tykkelse y_0 , faas hele Sammentrykningen s_0 , d. v. s. Belastningspladens Nedsynkning, af:

$$s_0 = \int_0^{y_0} \frac{a \sigma_y}{1 + \varepsilon} dy .$$

For Afhængigheden mellem Spændingen σ_y og Dybden y forudsættes her Relationen (146 b)³⁾ at gælde for alle Punkter lodret under Trykfladen, saaledes at der kan sættes:

$$\sigma_y = p_0 (1 - \cos^3 \varphi_r) ,$$

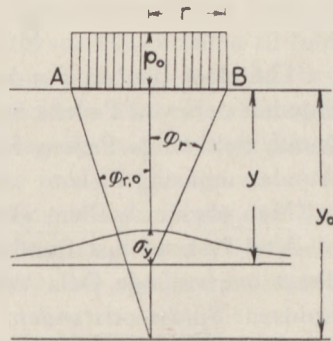


Fig. 140.

¹⁾ *Terzaghi*: Erdbaumechanik, 1925.

²⁾ § 65.

³⁾ § 165.

hvor φ_r er bestemt ved

$$\operatorname{tg} \varphi_r = \frac{r}{y}.$$

Man faar da, naar Belastningsfladens Tryk paa Jordoverfladen er p_o :

$$s_o = \frac{a}{1 + \varepsilon} \int_0^{y_o} \sigma_y dy = \frac{a p_o}{1 + \varepsilon} \int_0^{y_o} (1 - \cos^3 \varphi_r) dy,$$

$$s_o = - \frac{a r p_o}{1 + \varepsilon} \int_{\frac{\pi}{2}}^{\varphi_{r,o}} \frac{1 - \cos^3 \varphi_r}{\sin^2 \varphi_r} d\varphi_r = \frac{a r p_o}{1 + \varepsilon} \left(2 - \operatorname{tg} \frac{\varphi_{r,o}}{2} - \sin \varphi_{r,o} \right).$$

For $y_o = \infty$ faas: $s_\infty = \frac{2 a r p_o}{1 + \varepsilon},$ (152)

og heraf: $s_o = \frac{1}{2} \left(2 - \operatorname{tg} \frac{\varphi_{r,o}}{2} - \sin \varphi_{r,o} \right) s_\infty = k s_\infty.$ (153)

For k haves følgende Værdier:

$\frac{y_o}{r} =$	0,5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$k =$	0,24	0,44	0,66	0,76	0,82	0,85	0,88	0,89	0,91	0,92	0,93

B. Pælebelastning.

174. Det paa en Fundamentspæl virkende Tryk overføres til Jordbunden dels ved Pælens Spids til den under Pælens spidsen liggende Jordbund, dels langs Pælens Sideflader ved Friktion mellem disse og Jordbunden omkring Pælen.

Man skelner mellem »Pæle til fast Bund« og »Friktionspæle«.

Ⓜ Ved Pæle til fast Bund hidrører Pælens Bæreevne alene eller for den langt overvejende Dels Vedkommende fra Jordens Modtryk ved Pælens spidsen: Spidsmodstanden. Ved Friktionspæle hidrører Bæreevnen helt eller hovedsagelig fra Friktionen mellem Pælens Sideflader og den omgivende Jord.

Ⓜ Typiske Pæle til fast Bund har man i de Tilfælde, hvor Pælene er ført ned gennem bløde Jordlag og staar med Spidsen paa Klippebund. Det er dog kun undtagelsesvis, at man i Praksis har at gøre med saadanne Pæle, der staar med Spidsen paa fuldstændig fast Bund. Det almindelige er, at Pælen naar et i Forhold til hele Pælelængden lille Stykke ned i relativ fast Jordbund, medens den øvrige Del af Pælen staar i blød eller løst lejret Jordbund. En saadan Pæls Bæreevne skyldes saavel Spidsmodstand som Friktionsmodstand, denne sidste hidrørende fra Friktionen langs den Del af Pælen, som staar i den faste Jordbund.

Ⓜ Pæle, som i hele Længden staar i nogenlunde ens bæredygtig Bund, er i Reglen Friktionspæle. Ved denne Slags Pæle haves ligeledes saavel Spidsmodstand som Friktionsmodstand. Hvis Jordbunden er blød, er

Spidsmodstandens Bidrag til Pælens Bæreevne af underordnet Betydning i Forhold til Friktionsmodstanden. Ved Friktionspæle i fastere Bund, som f. Eks. Sand, kan Spidsmodstandens Bidrag til Pælens Bæreevne være ret betydelig i Forhold til den Del af Bæreevnen, der hidrører fra Friktionsmodstanden.

Ved Friktionspæle overføres Pæletrykket, bortset fra den større eller mindre Del deraf, der optages af Spidsmodstanden, langs hele Pælens Overflade (Fig. 141). Det Jordlegeme, der paavirktes af Pæletrykket, det bærende Jordlegeme, strækker sig derfor her helt fra Jordoverfladen til et Stykke neden for Pælens spidsen. Ved Pæle til fast Bund vil der ligeledes for hver Pæl være et vist begrænset Jordlegeme, der kan betragtes som det bærende Jordlegeme. Dette dannes her alene af den omkring Pælens spidsen liggende Del af Jordbunden.

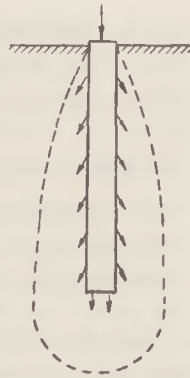


Fig. 141.

For at en Gruppe bestaaende af et vist Antal, n , Pæle skal have n Gange saa stor Bæreevne som en enkelt isoleret Pæl, er det en Betingelse, at de til Pælegruppens Pæle hørende bærende Jordlegemer ikke griber ind i hverandre. Hvor stor Afstand der i det mindste skal være mellem Pælene i en Pælegruppe, for at hver Pæls Bæreevne skal komme til fuld Nytte ved Optagelse af den paa Pælegruppen virkende Belastning, har man intet sikkert Kendskab til. Minimumsafstandens Størrelse afhænger af Jordbundens Beskaffenhed. Den vokser antagelig med Pæletrykkelsen samt, for Friktionspælens Vedkommende, tillige med Pælelængden.

Ad teoretisk Vej lader det sig næppe gøre at udlede Regler for Bestemmelse af Minimumsafstanden mellem Pæle, paa Grund af, at hele Forholdet vedrørende Kraftoverførelsen mellem Pæl og Jord er meget kompliceret.

Ved Pæle til fast Bund anslaaes Minimumsafstanden ofte til 1,5 Gange Pæletrykkelsen. I Reglen vil dog Vanskelighederne ved at ramme Pælene med saa lille indbyrdes Afstand bevirke, at Pælene ikke anbringes saa tæt ved hverandre.

Ved Friktionspæle har Spørgsmaalet om Minimumsafstanden mellem en Pælegruppes Pæle større praktisk Betydning end ved Pæle til fast Bund. Af de forholdsvise faa Forsøg, der er udført til Oplysning om Pælelængdens Indflydelse paa Pælens Bæreevne, skal her anføres følgende:

Ved en af den svenske *Geotekniske Kommission*¹⁾ foretagen Undersøgelse angaaende Friktionspælens Bæreevne prøvebelastedes dels en isoleret staaende Pæl, dels to Pælegrupper, hver bestaaende af 7 Pæle. Ved den ene af Pælegrupperne var Pælene anbragt saaledes, at de seks Pæle

¹⁾ Der Bauingenieur. 1930.

stod i Vinkelspidserne af en Sekskant med Sidelinie 1,2 m og den syvende Pæl midt i Sekskanten. Ved den anden af Pælegrupperne var Pælene placeret paa samme Maade, de seks Pæle i Kreds om en Pæl i Midten af Kredsen, men med 0,7 m indbyrdes Afstand mellem Pælene. Ved Prøvebelastningen fandtes for Proportionalitetsgrænsen:

Den isoleret staaende Pæl: 19,2 t.

Pælegruppen med Pæleafstand 1,2 m: 18,5 t.

Pælegruppen med Pæleafstand 0,7 m: 12,0 t.

Ved Aalborg udførtes i 1924 Undersøgelser, omfattende Prøvebelastning paa en isoleret staaende Pæl og paa en Pælegruppe af 4 Pæle, disse placerede i Vinkelspidserne af et Kvadrat med 0,8 m Sidelinie. Pælene, der var af 28 cm Rundtømmer, var 15 m lange. Bunden, i hvilken Pælene var rammet ned, var ret blød. Der fandtes følgende sammenhørende Størrelser af Belastning og Nedsynkning:

Isoleret staaende Pæl:

Belastning	10 t	20 t	30 t	40 t
Nedsynkning	1,6 mm	5,6 mm	9,6 mm	16 mm

Pælegruppe:

Belastning pr. Pæl	10 t	20 t	30 t	40 t
Nedsynkning	2,0 mm	7,0 mm	13 mm	25 mm

1. Bestemmelse af Pæles Bæreevne ved Prøvebelastning.

175. Belastes en Pæl, vil Pælehovedet synke et vist Stykke. Ved grafisk Fremstilling af sammenhørende Værdier af Tryk og Nedsynkning paa sædvanlig Maade faas Arbejdslinien for den paagældende Pæl. Arbejdslinien har i Almindelighed Form omtrent som den i Fig. 142 viste.

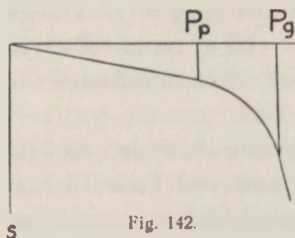


Fig. 142.

For de til den første Del af Arbejdslinien svarende Tryk er Pælehovedets Nedsynkninger elastiske. Den elastiske Nedsynkning hidrører dels fra selve Pæls Sammentrykning, dels fra elastisk Eftergiven af det bærende Jordlegeme under og omkring Pælen.

Ved Forøgelse af Trykket ud over denne første Del af Belastningen fremkommer der blivende Nedsynkninger af Pælehovedet. Disse hidrører fra Kompression af Pæls bærende Jordlegeme og følger op til en vis Grænse P_p , Proportionalitetsgrænsen, nogenlunde proportionalt med

Belastningsforøgelserne. Ved Belastning ud over P_p vokser Nedsynkningerne stærkere end Belastningen, og naar Pæletrykket har naaet en vis Størrelse P_g , begynder Nedsynkningerne at blive meget store for ganske smaa Belastningsforøgelser.

Nedsynkningerne for Belastninger, der er større end P_g , fremkommer ved, at Pælen forskydes ned gennem det bærende Jordlegeme. Ved Friktionspæle sker dette ved, at Friktionen mellem Pælen og den omgivende Jord overvindes. Ved Pæle til fast Bund er det Pæletrykkets Overskridelse af den tilstedeværende Spidsmodstand, der er Aarsag til, at Nedsynkningen begynder at vokse stærkt. Ved Spidsmodstandens Overvindelse fortrænges Jorden under Pælespidsen ud til Siden paa tilsvarende Maade, som det sker ved Fladebelastning, naar Brudgrænsen overskrides.

Belastningen P_g er Grænsen for Pælens Bæreevne, eller kort: Pælens Bæreevne. Man bruger ogsaa at betegne denne Belastning som Pælens »Brudgrænse«. En Pæls Bæreevne forringes ikke, ved at Pælen belastes ud over Brudgrænsen, (jfr. Fladebelastning, Side 152). Efter Aflastning haves ved fornyet Belastning samme Forhold mellem Nedsynkning og Belastning som før Paavirkningen ud over Brudgrænsen¹⁾.

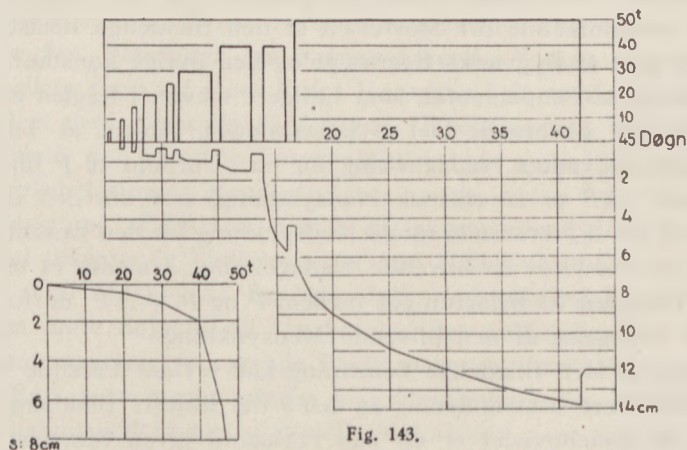


Fig. 143.

I Fig. 143 er fremstillet nogle ved den i § 174, Slutning, omtalte Prøvebelastning fundne Resultater. Abscisserne angiver Belastningens Varighed, Ordinatorne foroven Pæletrykkenes Størrelser, Ordina-

naterne forneden Pælehovedets Bevægelser som Følge af Belastningernes Variation. Endvidere er forneden vist Pælens Arbejdslinie (uden Hensyntagen til Belastningernes og Aflastningernes Varighed). Elasticitetsgrænsen for den paagældende Pæl ses at være ca. 15 t, Proportionalitetsgrænsen er ca. 35 t og Bæreevnen (Brudgrænsen) ca. 40 t.

I Fig. 144 er paa lignende Maade fremstillet Resultater fra en anden

¹⁾ Ved Nedramning af en Pæl paavirkes Pælen ud over Brudgrænsen ved hvert Ramslag.

Prøvebelastning ¹⁾. Elasticitetsgrænsen for den paagældende Pæl er ca. 30 t, Proportionalitetsgrænsen ca. 80 t og Bæreevnen ca. 100 t. Pælen var af 38,5 cm Rundtømmer, 10 m lang (fra Jordoverfladen til Pæles-

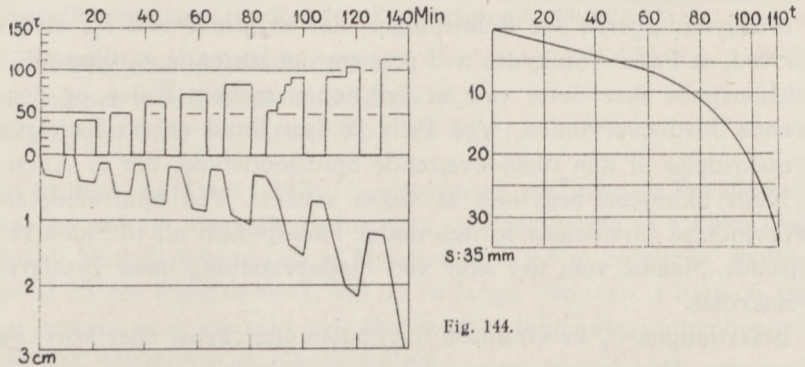


Fig. 144.

spids). Jordbunden bestod øverst, indtil omtrent midt paa Pælen, af Klæg, derunder af Sand, der indtil ca. 1 m over Pælespidsen var middel- fint Sand og iøvrigt Sand med Indhold af Grus og Kalk.

Ved Fastsættelse af den tilladelige Belastning P for en Pæl behøver man i Almindelighed ikke at lade Elasticitetsgrænsen for den paagældende Pæl være bestemmende for Størrelsen af den tilladelige Belastning. Dette ligger i, at et Bygværks Egenvægt og den øvrige konstante Del af Belastningen paa Fundamentet, som tidligere nævnt, i Reglen er stor i Forhold til den varierende Del af Belastningen, samt i, at Tilvæksten Δs af Pælehovedets Nedsynkning for en i Forhold til P lille Belastningsforøgelse ΔP er en elastisk Nedsynkning, selv om den til hele Belastningen $P + \Delta P$ svarende totale Nedsynkning for den væsentligste Dels Vedkommende er en blivende Nedsynkning, saaledes at en stadig gentagen Variation af Belastningen mellem P og $P + \Delta P$ derfor ikke frembringer Forøgelse af den blivende Nedsynkning.

For Fastsættelse af den tilladelige Belastning kan i visse Tilfælde ²⁾ den Omstændighed være bestemmende, at den i det højeste tilladelige Eftergiven s_{maks} af Pælehovedet er en paa Forhaand given Størrelse, afhængig f. Eks. af det paagældende Bygværks Konstruktion eller særlige Egenskaber. I saadant Tilfælde er det nødvendigt at kende Arbejds- linien for Pælen. Af Arbejdslinien finder man da den til s_{maks} svarende Belastning P_{maks} og sætter den tilladelige Belastning $P = \frac{1}{n} P_{maks}$, hvor n er en efter Forholdene i det givne Tilfælde afpasset Sikkerhedsfaktor.

¹⁾ Die Bautechnik. Heft 7. 1933.

²⁾ Jfr. § 156.

I Almindelighed er det dog ikke Nedsynkningens Størrelse, der er bestemmende for Fastsættelse af tilladelig Pælebelastning, fordi Nedsynkningerne ved Pælefundamenter i det hele taget er forholdsvis smaa, i det mindste i Sammenligning med de Nedsynkninger, der forekommer ved Fundamenter, der hviler direkte paa Byggegrunden.

Man bruger ret almindeligt at sætte den tilladelige Pælebelastning til:

$$P = \frac{1}{2} P_p \quad (154)$$

eller
$$P = \frac{1}{2,5} P_g, \quad (155)$$

idet man da i Reglen for P bruger den mindste af de herved bestemte Størrelser.

Anvendelsen af de her anførte Regler for Fastsættelse af tilladelig Pælebelastning, ved hvilke der, som det vil ses af (155), benyttes en saa lav Sikkerhedsfaktor i Forhold til Pælens maksimale Bæreevne P_g som 2,5, er betinget af, at Grundlaget for Bestemmelsen af Bæreevnen er en (eller flere) paa det paagældende Sted foretagen Prøvebelastning.

176. Udførelse af Prøvebelastning paa Pæle maa ske med Pæle af samme Dimensioner som de Pæle, der skal indgaa i det paagældende Bygværks Fundament. Der haves nemlig for lidt Kendskab til, hvorledes Forholdene er med Hensyn til Pæletrykkets Overførelse til det bærende Jordlegeme, og til det bærende Jordlegemes Størrelse og Form, og haves for faa Resultater fra sammenhørende Forsøg angaaende Forholdet mellem smaa og store Pælens Bæreevne i de forskellige Slags Jordbund, til at man, svarende til den ved Fladebelastning benyttede Fremgangsmaade, kan foretage Prøvebelastning paa smaa Pæle og ud fra saadan Prøvebelastnings Resultater beregne de større Pælens Bæreevne. Prøvebelastning af Pæle er derfor en meget mere bekostelig Foranstaltning end tilsvarende Undersøgelser ved Fladebelastning.

Ved Maaling af Pælchovedets Nedsynkning er det nødvendigt at gaa mere nøjagtig til Værks, end det sædvanlig sker ved almindelige Undersøgelser vedrørende Fladebelastning, fordi Pæle-Nedsynkningerne i Reglen er meget mindre end Nedsynkningerne ved Fladebelastning. Maaling ved Hjælp af Nivellerinstrument giver for det meste ikke tilstrækkelig nøjagtige Resultater. En Anordning, ved hvilken Pælchovedets Bevægelser aflæses ved Hjælp af en Nedbøjningsmaaler (Zeissur), bør foretrakkes.

Med Hensyn til Spørgsmaalet om, hvor lang Tid der skal hengaa mellem hver Belastningsforøgelse, gælder her tilsvarende Regler som ved Fladebelastningsforsøg. I Sandbund indtræder Nedsynkningen ret hurtigt efter Anbringelse af Belastningen. Ved Lerbund maa man lade hengaa lang Tid mellem hver Gang, Pæletrykket ændres.

Trykket paa Pælen kan simpelthen tilvejebringes ved, at man anbringer Belastning paa Pælehovedet. Der maa anvendes særlig Omhu ved Opstablingen af de i Reglen meget store Vægte, der skal anbringes paa Pælehovedet, saaledes at man kan være sikker paa, at Trykket virker nøjagtigt i Pælens Akse, og Pælen maa ved passende Afstivninger sikres mod at komme ud af den lodrette Stilling, hvis Belastningen kommer til at virke skævt.

En anden Maade at tilvejebringe Pæetrykket paa, end ved Anbringelse af tunge Genstande (Jernbaneskiner, vandfyldte Beholdere) paa Pælehovedet, er at udøve Tryk paa Pælehovedet med en hydraulisk Donkraft, idet denne indsættes mellem Pælehovedet og en oven over dette anbragt Bjælke, som er forankret til to eller til fire tæt ved Pælepælen nedrammede Pæle. Med en saadan Ordning kan der være forbundet den Mangel, at Jordbunden omkring Prøvepælen komprimeres ved Nedramningen af Forankringspælene, saaledes at de Forhold, der er bestemmende for Pælens Bæreevne, da ikke er de samme, som de er ved en i Jordbunden isoleret staaende Pæl.

Da Prøvebelastninger er omstændelige og kostbare, anvendes de kun sjældent til Bestemmelse af Pæles Bæreevne.

2. Bestemmelse af Pæles Bæreevne ved Ramning.

177. Den i Praksis almindelig anvendte Metode til Bestemmelse af Pæles Bæreevne bestaar i, at man under Pælens Nedramning maaler de Nedsynkninger, der fremkommer som Følge af Ramslagets Virkning, og paa Grundlag af de maalte Nedsynkninger og ved Anvendelse af dertil afpassede Formler udregner Modstanden mod Pælens Nedtrykning.

Bestemmelse af Pæles Bæreevne paa den her nævnte Maade er dog, saaledes som det vil fremgaa af det følgende, ret usikker, og hertil kommer, at man af Nedsynkningsforholdene under Ramningen ikke faar noget at vide om Pælens Elasticitetsgrænse, eller om dens Proportionalitetsgrænse eller i det hele taget om de for Pælens Arbejdslinie bestemmende Størrelser, saaledes som Tilfældet er, naar der foretages Prøvebelastning. Naar ikke desto mindre Bestemmelse af Pæles Bæreevne i Praksis sædvanlig sker paa Grundlag af Ramningsresultater, er Aarsagen hertil, at det er en nem og billig Maade, og at man let kan foretage de fornødne Nedsynkningsmaalinger, og dermed Bestemmelse af Bæreevne, for alle de i et Pælefundament indgaaende Pæle.

Naar en tung Ramklods falder ned paa en Pæl og bringer denne til at synke et Stykke, overvindes derved en til den dynamiske Paavirkning

svarende Modstand P_d . Hvis Pælen, ved at den paavirkes af et Tryk lig Pælens Bæreevne P_g , synker et lige saa stort Stykke, overvindes herved Modstanden P_g , men denne Modstand svarer til et roligt virkende Tryk og er en statisk Modstand. Om hvor stort Forholdet $P_d : P_g$ er, vides ikke noget sikkert. *F. Krapf* angiver, at $P_d : P_g$ kan regnes at ligge mellem 1,12 og 2,28. *Terzaghi* hævder, at Talværdierne for den nævnte Proportion varierer inden for langt videre Grænser, og at $P_d : P_g$ er i høj Grad afhængig af Jordbundens Beskaffenhed og Pælens Dimensioner.

Ved Beregning af en Pæls Bæreevne paa Grundlag af Nedsynkningsforholdene under Ramningen sætter man dog $P_g = P_d$. Til den Fejl, der herved begaas, ligesom til en Del andre, i det følgende nærmere omtalte Usikkerhedsmomenter ved Bestemmelse af Pæles Bæreevne paa den her omhandlede Maade, maa der da tages Hensyn ved Fastsættelse af den Sikkerhedsfaktor n , der indføres, idet man for den tilladelige Pælebelastning P sætter:

$$P = \frac{1}{n} P_g .$$

178. Ramningsformler til Bestemmelse af Pæles Bæreevne. Til Bestemmelse af Pæles Bæreevne paa Grundlag af Nedsynkningsforholdene under Pælens Ramning haves mange forskellige Formler. I det følgende skal der gøres nærmere Rede for nogle af disse.

En Del af den Energi, der indeholdes i en paa en Pæl faldende Ramklods, overføres ved Ramklodsens Stød mod Pælen til denne, og der udføres ved Forbrug af den tilførte Energi et vist Arbejde. Dette Arbejde omfatter: elastisk Sammentrykning af Pælen, elastisk og uelastisk Sammentrykning af Jorden i en vis Udstrækning omkring Pælen, samt Overvindelse af Pælemodstanden P_d paa en Vejlængde lig med det Stykke, som Pælen synker som Følge af Ramslagets Virkning.

Som ovenfor nævnt sættes $P_d = P_g =$ Pælens Bæreevne.

Ved Udledelsen af de efternævnte Formler til Bestemmelse af Pæles Bæreevne er her anvendt følgende Betegnelser:

Q : Ramklodsens Vægt.

q : Pælens Vægt.

h : Ramklodsens Faldhøjde.

l : Pælens Længde.

f : Pælens Tværsnitsareal.

s : Pælens blivende Nedsynkning for et Ramslag.

E : Pælematerialets Elasticitetstal.

v : Ramklodsens Hastighed før Stødet.

u_Q : Ramklodsens Hastighed efter Stødet.

u_q : Pælens Hastighed efter Stødet.

λ : Pælens elastiske Sammentrykning.

η : Stødelasticitetskoefficienten.

T_r : Den i Ramklodsen før Stødøjeblikket indeholdte Energi.

T_s : Den ved Stødet tabte Energi.

T_p : Den til Pælens Sammentrykning medgaaede Arbejdsmængde.

T_j : Den til Jordens Sammentrykning medgaaede Arbejdsmængde.

T_n : Den til Pælens Nedtrykning Stykket s medgaaede Arbejdsmængde.

Man har:

$$T_r = Q h = T_s + T_p + T_j + T_n. \quad (156)$$

og

$$T_n = (P_g - Q - q) s,$$

hvilken sidste Ligning med tilstrækkelig Tilnærmelse kan erstattes med:

$$T_n = P_g s, \quad (157)$$

idet Q og q sædvanlig er Størrelser, der er smaa i Forhold til Pælens Bæreevne P_g .

Antages det, at Stødet mellem Ramklodsen og Pælen er »delvis elastisk Stød«, haves:

$$\frac{Q}{g} v = \frac{Q}{g} u_Q + \frac{q}{g} u_q. \quad (158)$$

og

$$u_q - u_Q = \eta v. \quad (159)$$

Den ved Stødet for Omsætning til Udførelse af de nævnte Arbejder undtagne Energimængde (den ved Stødet tabte Energi) er udtrykt ved:

$$T_s = \frac{1}{2} \frac{Q}{g} v^2 - \left(\frac{1}{2} \frac{Q}{g} u_Q^2 + \frac{1}{2} \frac{q}{g} u_q^2 \right),$$

som med Benyttelse af (158) og (159), og idet $v = \sqrt{2gh}$, giver:

$$T_s = Q h \frac{q(1-\eta^2)}{Q+q}. \quad (160)$$

Forudsættes Stødet at være fuldstændig uelastisk, haves, idet i saa Fald $\eta = 0$,

$$T_s^{(U)} = Q h \frac{q}{Q+q}. \quad (161)$$

Regnes med, at Stødet er et fuldkommen elastisk Stød, er $\eta = 1$, og man faar: $T_s = 0$.

Med Hensyn til Arbejdsmængden T_p haves følgende:

Tænkes Pælens Bæreevne alene at hidrøre fra Spidsmodstand (Pæle

til fast Bund), vil Pælen, forinden den synker, paavirkes i hele Længden af Kraften P_g og herved sammentrykkes et Stykke λ , hvor

$$\lambda = \frac{P_g l}{E f}.$$

Idet der regnes, at Kraften vokser jævnt fra 0 til P_g , haves:

$$T_p = \frac{1}{2} P_g \lambda = \frac{1}{2} P_g^2 \frac{l}{E f}. \quad (162)$$

Ved Friktionspæle bliver Pælens Sammentrykning mindre. Antages det her, at Friktionsmodstanden er ensformig fordelt over hele Pælens Længde, faas for dette Tilfælde en Sammentrykning:

$$\lambda' = \frac{1}{2} \frac{P_g l}{E f},$$

og svarende hertil:

$$T_p' = \frac{1}{4} P_g^2 \frac{l}{E f}. \quad (163)$$

For den til Kompression af Jorden omkring Pælen medgaaende Arbejdsmængde T_j , i hvilken ogsaa maa indbefattes den Arbejdsmængde, der medgaar til at frembringe blivende eller lidt efter lidt forsvindende Spændinger i Jordmassen, kan der ikke opstilles noget Udtryk svarende til de øvrige Størrelser T , idet man ikke ved noget om, hvor stort det Jordvolumen er, der komprimeres, eller om Kompressionsgraden.

Ved de fleste Formler til Beregning af Pæles Bæreevne ses der helt bort fra Størrelsen T_j . Idet T_j da sættes lig Nul, ændres (156) til:

$$Q h = T_r = T_s + T_p + T_n. \quad (164)$$

Undladelse af at medtage T_j i Beregningen medfører for disse Formlers Vedkommende en Fejl, der sikkert i mange Tilfælde kan blive ret betydelig, og denne Fejl gaar i den Retning, at Bæreevnen findes for stor.

Hver af de forskellige Formler til Beregning af Pæles Bæreevne betegnes sædvanlig ved Navnet paa Vedkommende, der har fremsat den paagældende Formel.

Stern's Formel faas ved Indsættelse af Udtrykkene (157), (160) og (162) for henholdsvis T_n , T_s og T_p i (164):

$$Q h = Q h \frac{q(1 - \eta^2)}{Q + q} + \frac{1}{2} P_g^2 \frac{l}{E f} + P_g s, \quad (165)$$

hvoraf findes:

$$P_g = - \frac{E f s}{l} + \sqrt{2 Q h \frac{E f (Q + \eta^2 q)}{l(Q + q)} + \left(\frac{E f s}{l} \right)^2} \quad (166)$$

Dette Udtryk gælder for Pæle til fast Bund.

For Friktionspæle skal der i (164), i Stedet for T_p , indsættes T_p' (Udtrykket (163)), hvorved faas:

$$P_g = -\frac{2 E f s}{l} + \sqrt{4 Q h \frac{E f (Q + \eta^2 q)}{l(Q + q)} + \left(\frac{2 E f s}{l}\right)^2} \quad (167)$$

Regnes der i Stedet for med delvis elastisk Stød mellem Ramklods og Pæl med fuldkommen uelastisk Stød, d. v. s. $\eta = 0$, faas herved af (166) *Redtenbacher's* Formel (der gælder for Pæle til fast Bund):

$$P_g = -\frac{E f s}{l} + \sqrt{2 \frac{Q^2 h E f}{(Q + q) l} + \left(\frac{E f s}{l}\right)^2} \quad (168)$$

Forudsættes fuldkommen elastisk Stød, faas af (166), idet der da sættes $\eta = 1$, *Weiszbach's* Formel (Pæle til fast Bund):

$$P_g = -\frac{E f s}{l} + \sqrt{2 Q h \frac{E f}{l} + \left(\frac{E f s}{l}\right)^2}. \quad (169)$$

For Friktionspæle faas, naar Friktionsmodstanden forudsættes ensformig fordelt over hele Pælelængden, og naar der regnes med fuldkommen elastisk Stød, ved at man i (167) sætter $\eta = 1$: *Rankine's* Formel:

$$P_g = -\frac{2 E f s}{l} + \sqrt{4 Q h \frac{E f}{l} + \left(\frac{2 E f s}{l}\right)^2}. \quad (170)$$

Et simplere Udtryk end de her anførte Formler faas, naar man af de ovenfor nævnte Kilder til Energital kun tager Hensyn til Stødtabet T_s . Ligningen (156) bliver da:

$$Q h = T_s + T_n.$$

Regnes her med uelastisk Stød, d. v. s. (161): $T_s^{(U)} = Q h \frac{q}{Q + q}$, faas herved *Eytelwein's* (*Ritter's*) Formel:

$$Q h = Q h \frac{q}{Q + q} + P_g s,$$

$$P_g = \frac{Q^2 h}{(Q + q) s}. \quad (171)$$

Ved Udlelsen af *Brix's* Formel bortses, ligesom det sker ved Udlelsen af *Eytelwein's* Formel, fra alle andre Energital end netop det fra Stødvirkningen hidrørende, men dette Energital regnes da til Gensgæld ekstra stort, idet Stødtabet her forøges med den Energimængde,

som Ramklodsen indeholder efter Stødet. Paa denne Maade regnes der altsaa med, at kun den ved Stødet til Pælen overførte Energi nyttiggøres til Overvindelse af Modstanden mod Pælens Nedtrykning gennem Vejslængden s . Idet der desuden forudsættes uelastisk Stød, er denne Beregningsmaade i Virkeligheden urigtig; thi hvis Stødet er uelastisk, maa ogsaa den i Ramklodsen efter Stødet indeholdte Energimængde bidrage til Pælemodstandens Overvindelse, medens Pælen synker. Formlen giver derfor mindre Værdier for P_g , end de andre Formler, og i Almindelighed mindre Værdier end Pælens virkelige Bæreevne. Dette tages der, som senere nævnt, Hensyn til ved Fastsættelsen af Sikkerhedsfaktoren.

Brix's Formel faas herefter saaledes:

$$T_r = Qh = T_s^{(U)} + \frac{1}{2} \frac{Q}{g} u_Q^2 + T_n,$$

$$Qh = Qh \frac{q}{Q+q} + \frac{1}{2} \frac{Q}{g} u_Q^2 + P_g s. \quad (172)$$

Idet $\eta = 0$ og altsaa (159): $u_q = u_Q$, giver (158):

$$Qv = u_Q(Q+q),$$

hvoraf:

$$u_Q = \frac{Q}{Q+q} v = \frac{Q}{Q+q} \sqrt{2gh},$$

som indsat i (172) fører til:

$$Qh = Qh \frac{q}{Q+q} + Qh \frac{Q^2}{(Q+q)^2} + P_g s$$

og heraf *Brix's* Formel:

$$P_g = \frac{Q^2 q h}{(Q+q)^2 s}. \quad (173)$$

Af Formler af mere empirisk Karakter skal nævnes:

Wellington's Formel (ogsaa kaldet: *Engineering News's* Formel¹⁾):

$$P_g = \frac{Qh}{s + 2,5} \quad (174)$$

og *Goodrich's* Formel²⁾:

$$P_g = \frac{0,276 Qh}{s}. \quad (175)$$

Maalingen af den i ovenstaaende Formler indgaaende Størrelse s (Pælens Nedsynkning) kan ske ved Nivellering af Pælehovedets Højde,

¹⁾ Fremsat og diskuteret i *Engineering News*, 1888.

²⁾ Transactions of the American Society of Civil Engineers, 1902.

eller lettere, og i Reglen tilstrækkelig nøjagtigt, ved at man paa en paa Rambukkens Mægler afsat Maalestok aflæser Stillingen af Ramklodsen, naar denne hviler paa Pælen, før og efter en passende lang Serie (f. Eks. 10) Ramslag, og deraf udregner den for en saadan Serie Ramslag gennemsnitlige Nedsynkning s pr. Ramslag.

For den i *Stern's* Formel indgaaende Stødelasticitetskoefficient η maa man nøjes med at indsætte en skønsommæssig anslaaet Værdi, liggende mellem 0 og 1. For Støbejerns-Ramklods og Pæle af Træ regnes sædvanlig med, at Værdien for η ligger mellem 0,25 og 0,5. Ved Pæle af Jernbeton regnes med noget større Værdi for η .

Som nævnt er der ved Udledelsen af Formlerne set bort fra det Arbejde T_j , der medgaar til Sammentrykning af Jorden omkring Pælen. Under Forudsætning af, at Størrelsen af T_j kan regnes at være uafhængig af Ramklodsens Vægt og Faldhøjde, kan den fra Manglen paa Kendskab til Størrelsen af T_j hidrørende Usikkerhed elimineres, ved at man foretager to efter hinanden følgende Serier Ramslag med forskellige Faldhøjder, h_1 og h_2 . Er de tilsvarende Nedsynkninger pr. Ramslag henholdsvis s_1 og s_2 , faas ved Indsættelse i (156), idet Pælens Bæreevne P_g antages at være den samme ved Begyndelsen af den første af de to Serier Ramslag, som den er ved Slutningen af den sidste Serie Ramslag:

$$Q h_1 = Q h_1 \frac{q(1 - \eta^2)}{Q + q} + \frac{1}{2} P_g^2 \frac{l}{E f} + T_j + P_g s_1,$$

og

$$Q h_2 = Q h_2 \frac{q(1 - \eta^2)}{Q + q} + \frac{1}{2} P_g^2 \frac{l}{E f} + T_j + P_g s_2,$$

hvoraf ved Subtraktion:

$$P_g = \frac{Q(Q + \eta^2 q)}{Q + q} \cdot \frac{h_1 - h_2}{s_1 - s_2}. \quad (176)$$

Hvis der regnes med uelastisk Stød ($\eta = 0$), faas:

$$P_g = \frac{Q^2}{Q + q} \cdot \frac{h_1 - h_2}{s_1 - s_2}. \quad (177)$$

Til den Arbejdsmængde, der medgaar til elastisk Sammentrykning af Jorden omkring Pælen, kan der tages Hensyn ved følgende af *Kafka* angivne Fremgangsmaade.

For det paa Pælen virkende Ramslag maales saavel den blivende Nedtrykning s som den elastiske Nedtrykning e af Pælehovedet. Dette kan gøres ved, at der holdes en Blyantsspids ind mod Siden af Pælen ved dennes øverste Ende. Idet Ramklodsen støder mod Pælen, trykkes Pælehovedet Stykket $t = e + s$ ned og hæver sig straks efter Stødet

Stykket e . Længden af den af Blyantsspidsen paa Pælen tegnede Streg angiver Størrelsen t . En vis Del λ af hele den elastiske Nedtrykning e hidrører fra Pælens elastiske Sammentrykning, Resten λ_1 fra Jordens elastiske Sammentrykning, saaledes at man har:

$$t = s + \lambda + \lambda_1.$$

Der gøres nu den Antagelse, at den til Nedtrykningen λ_1 svarende Arbejds­mængde kan sættes til:

$$T_1 = \frac{1}{3} P_g \lambda_1,$$

saaledes at det til Ligningen (156) svarende Udtryk bliver:

$$Qh = Qh \frac{q(1-\eta^2)}{Q+q} + \frac{1}{2} P_g^2 \frac{l}{Ef} + \frac{1}{3} P_g \lambda_1 + P_g s,$$

hvoraf faas:

$$P_g = -\frac{Ef}{l}(2s+t) + \sqrt{\frac{6Qh(Q+\eta^2q)}{Q+q} \cdot \frac{Ef}{l} + \left(\frac{Ef}{l}(2s+t)\right)^2} \quad (178)$$

Rausch¹⁾ har foreslaaet at simplificere *Kafka's* Formel (178) saaledes, at den til Pælens Sammentrykning og til Jordens elastiske Sammentrykning medgaaende Arbejds­mængde tages under eet og sættes til:

$$T_{(p,i)} = \frac{1}{2} P_g e.$$

Man faar da:

$$Qh = Qh \frac{q(1-\eta^2)}{Q+q} + \frac{1}{2} P_g e + P_g s,$$

hvoraf:

$$P_g = \frac{h}{\frac{1}{2}e+s} \cdot \frac{Q(Q+\eta^2q)}{Q+q}. \quad (179)$$

Hvis der regnes med uelastisk Stød ($\eta = 0$), faas her:

$$P_g = \frac{h}{\frac{1}{2}e+s} \cdot \frac{Q^2}{Q+q}. \quad (180)$$

179. Anvendelse af Ramningsformlerne. Som nævnt i det foregaaende er der en Del Usikkerhedsmomenter og Fejlkilder ved Bestemmelsen af en Pæls Bæreevne som Funktion af Pælens Nedsynkning ved Ramklodsens Stød. Dette medfører, at den paa Grundlag af Ramningsresultater beregnede Bæreevne kan afvige meget fra den paa­gældende Pæls virkelige Bæreevne. Den Omstændighed, at der er opstillet og i Praksis anvendes saa mange forskellige Ramningsformler,

¹⁾ Der Bauingenieur. 1930.

som Tilfældet er, viser ogsaa, at de paa Grundlag af Ramningsresultater bestemte Værdier for Pæles Bæreevne maa benyttes med passende Kritik.

Anvendelse af Ramningsformlerne er for det første betinget af, at der til Ramningen benyttes passende tung Ramklods, og af, at Ramslagets Faldenergi er saa stor, at der faas nogenlunde stor Nedsynkning af Pælen.

Ramklodsens Vægt bør være saa stor, at kun en forholdsvis ringe Del af Ramslagets Energi medgaar til Overvindelse af den Modstand mod Pælens Bevægelse nedad, der stammer fra Pælens og den med denne følgende Mængde Jords Inerti.

At Størrelsen af Ramslagets Faldenergi maa afpasses efter Modstanden mod Pælens Nedtrængen i Grunden, ses let ved Betragtning af Formlerne (171), (173) og (175). For $s = 0$ giver Formler som disse: $P_g = \infty$. Men dette svarer ikke til det rigtige Forhold mellem Nedsynkning og Bæreevne, idet Nedsynkningen kan blive Nul — uafhængig af, hvor stor Pælens Bæreevne er — hvis den ved Ramslaget tilførte Energimængde ikke er større end, hvad der medgaar til elastisk Sammentrykning af Pælen og den omgivende Jord. For meget smaa Nedsynkninger vil man derfor af disse Formler finde alt for store Værdier af Bæreevnen. For de andre af de i § 178 anførte Formlers Vedkommende gælder vel, at man af disse finder endelig Værdi af P_g for $s = 0$, men ogsaa disse Formler giver dog for store Værdier af P_g , naar Nedsynkningerne er ganske smaa.

Hvor lille Nedsynkning der kan tillades, og hvor stor Ramklodsens Vægt skal være, for at man skal kunne bestemme Pæles Bæreevne med nogenlunde Sikkerhed af Ramningsresultater, kan der ikke gives bestemte Regler for. I Almindelighed bør Nedsynkningerne ikke være mindre end ca. 1 cm pr. Ramslag, og Ramklodsens Vægt bør helst mindst være 2 Gange Pælens Vægt. Ofte anvendes dog mindre tung Ramklods, f. Eks. med Vægt lig med Pælens Vægt.

Hensynet til, at Pælehovedet ikke maa beskadiges for meget ved Ramklodsens Stød, medfører, at der ikke maa anvendes for stor Faldhøjde ved Ramningen. Ved Pæle af Jernbeton tages Faldhøjden i Reglen ikke større end ca. 1,25 m. Ved Pæle af Træ kan der anvendes betydelig større Faldhøjde. I Reglen bruges dog ikke større Faldhøjde end 3 til 5 m. Fastholdes saadanne Maksimumsstørrelser for Faldhøjden og tillige en vis Minimumsnedsynkning pr. Ramslag (f. Eks. som nævnt 1 cm), er dermed den i det mindste paakrævede Vægt af Ramklods bestemt. I al Almindelighed gælder, at jo tungere Ramklods der anvendes, og jo større Pælens Nedsynkning er, desto bedre Overensstemmelse vil der

være mellem den af Ramningsresultatet beregnede Bæreevne og den paagældende Pæls virkelige Bæreevne.

En anden Forudsætning vedrørende de i § 178 angivne Formler til Bestemmelse af Pæls Bæreevne — dog med Undtagelse af *Goodrich's* Formel (175) — er, at de Ramslag, ved hvilke den i Formlerne indgaaende Størrelse s maales, sker ved frit Fald af Ramklodsen, og at Ramningen derfor udføres paa den Maade, at Ramklodsen efter at være hejst op til den Højde, hvorfra den skal falde, udløses fra Forbindelsen med Ophejsningstovet. I mange Tilfælde anvendes imidlertid Rambukke, ved hvilke der ikke sker Udløsning af Ramklodsen fra Ophejsningstovet, men hvor Ramklodsen under Faldet trækker Ophejsningstovet med sig¹⁾. I saa Fald bliver Faldenergien en Del mindre end Qh , og der maa derfor i Formlerne indføres en til Formindskelsen af Faldenergien svarende Korrektion.

Hvor meget mindre man skal regne Faldenergien, afhænger af den paagældende Rambuks Konstruktion, og der kan derfor ikke angives nogen bestemt Størrelse for Reduktionsfaktoren. Under almindelige Forhold kan Reduktionsfaktoren sættes til ca. 0,75. (Se iøvrigt § 203).

Goodrich's Formel (175) adskiller sig i Henseende til den i Formlen indgaaende Størrelse Qh fra de øvrige Formler derved, at det ved nævnte Formel er forudsat, at Ramslaget sker uden Udløsning af Forbindelsen mellem Ramklodsen og Ophejsningstovet, idet der ved Bestemmelsen af den i Formlen indgaaende Koefficient (0,276) er taget Hensyn til den omtalte Reduktion af Faldenergien.

For Anvendelsen af Formlerne er det endvidere en Forudsætning, at der hængaar saa lang Tid mellem hvert af de enkelte Ramslag, at Pælen og den omgivende Jord er kommet i Ro efter Ramklodsens Stød paa Pælen.

Ved Ramning med Rambukke, der er specielt indrettede til at give meget hurtigt paa hinanden følgende Ramslag²⁾, er denne Betingelse i Almindelighed ikke opfyldt.

Angivelse af, hvilken Indflydelse det kan antages at have paa Formlens Værdierne for P_g , at Ramningen sker med hurtigt paa hinanden følgende Ramslag, haves kun for *Engineering News's* Formel (174). Efter *Jacoby and Davis*³⁾ kan for Ramning med Dampramme sættes:

$$P_g = \frac{Qh}{s + 0,25} \quad (181)$$

1) »Piskning«. Se § 203.

2) Dampramme. Se § 206.

3) *Jacoby and Davis*: Foundations of Bridges and Buildings. 1925.

Ved Ramning af Pæle, hvis Bæreevne i Hovedsagen hidrører fra Friktion mellem Pælens Sideflader og den omgivende Jord, viser det sig i Reglen — men i mere eller mindre udpræget Grad efter Jordbundens Beskaffenhed — at Pælens Nedsynkning for hvert Ramslag i en uafbrudt Serie Ramslag er større end den Nedsynkning, der fremkommer, naar man efter en Pause i Ramningen — f. Eks. paa nogle Timer — giver Pælen et enkelt Ramslag med samme Faldenergi som i den forudgaaende Serie Ramslag. Forskellen i Nedsynkning er større, hvis Ramningen forud for Pausen sker med hurtigt paa hinanden følgende Ramslag (Dampramme, Rammehastighed f. Eks.: 1 Ramslag pr. Sek.), end hvis Ramningen sker med den Slags Rambukke, ved hvilke Ramklodsens Forbindelse med Ophejsningstovet udløses for hvert Ramslag (Rammehastighed f. Eks.: 2 til 3 Ramslag pr. Minut). Hvis man efter en Pause i Ramningen fortsætter denne med samme Rammehastighed som før Pausen, er Nedsynkningen ved det første af Ramslagene forholdsvis lille, men derefter vokser Nedsynkningen pr. Ramslag og kan naa op til samme Størrelse som før Pausen.

Forskellen i Nedsynkning før og efter en Pause i Ramningen kan være meget betydelig. Ved Pæle i Sandbund er den i Reglen meget mindre end ved Pæle i blødt Ler. Ved Ramning af Pæle i blød Lerbund er det ikke ualmindeligt, at Nedsynkningen ved Genoptagelsen af Ramningen efter en Pause paa nogle Dage kan være 5 til 10 Gange saa lille som Nedsynkningen ved Ramningens Afslutning forud for Pausen.

Det antages, at det her nævnte Forhold kan finde sin Forklaring i, at Pælen faar svingende Sideudbøjninger (Vibrationer) som Følge af Ramklodsens Stød mod Pælehovedet. Disse Sideudbøjninger bevirker, at Hullet i Jorden bliver noget større end Pælen paa en Del af Pælelængden, og derved en Formindskelse af den samlede Friktionsmodstand, saaledes at der ikke er saa stor Nedsynkningsmodstand at overvinde ved det næste Ramslag, hvis dette følger hurtigt efter. Naar Pælen har været i Ro i nogen Tid, vil Jorden paa Grund af den ved Ramningen skete Sammentrykning og ved elastisk Eftervirkning i den komprimerede Jord komme til at slutte tæt om Pælen og udøve det fulde til Jordspændingen svarende Tryk mod Pælens Sideflader. I kohæsiv Jord varer det forholdsvis længere Tid, inden Virkningen af Pælens Vibrationer fortager sig, end Tilfældet er ved Sandbund.

Terzaghi anfører, at ved vandmættet finporet Jordbund (Ler) hidrører Formindskelsen af Friktionen mellem Jorden og Pælen under dennes Ramning fra Modstanden mod Porevandets Udpresning. Ved Pælens Nedtrængen i Jorden sammentrykkes Jorden i en vis Udstrækning omkring Pælen, men før at den hertil svarende Fortætning af

Jordmassen skal kunne ske, maa en Del af det i Jorden nærmest Pælen værende Porevand fortrænges. Dette kræver i Jordbund, som f. Eks. Ler, hvis Permeabilitet er lille, forholdsvis lang Tid, og der kan derfor, medens Ramningen foregaar, omkring Pælen danne sig et Vandlag, der i større eller mindre Udstrækning hindrer, at Jorden kommer i Berøring med Pælen, og dermed hindrer Friktionen mellem Pælen og Jorden i at komme til at virke. Først i Løbet af nogen Tid forsvinder dette Pælen og Jorden adskillende Vandlag ved, at Vandet presses ud i den omgivende Jords Porer, og først da faar Pælen hele den til Friktionen mellem Pæl og Jord svarende Bæreevne.

For saa vidt angaar Spidsmodstanden, medfører den Omstændighed, at Porevandets Fortrængning tager nogen Tid, at Pælens Bæreevne er større (Nedsynkningen mindre) for et kortvarigt Tryk som det, der fremkommer ved Ramklodsens Stød, end den er for et roligt og langvarigt Tryk af samme Størrelse — dette i Modsætning til, hvad Tilfældet er for Friktionsmodstandens Vedkommende.

Terzaghi tillægger det her omtalte Forholds Indflydelse paa Afhængigheden mellem Ramslagets Faldenergi og Pælens Nedsynkning saa stor Betydning, at han anser alle Formler til Bestemmelse af Pælens Bæreevne paa Grundlag af Ramningsresultater for ganske uanvendelige, naar det drejer sig om Pæle i vandfyldt Lerbund eller i Jordbund af lignende Beskaffenhed.

Undertiden kan det forekomme, at det modsatte af det ovenfor omtalte Forhold indtræder, nemlig, at Modstanden mod Pælens Nedramning bliver mindre nogen Tid efter Ramningens Afslutning, end den er under den sidste Del af Ramningen. Dette, antager man, kan hidrøre fra, at den ved Pælens Nedtrængen frembragte Spænding i Jorden omkring Pælen først i Løbet af nogen Tid fordeler sig til hele det bærende Jordlegeme, og at Normaltrykket mellem Pælens Sideflader og den omgivende Jord, og dermed ogsaa Friktionsmodstanden, da aftager noget, efterhaanden som Spændingerne fordeler sig.

Samtlige de Usikkerhedsmomenter, hvormed Beregning af Pælens Bæreevne paa Grundlag af Ramningsresultater er behæftet, maa man ved Anvendelsen i Praksis af denne Beregningsmaade tage fornødent Hensyn til ved passende Valg af den Sikkerhedsfaktor n , der indføres, ved at den tilladelige Pælebelastning sættes til:

$$P = \frac{1}{n} P_g .$$

Sikkerhedsfaktoren maa desuden afpasses under Hensyn til de Forsætninger, der ligger til Grund for den paagældende Formels Udledning.

I de Tilfælde, hvor Forskellen mellem Pælens Nedsynkning under kontinuerlig Ramning og dens Nedsynkning for et enkelt Ramslag efter en Pause i Ramningen er stor paa Grund af Jordbundens særlige Beskaffenhed, bør man saavidt muligt anvende Prøvebelastning til Bestemmelse af Pælens Bæreevne.

Nogen almindelig anerkendt Regel for, hvilken af de anførte Formler til Bestemmelse af Pælens Bæreevne der bør foretrækkes, og for, hvilken Værdi der under almindelige Forhold skal vælges for n , haves ikke. I de forskellige Lande bruges forskellige Formler og forskellige Værdier for n . I mange Tilfælde er det den paagældende Ingeniørs personlige Erfaring paa det specielle Omraade, der er bestemmende for, hvor stor Sikkerhedsfaktor der anvendes i de givne Tilfælde.

Her i Landet er det mest almindeligt at benytte *Eytelwein's* Formel (171) og at sætte $n = 5$.

I England og i de amerikanske Stater er *Engineering News's* Formel (174) meget anvendt, med $n = 6$.

I Tyskland er det mange Steder i Byggenormer fastsat, at tilladelig Pælebelastning skal beregnes af *Brix's* Formel (173), idet der sættes $n = 2$. Ved Anvendelse af *Rausch's* Formel (180) angives, at der kan regnes $n = 3^1$.

Iøvrigt anvendes ret forskellige Værdier for n , fra 2 til 10, efter de lokale Forhold med Hensyn til Jordbundens Beskaffenhed og det paagældende Bygværks Karakter og Konstruktion.

Ved Benyttelsen af de nævnte Formler til Beregning af Pælens Bæreevne er det Sædvane, at Størrelsen af s (Pælens Nedsynkning) bestemmes som Gennemsnit af Nedsynkning pr. Ramslag for en Serie Ramslag (5 til 20 Ramslag).

3. Statisk Beregning af Pælens Bæreevne.

180. Til forskellige Tider er der gjort Forsøg paa at løse Problemet om Beregning af Pælens Bæreevne ved Anvendelse af Jordtryksteoriene, idet man for Spidsmodstandens Vedkommende da har gjort lignende Betragtninger gældende som de, der vedrører Fladebelastning paa dybt liggende Trykflade, og for Friktionsmodstandens Vedkommende enten har sat denne lig med den lodrette Komposant af et paa Pælens Sideflader skraat opad, under Jordfriktionsvinklen (ϱ) med Fladenormalen

¹⁾ Die Bautechnik. 1933.

virkende aktivt Jordtryk ¹⁾ eller, som en anden Løsning, regnet med et paa Pælens (lodrette) Sideflader vandret virkende Jordtryk — aktivt Jordtryk eller passivt Jordtryk eller en Mellem-Værdi mellem aktivt og passivt Jordtryk — og da sat Friktionsmodstanden lig med dette Jordtryk, multipliceret med en eller anden Friktionskoefficient, f. Eks. $\text{tg } \varrho$.

Nogen i Praksis anvendelig, alene paa Jordtryksteorien hvilende Beregningsmaade for Pælens Bæreevne haves ikke. Alene den Omstændighed, at det er usikkert, hvilke Værdier der ved de forskellige Slags Jordbund skal indføres for de forskellige Jordtrykskonstanter (Friktionsvinkel, Skræntvinkel, Kohæsion o. a.) er en væsentlig Hindring for Anvendelsen af en saadan Beregningsmaade, og hertil kommer, at selve Jordtryksteorien som tidligere nævnt i sig indeholder mange Usikkerhedsmomenter, og at disse navnlig gør sig gældende i et Tilfælde som det her foreliggende, hvor den Jordmasse, hvis Tryk mod Pælen er bestemmende for Pælens Bæreevne, for en større eller mindre Dels Vedkommende bestaar af Jord, der ved Pælens Nedramning er blevet komprimeret, og hvis Lejringsforhold ogsaa paa anden Maade kan være blevet forandret ved Pælens Nedramning.

Anvendelsen af den Slags Beregningsformler som de, der her er Tale om, bør være begrænset til de Tilfælde, hvor det drejer sig om ved en foreløbig Projektering af et Bygværk at bestemme Længde, Tværsnit og Antal af Pæle til et Pælefundament, og hvor man ikke har haft Lejlighed til at foretage Ramning af Prøvepæle forinden Projekteringen.

Blandt Formler af den her omtalte Slags skal nævnes den af *H. Dörr* ²⁾ opstillede Formel:

$$P = \gamma \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) l f + \frac{1}{2} \gamma (1 + \text{tg}^2 \varrho) o l^2 \mu, \quad (182)$$

hvor P er Pælens *tilladelige Belastning*, l Pælens Længde, f og o henholdsvis Pæletværsnittets Areal og dets Omkreds, γ og ϱ henholdsvis Jordens Rumvægt og dens Friktionsvinkel (Skræntvinkel) og μ en Friktionskoefficient for Glidning mellem Jorden og Pælens Sideflader.

Det første Led i Udtrykket for P angiver Spidsmodstanden P_s .

Denne kan skrives:

¹⁾ Det nævnte Jordtryk, pr. m af Pæletværsnittets Omkreds og for Pælelængde l , faas af Formel (64), § 115, ved i denne at indsætte $\delta = -\varrho$, og i øvrigt $\beta = 90^\circ$ (lodret Væg) og $\alpha = 0$ (vandret Jordoverflade):

$$E = \frac{1}{2} \gamma l^2 \cos \varrho,$$

og Jordtrykkets lodrette Komposant bliver: $E_l = \frac{1}{4} \gamma l^2 \sin 2 \varrho$.

²⁾ *H. Dörr*: Die Tragfähigkeit der Pfähle. 1922.

$$P_s = \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right) l f = q_l f,$$

hvor q_l da er at betragte som det i Dybden l tilladelige Tryk pr. Arealenhed paa Jordbunden. q_l ses her at være forudsat proportional med l (og med γ) og voksende med Jordfriktionsvinklen ¹⁾).

Det sidste Led i Udtrykket for P angiver Friktionsmodstanden P_f og ses at have en Form, der svarer til, at Friktionsmodstanden regnes at være: en Friktionskoefficient (μ) Gange et Normaltryk, der pr. m af Pæletværsnittets Omkreds (o) er lig $\frac{1}{2} \gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \varrho) l^2$. Dette sidste Udtryk ligner det, der gælder for Jordtryk paa en Væg af Højde l^2). Der er her blot indført en anden Funktion for Jordtrykskoefficienten (λ) end den sædvanlig anvendte, nemlig en Funktion, der giver Værdier liggende mellem Værdierne for Jordtrykskoefficienterne henholdsvis for aktivt Jordtryk: $\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right)$, og for passivt Jordtryk: $\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varrho}{2} \right)$.

For μ angives det, at man kan sætte, naar Pælen er af Beton (for Træpæle noget mindre Værdier):

	μ
Tørvejord o. l.	0,1
Vaadte Ler	0,2
Vaadte Sand, fugtigt Ler	0,3
Fugtigt skarpkornet Sand og Grus	} 0,4
Tørt Ler	
Tørt Sand og Grus, eftersom det er mere eller mindre skarpkornet	0,7—0,5

I Stedet for, som det gøres ved *Dørr's* Formel, at regne Friktionsmodstanden P_f lig $\frac{1}{2} \gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \varrho) o l^2 \mu$, altsaa Friktionsmodstanden pr. Arealenhed af Pælens Sideflader voksende med Pælelængden, bruger man ogsaa at sætte:

$$P_f = k o l,$$

hvor k er en Erfaringsværdi for Friktionen mellem Jord og Pæleflade.

For k kan der efter *Terzaghi* regnes med følgende Værdier:

¹⁾ Udtrykket for den tilladelige Belastning q_l ses at være noget forskelligt fra det i § 161 anførte (136).

²⁾ Jfr. f. Eks. (76), § 117.

	<i>k</i>
Tørvejord	0,7 t/m ²
Plastisk Ler	1,8—2 »
Blødt sandblandet Ler	3—4 »
Løst lejret Sand	3,5 »
Stift Ler	6—9 »
Fast lejret sandblandet Ler, Mergel ...	8 »
Rent Sand	9—12 »

De her anførte Værdier for *k* svarer til Brudbelastningen. Ved Fast-sættelse af tilladelig Belastning maa der derfor indføres en passende Sikkerhedsfaktor.

181. Pæles Modstand mod Optrækning. En Pæls Modstand mod Optrækning, naar den udsættes for langvarigt Træk, hidrører alene fra Friktionen mellem Jorden og Pælens Sideflader.¹⁾ Ud fra Kendskabet til en Pæls Bæreevne for Tryk kan der ikke drages nogen Slutning om Pælens Modstand over for Trækpaavirkning. Fra Bestemmelsen — ved Prøvebelastning eller paa Grundlag af Ramningsresultater — af en Pæls Bæreevne har man nemlig ikke nogen Viden om, hvor stor den Del af Bæreevnen er, der skyldes Friktionsmodstand, og hvor stor den Del er, der hidrører fra Spidsmodstand.

Paalidelig Oplysning om Størrelsen af Pæles Modstand mod Optrækning kan alene tilvejebringes ved, at der i hvert foreliggende Tilfælde foretages en Optrækningsprøve, svarende til Prøvebelastning til Bestemmelse af Pæles Bæreevne.

Paa Grund af, at saadan Prøveoptrækning er omstændelig og kostbar, maa man for det meste nøjes med en mer eller mindre skønsmæssig Ansættelse af Trækmodstanden.

Hertil kan man f. Eks. benytte en Formel som den i § 180 anførte (Dørr's Formel, (182)), efter hvilken man for den tilladelige Trækpaavirkning faar:

$$P_f = \frac{1}{2} \gamma (1 + \operatorname{tg}^2 \varrho) \circ l^2 \mu,$$

¹⁾ Ved en kortvarig Trækpaavirkning paa en Pæl, der staar i vandfyldt fin-kornet Jord (Ler), kan den Sugningsvirkning ved Pælspidsen, der er Følge af, at der er stor Modstand til Stede mod Vandets Bevægelse gennem Jordens Porer, bevirke betydelig Forøgelse af Pælens Modstand mod Optrækning.

nemlig den Del af P , der alene hidrører fra Friktionsmodstanden, eller man sætter Trækmodstanden til:

$$P_f = k o l ,$$

hvor der for k da benyttes Erfaringsværdier for Friktionsmodstanden pr. Arealenhed, som f. Eks. de i Tabellen Side 205 anførte.

I Henseende til to særlige Forhold er der væsentlig Forskel mellem en Pæls Bæreevne (Trykpaavirkning) og en Pæls Evne til at optage Trækpaavirkning.

Som nævnt¹⁾ forringes en Pæls Bæreevne ikke, ved at den belastes ud over Brudgrænsen. For Trækpaavirkning er dette derimod ikke Tilfældet. Naar Brudgrænsen først er overskredet, synker Pælens Modstandsevne over for Trækpaavirkning til Nul eller meget nær til Nul.

Med Hensyn til Proportionalitetsgrænsen og Grænsen for det elastiske Omraade er der ligeledes væsentlig Forskel mellem trykpaavirkede og trækpaavirkede Pæle. Proportionalitetsgrænsen, og i Reglen ogsaa Grænsen for det elastiske Omraade, er sædvanlig lavere ved trækpaavirkede end ved trykpaavirkede Pæle. Navnlig er Forskellen stor ved Pæle, hvor Spidsmodstanden udgør en væsentlig Del af Pælens Bæreevne.

De her nævnte Forhold spiller en vigtig Rolle med Hensyn til Konstruktion og Beregning af Pæleværker, i hvilke der indgaar saavel Trykpæle som Trækpæle.

¹⁾ § 175.

V. FUNDAMENTER, DER HVILER DIREKTE PAA BYGGEGRUNDEN.

A. Fundamenter paavirkede alene af lodrette Kræfter.

182. Massive Fundamenter. Vi vil antage, at det paagældende Bygværk, eller Del af et Bygværk, er en Mur, fra hvilken der til Byggegrunden skal overføres en Kraft P pr. Længdeenhed af Muren. I Kraften P kan Fundamentets Egenvægt være indbefattet. Som nævnt i § 164 gaar man med Hensyn til Trykfordelingen i Anlægsfladen mellem Fundamentet og Byggegrunden sædvanlig ud fra den simple, men ikke rigtige Forudsætning, at et centralt virkende Tryk P frembringer en ensformig fordelt Belastning, p_0 pr. Arealenhed, paa Byggegrunden. Den fornødne Bredde b af Fundamentsfladen faas under denne Forudsætning da simpelthen af:

$$P = p_0 b,$$

naar p_0 sættes lig med den for Byggegrunden (og det paagældende Bygværk) fastsatte tilladelige Belastning.

For at Kraften P kan overføres fra Murens Anlægsflade mod Fundamentet (Bredde: $b_1 < b$) til Fundamentsfladen (Fig. 145), uden at Spændingerne i selve Fundamentet bliver for store, maa dette have en vis Højde i Forhold til Bredden.

Fundamentet udføres i Reglen af Beton og gives den i Figuren viste aftrappede Form.

Ved Udregningen af de i Fundamentet optrædende Spændinger kan for Simpelskyld de aftrappede Sideflader erstattes med skraa Planer, som vist i Figuren. Fundamentets Højde er da bestemt ved Vinklen α . Til Bestemmelse af Retningen for de Snit, hvori de ved en vis Værdi af Vinklen α farligste Spændinger optræder, kan følgende Tilnærmelsesberegning anvendes.¹⁾

I Snittet $x x$ er:

Største Trækspænding: $\sigma_1 = p_0 \sin \psi \cos \psi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \psi) (1 - 3 \operatorname{ctg} \psi \operatorname{tg} \alpha)$

Største Trykspænding: $\sigma_2 = p_0 \sin \psi \cos \psi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \psi) (1 + 3 \operatorname{ctg} \psi \operatorname{tg} \alpha)$

Forskydningsspænding: $\tau = p_0 \sin \psi \cos \psi (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \psi) \operatorname{ctg} \psi.$

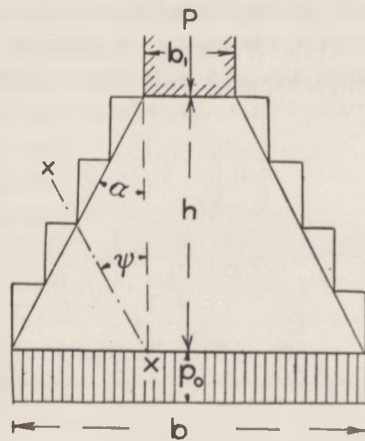


Fig. 145.

¹⁾ Die Bautechnik. 1932.

Idet Grovbetons Styrke for Tryk er langt større end Styrken for Træk og for Forskydning, regnes det farligst paavirkede Snit at være det Snit, hvori den resulterende Spænding $\sigma_h = \sqrt{\sigma_1^2 + \tau^2}$ er størst. Dette giver:

$$\text{ctg } 2 \psi = \text{tg } \alpha.$$

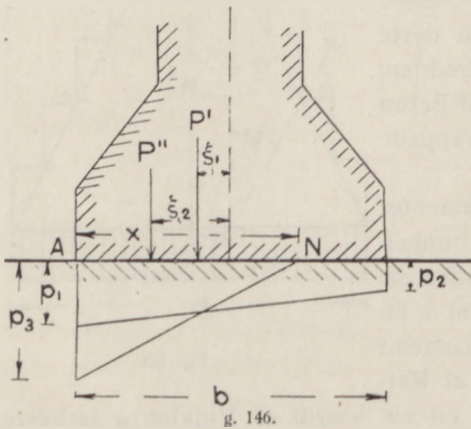
Heraf faas følgende sammenhørende Værdier af α , ψ , σ_1 , τ og σ_h :

α	ψ	σ_1	τ	σ_h
20°	35°	0,28 p_o	0,71 p_o	0,77 p_o
30°	30°	1,0 p_o	0,86 p_o	1,31 p_o
40°	25°	2,2 p_o	1,07 p_o	2,44 p_o
45°	22,5°	3,1 p_o	1,20 p_o	3,33 p_o
50°	20°	4,55 p_o	1,38 p_o	4,67 p_o

Er f. Eks. Trykket paa Byggegrunden $p_o = 2 \text{ kg/cm}^2$ og den tilladte Spænding for Betonen $\sigma_{h(\text{til.})} = 5 \text{ kg/cm}^2$, faas, idet $2,44 p_o = 4,9 \text{ kg/cm}^2$, $\alpha = 40^\circ$ og heraf Fundamentets Højde: $h = \frac{1}{2}(b-b_1) \text{ctg } \alpha$.

Ved det her behandlede Tilfælde er Kraften P forudsat at virke centralt paa Fundamentsfladen.

Hvis P virker ekscentrisk, faas (Fig. 146): for en Kraft P' med Angrebepunkt inden for den midterste Tredjedel af Fundamentsfladen:



$$p_1 = \frac{P'}{b} + \frac{P' \xi_1}{\frac{1}{6} b^2},$$

$$p_2 = \frac{P'}{b} - \frac{P' \xi_1}{\frac{1}{6} b^2},$$

og for en Kraft P'' med Angrebepunkt uden for den midterste Tredjedel af Fundamentsfladen:

$$p_3 = \frac{2 P''}{3 \left(\frac{b}{2} - \xi_2 \right)}.$$

Afstanden x fra Fundamentsfladens Kant A til Nullinien N er:

$$x = 3 \left(\frac{b}{2} - \xi_2 \right).$$

Ved denne Bestemmelse af Kantrykkene p er der gaaet ud fra Forudsætningen om retlinet Spændingsfordeling, en Forudsætning, der, som

nævnt (§ 164), ikke passer med de virkelige Forhold, og som kan føre til, at det ved Beregningen fundne største Tryk paa Jordbunden er en Del mindre end det, der i Virkeligheden fremkommer.

I Almindelighed haves der flere forskellige Belastningsmuligheder svarende til forskellige Kombinationer af Nyttebelastningerne, d. v. s. forskellige Kræfter: P' , P'' ...

Fundamentets Bredde b skal da bestemmes saaledes, at intet af de til Kræfterne P' , P'' ... svarende Kanttryk p er større end det tilladelige Tryk paa Byggegrunden.

Bestemmelse af Fundamentets Højde kan foretages paa lignende Maade, som ovenfor anført. I Reglen behøver man herved ikke at gaa nøjere til Værks end, at man regner med ensformig fordelt Tryk p_0 , idet p_0 sættes lig med det største af de for den paagældende Kant af Fundamentet fundne Tryk p .

Saafernt Byggegrundens Bæreevne er lille, kræves der forholdsvis bredt Fundament, hvilket atter medfører, at Fundamentet, hvis det skal udføres af Grovbeton, maa gives stor Højde. Byggegrundens »Netto« Bæreevne, den Del af Bæreevnen, som kan udnyttes til at bære den fra selve Bygværket hidrørende Belastning, reduceres herved noget, fordi en forholdsvis stor Del af Bæreevnen medgaar til at optage Vægten af Fundamentet. Hvis Byggegrundens Bæreevne er lille, kan det derfor være fordelagtigt at udføre Fundamentet af Jernbeton.

Et Jernbetonfundament for en Mur som den omhandlede gives Form som vist i Fig. 147, nemlig som en Plade med største Tykkelse ved Murens Kanter og herfra aftagende Tykkelse indtil en vis Minimumstykkelse (10 til 15 cm) ved Fundamentspladens Kanter. Jernindlægget anbringes i Pladens Underside. I Reglen støbes et tyndt Bundlag (ca. 8 cm), paa hvilket Jernene kan henlægges.

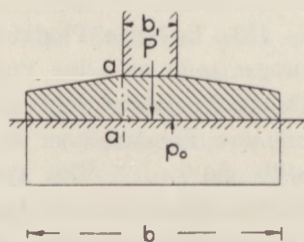


Fig. 147.

Dimensionering af et saadant Jernbetonfundament sker paa samme Maade som den, der anvendes ved Dimensionering af en almindelig Jernbetonplade. Af Kraften P , fordelt over Bredden b_1 , og Byggegrundens Reaktion kan man let udregne bøjende Momenter og Transversalkræfter for de lodrette Snit i Pladen, og deraf Pladetykkelse og Jernindlæg.

Regnes f. Eks. Trykket paa Byggegrunden ensformig fordelt, lig p_0 , faas Momentet i Snit $a-a$:

$$M_a = \frac{1}{8} (b - b_1)^2 p_0 .$$

For en ekscentrisk virkende Kraft, f. Eks. saaledes som vist i Fig. 148, faas:

$$M_a = \frac{(b - b_1)^2}{48 b} [p_1 (5 b + b_1) + p_2 (b - b_1)].$$

Som tidligere nævnt er den virkelige Fordeling af Trykket langs Fundamentsfladen noget forskellig fra den, der er forudsat ved de for-

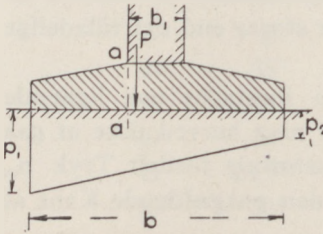


Fig. 148.

anstaaende Udregninger af Trykkene paa Byggegrunden. Trykket ved Fundamentsfladens Kanter er Nul — ved dybt liggende Fundamentsflade vel ikke Nul, men dog temmelig lille — og er størst et Sted inde under Fundamentsfladen, medens det ved den her anvendte Beregningsmaade faas, ved centralt virkende Kraft P , lige stort langs hele Fundamentsfladen, og ved ekscentrisk

virkende Kraft P endog størst ude ved Fundamentsfladens Kant. For saavidt angaar Bøjningspaavirkning paa Fundamentspladen gaar imidlertid Følgerne af den fra den urigtige Antagelse om Trykfordelingen paa Byggegrunden hidrørende Fejl i den Retning, at Bøjningsmomenterne findes for store, saaledes at man er noget paa den sikre Side med Hensyn til Dimensionsbestemmelsen, naar der regnes saaledes, som anført ovenfor.

183. Bøjelige Pladefundamenter. Ved den i § 182 omtalte Beregningsmaade er selve Fundamentet forudsat at være fuldstændig stift. Denne Forudsætning er der intet at bemærke til, for saa vidt angaar massive Fundamenter af Grovbeton. Noget anderledes kan Forholdet stille sig ved f. Eks. tynde Fundamentsplader af Jernbeton, idet den Deformation, som Pladen undergaar som Følge af de virkende Kræfter (Bygværksbelastningen og Reaktionen fra Byggegrunden), kan have saa stor Virkning med Hensyn til Trykfordelingen i Fundamentsfladen, at Deformationens Indflydelse maa indføres i Beregningerne.

Ved Behandling af Spørgsmaalet om Reaktionsfordelingens Afhængighed af Fundamentspladens Deformation vil vi forudsætte, at Trykket i Fundamentsfladen overalt er mindre end den paagældende Jordbunds Proportionalitetsgrænse, saaledes at man for Afhængigheden mellem Trykket p og Grundens Eftergiven s paa det med p belastede Areal har Relationen¹⁾:

$$s = \frac{p}{c}.$$

¹⁾ § 172.

Lad (Fig. 149) OO være Byggegrundens Overflade, AB Fundamentspladen, der paavirkes af Belastningen P . Fundamentspladen trykkes af Kraften P noget ned i Jordbunden og bøjes samtidig, saaledes at den paa Midten vil være trykket dybere ned end ved Kanterne. Grundreaktionen vil derfor være størst i Midten og mindst ved Kanterne. Grundreaktionsfordelingen vil være bestemt af Diagrammet $CDFGH$, hvor $p = cs$ og Areal $CDFGH = P$.

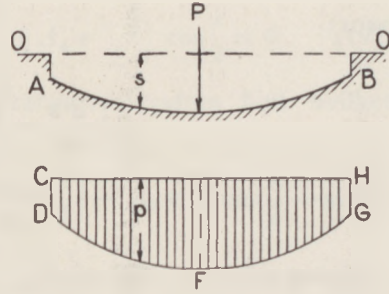
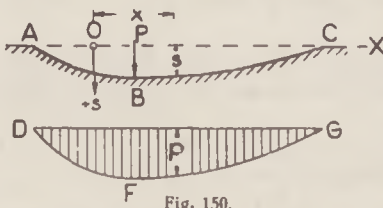


Fig. 149.

Idet Kurven AB er Bøjningslinien for Fundamentspladen, naar denne paavirkes af Kraften P (nedad) og den ved $CDFGH$ fremstillede Reaktion (opad), kan Kurven AB og dermed Reaktionsfordelingskurven DFG findes, naar Fundamentspladens Dimensioner er valgt.

Bestemmelsen af Kurverne kan foretages ved, at man prøver sig frem, idet man begynder med en skønsmæssig valgt Reaktionsfordeling og beregner den hertil svarende Bøjningslinie. Ved derefter at ændre paa Reaktionsfordelingen og foretage tilhørende ny Beregning af Bøjningslinien og fortsætte saaledes, kan der tilvejebringes den til Relationen $p = cs$ svarende Overensstemmelse mellem de to Kurver.

Opgaven at finde Reaktionsfordelingen kan under Forudsætning af, at Fundamentspladen har samme Tykkelse i hele Bredden, løses ad analytisk Vej.



Med de i Fig. 150 anvendte Betegnelser, og idet ABC er Fundamentspladens Bøjningslinie, og DFG er Diagrammet for Reaktionen, haves for Bøjningslinien ABC :

$$E I \frac{d^4 s}{dx^4} + p = 0, \quad (184)$$

hvor I er Inertimomentet af Fundamentspladens Tværsnit, og E er Materialets Elasticitetstal¹⁾.

Ved Indsættelse af $p = cs$ faas:

$$E I \frac{d^4 s}{dx^4} + cs = 0, \quad (185)$$

eller idet der sættes:

$$x = L \xi, \quad (186)$$

¹⁾ I saavel som P pr. Længdeenhed, vinkelret paa Figurens Plan.

hvor:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{c}},$$

$$EI \frac{d^4 s}{dx^4} = \frac{EI}{L^4} \cdot \frac{d^4 s}{d\xi^4} = -cs,$$

$$\frac{d^4 s}{d\xi^4} = -4s. \quad (187)$$

Integration af (187) giver:

$$s = \frac{1}{2} [(A_1 e^{\xi} + A_2 e^{-\xi}) \cos \xi + (A_3 e^{\xi} + A_4 e^{-\xi}) \sin \xi], \quad (188)$$

hvor A_1, A_2, A_3 og A_4 er Integrationskonstanter, der kan bestemmes ved Randbetingelser.

For Momentet M_x i et vilkaarligt Punkt havest

$$M_x = -EI \frac{d^2 s}{dx^2},$$

$$M_x = \frac{cL^2}{4} [(A_1 e^{\xi} - A_2 e^{-\xi}) \sin \xi - (A_3 e^{\xi} - A_4 e^{-\xi}) \cos \xi], \quad (189)$$

og for Transversalkraften Q_x :

$$Q_x = -EI \frac{d^3 s}{dx^3},$$

$$Q_x = \frac{cL}{4} [A_1 e^{\xi} (\cos \xi + \sin \xi) - A_2 e^{-\xi} (\cos \xi - \sin \xi) - A_3 e^{\xi} (\cos \xi - \sin \xi) - A_4 e^{-\xi} (\cos \xi + \sin \xi)]. \quad (190)$$

For en Fundamentsplade, hvis Bredde er b (Fig. 151), og som paa-
virkes paa Midten af en Kraft P , faas
følgende:

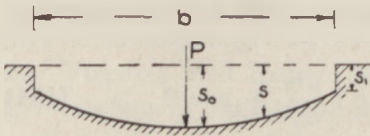


Fig. 151.

Der sættes: $\frac{b}{L} = \lambda$.

I Pladens Midte er Tangenten til Bøjningslinien vandret, altsaa $\frac{ds}{d\xi} = 0$ for $x = 0$, d. v. s. $\xi = 0$, hvilket giver:

$$A_1 - A_2 + A_3 + A_4 = 0. \quad (191)$$

Ved Pladens Kanter er Momentet Nul, d. v. s.: $M_x = 0$ for $x = \frac{b}{2}$ eller $\xi = \frac{\lambda}{2}$, hvilket giver:

$$(A_1 e^{\frac{\lambda}{2}} - A_2 e^{-\frac{\lambda}{2}}) \sin \frac{\lambda}{2} - (A_3 e^{\frac{\lambda}{2}} - A_4 e^{-\frac{\lambda}{2}}) \cos \frac{\lambda}{2} = 0. \quad (192)$$

Endvidere er ved Pladens Kanter Transversalkraften Nul, hvilket giver:

$$A_1 e^{\frac{\lambda}{2}} \left(\cos \frac{\lambda}{2} + \sin \frac{\lambda}{2} \right) - A_2 e^{-\frac{\lambda}{2}} \left(\cos \frac{\lambda}{2} - \sin \frac{\lambda}{2} \right) - A_3 e^{\frac{\lambda}{2}} \left(\cos \frac{\lambda}{2} - \sin \frac{\lambda}{2} \right) - A_4 e^{-\frac{\lambda}{2}} \left(\cos \frac{\lambda}{2} + \sin \frac{\lambda}{2} \right) = 0. \quad (193)$$

Endelig haves:

$$P = 2 \int_0^{\frac{b}{2}} p dx = 2 c L \int_0^{\frac{\lambda}{2}} s d \xi,$$

som giver: $A_1 - A_2 - A_3 - A_4 = -\frac{2P}{cL}. \quad (194)$

Af de fire Ligninger (191)–(194) findes:

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{P}{2cL} \cdot \frac{2 + e^{-\lambda} + \cos \lambda - \sin \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda} \\ A_2 &= \frac{P}{2cL} \cdot \frac{2 + e^{\lambda} + \cos \lambda + \sin \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda} \\ A_3 &= \frac{P}{2cL} \cdot \frac{-e^{-\lambda} + \cos \lambda + \sin \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda} \\ A_4 &= \frac{P}{2cL} \cdot \frac{e^{\lambda} - \cos \lambda + \sin \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda} \end{aligned} \right\} (195)$$

som indsat i (188) giver Værdierne for s og dermed for p for et vilkaarligt Punkt:

$$s = \frac{P}{4cL(\sin \lambda + \sin \lambda)} [(4 \cos \xi + e^{\xi} e^{-\lambda} + e^{-\xi} e^{\lambda} + 2 \cos \xi \cos \lambda - 2 \sin \xi \sin \lambda) \cos \xi + (e^{-\xi} e^{\lambda} - e^{\xi} e^{-\lambda} + 2 \sin \xi \cos \lambda + 2 \cos \xi \sin \lambda) \sin \xi].$$

Specielt findes Pladens Nedtrykning i Midten og ved Kanterne, henholdsvis s_0 og s_1 , ved: $\xi = 0$, resp. $\xi = \frac{\lambda}{2}$, at være:

$$s_0 = \frac{P}{2cL} \cdot \frac{2 + \cos \lambda + \cos \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda}, \quad (196)$$

og $s_1 = \frac{2P}{cL} \cdot \frac{\cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda}. \quad (197)$

Største og mindste Tryk paa Byggegrunden, henholdsvis ved Pladens Midte og ved Kanterne, bliver:

$$p_0 = \frac{P}{2L} \cdot \frac{2 + \cos \lambda + \cos \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda}, \quad (198)$$

og

$$p_1 = \frac{2P}{L} \cdot \frac{\cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda}. \quad (199)$$

Hvis Pladens Bredde er stor, kan det indtræffe, at Pladens yderste Ender paa Grund af Pladens Bøjning kommer til at ligge oven over Byggegrundens Overflade (Fig. 152). Betingelsen for, at ingen Del af Pladen hæves op over Byggegrundens Overflade, er, at $s_1 \geq 0$. Den til $s_1 = 0$ svarende Bredde b_{maks} af Fundamentspladen faas af (197), nemlig ved:

$$\frac{2P}{cL} \cdot \frac{\cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda} = 0, \quad (200)$$

der idet $\cos \frac{\lambda}{2} \neq 0$, giver:

$$\cos \frac{\lambda}{2} = 0,$$

$$\lambda = \frac{b_{\text{maks}}}{L} = \pi,$$

$$b_{\text{maks}} = \pi L = \pi \sqrt[4]{\frac{4EI}{c}}. \quad (201)$$

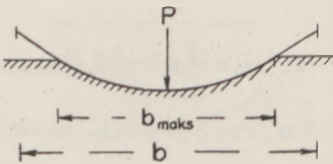


Fig. 152.

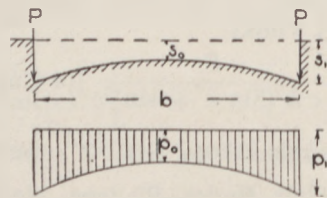


Fig. 153.

For det i Fig. 153 viste Belastningstilfælde, Pladefundament for to Mure, faas paa tilsvarende Maade:

$$A_1 = A_2 = \frac{4P}{cL} \cdot \frac{\cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda} \quad (202 a)$$

$$A_a = -A_4 = \frac{4P}{cL} \cdot \frac{\sin \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda} \quad (202b)$$

$$s = \frac{4P}{cL(\sin \lambda + \sin \lambda)} \left(\cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2} \cos \xi \cos \xi + \sin \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2} \sin \xi \sin \xi \right)$$

$$s_0 = \frac{4P}{cL} \cdot \frac{\cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda} \quad (203)$$

$$s_1 = \frac{2P}{cL} \cdot \frac{\cos \lambda + \cos \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda} \quad (204)$$

Største og mindste Tryk paa Byggegrunden, henholdsvis ved Pladens Kanter og under Pladens Midte, bliver:

$$p_1 = \frac{2P}{L} \cdot \frac{\cos \lambda + \cos \lambda}{\sin \lambda + \sin \lambda} \quad (205)$$

$$p_0 = \frac{4P}{L} \cdot \frac{\cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2}}{\sin \lambda + \sin \lambda} \quad (206)$$

b_{maks} findes af (203), idet man da skal have $s_0 = 0$, hvilket giver samme Udtryk som for det først behandlede Belastningstilfælde, nemlig:

$$b_{\text{maks}} = \pi \sqrt[4]{\frac{4EI}{c}}$$

Ved en Tørdok (Fig. 154) og ved en Skibsfartsluse overføres de paa Sidemurene virkende Kræfter samt Egenvægten af Sidemurene gennem Tørdokkens Bund til Byggegrunden. De paa Sidemurene virkende lodrette Kræfter kan f. Eks. være: Egenvægt af Mur Q , og lodret Komponent af Jordtryk E_l , de vandrette Kræfter: Vandtryk V og vandret Komponent af Jordtryk E_v . Størrelsen af de i Dokbunden (Slusebunden) optrædende Bøjnings- og Forskydningspændinger afhænger af, hvorledes



Fig. 154.

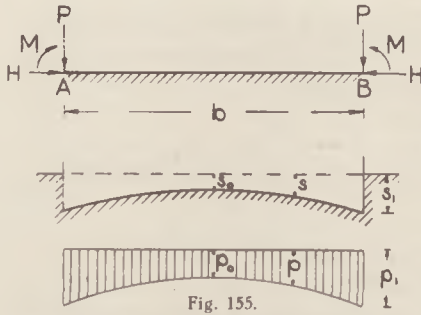


Fig. 155.

Grundreaktionen langs Dokbundens (Slusebundens) Underside er fordelt.

De nævnte Kræfter kan erstattes med de i Fig. 155 angivne, hvor, idet AB er Dokbunden, $P = Q + E_l$, $H = V + E_v$ og M er Momentsummen af hvert af de to Sæt Kræfter V og E_v om henholdsvis A og B .

For det ved Fig. 155 fremstillede Belastningstilfælde faas til Bestemmelse af s og dermed af p :

$$\left. \begin{aligned} A_1 = A_2 &= \frac{4 \frac{P}{cL} \cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2} - \frac{4M}{cL^2} \left(\sin \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2} - \cos \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2} \right)}{\sin \lambda + \sin \lambda} \\ A_3 = -A_4 &= \frac{4 \frac{P}{cL} \sin \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2} - \frac{4M}{cL^2} \left(\sin \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2} + \cos \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2} \right)}{\sin \lambda + \sin \lambda} \end{aligned} \right\} (207)$$

og heraf s :

$$s = \frac{4}{cL} \left(\frac{\left[P \cos \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2} - \frac{M}{L} \left(\sin \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2} - \cos \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2} \right) \right] \cos \xi \cos \xi}{\sin \lambda + \sin \lambda} + \frac{\left[P \sin \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2} - \frac{M}{L} \left(\sin \frac{\lambda}{2} \cos \frac{\lambda}{2} + \cos \frac{\lambda}{2} \sin \frac{\lambda}{2} \right) \right] \sin \xi \sin \xi}{\sin \lambda + \sin \lambda} \right)$$

I det her omhandlede Belastningstilfælde faas ikke et saa simpelt Udtryk som (201) for den Størrelse b_{maks} , som Bredden af Dokbunden ikke maa overskride, hvis Overførelsen af Trykket til Byggegrunden skal ske over hele Bundens Bredde. Man kan nemlig her ikke paa Forhaand afgøre, om s er mindst midt mellem A og B eller ved A og B , idet Bunden i Stedet for at bøjes, som vist i Fig. 155, ogsaa kan antage den i Fig. 156 viste Form. Om det ene eller det andet er Tilfældet, afhænger af Forholdet mellem den Deformation af Bunden, der skyldes Kræfterne P , og den Deformation, der skyldes Momenterne M .

Ved Belastningstilfælde som det her omhandlede er man henvist til at udregne Størrelserne s_0 og s_1 for de paagældende Talværdier af P og M .

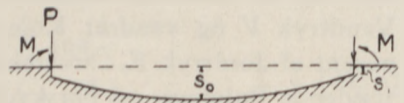


Fig. 156.

Naar der for en valgt Bredde b af Fundamentsplade eller Dokbund findes negative Værdier for Størrelsen s (og altsaa ogsaa negative p) paa en Del af Bredden b (Fig. 157), svarer dette til, at det ved Beregningen forudsættes, at der kan overføres saavel Trykspændinger som

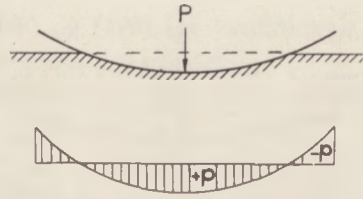


Fig. 157.

Trækspændinger fra Fundamentspladen (Dokbunden) til Byggegrunden. Denne Forudsætning er imidlertid urigtig, idet der ikke kan overføres Trækspændinger. Negative Værdier af p betyder, at Fundamentspladens (Dokbundens) Bredde er saa stor, at kun en Del af Fundamentspladen (Dokbunden) er virksom ved Fordeling af de paa Pladen virkende ydre Kræfter til Byggegrunden, og ved Beregningen af det største Tryk paa Byggegrunden faas da af Ligningen en Værdi for dette Tryk, der er mindre end det Tryk, der i Virkeligheden optræder, d. v. s., man er ved denne Beregning paa den usikre Side med Hensyn til Størrelsen af Trykket paa Byggegrunden, naar dette skal holdes under en vis for det paa-gældende Tilfælde fastsat tilladelig Belastning af Byggegrunden.

Ved det i Fig. 151 fremstillede Belastningstilfælde er Bestemmelsen af det rigtige Maksimumstryk paa Grunden for saa vidt ganske simpel. Man bestemmer af (201) den til den valgte Pladetykkelse svarende Maksimumsbredde b_{maks} , og hvis Fundamentspladens Bredde — af andre Hensyn end det at skulle tjene som Fundamentsplade — er større end b_{maks} , regnes der med Bredden b_{maks} . I Udtrykket for s (og p) indsættes da $\lambda = \pi$. Specielt faas for p_0 , største Tryk paa Byggegrunden:

$$p_0 = c s_0 = \frac{P}{2L} \cdot \frac{2 + \cos \pi + \cos \pi}{\sin \pi + \sin \pi} = \frac{\pi P}{2 b_{\text{maks}}} \cdot 1,09 = 1,71 \frac{P}{b_{\text{maks}}}.$$

Ved de to andre behandlede Belastningstilfælde er den analytiske Udredning af Forholdet ret kompliceret. Man kan her bruge de anførte Ligninger til Undersøgelse af, om der med den givne Bredde af Fundamentsplade eller Dokbund er en Del af denne, for hvilken der faas negative s (og p). Saafremt dette er Tilfældet, kan man da gaa over til at bestemme Reaktionsfordelingen ved den før nævnte forsøgsvisse Fremgangsmaade.

184. **Tilnærmende Bestemmelse af Reaktionsfordeling.** Den i det følgende beskrevne Tilnærmelsesberegning af Reaktionsfordeling giver i mange Tilfælde tilstrækkelig nøjagtige Resultater, eller den kan med Fordel benyttes til Afgørelse af, om der i et foreliggende Tilfælde i det hele taget er Anledning til at gaa nærmere ind paa Spørgsmaalet om

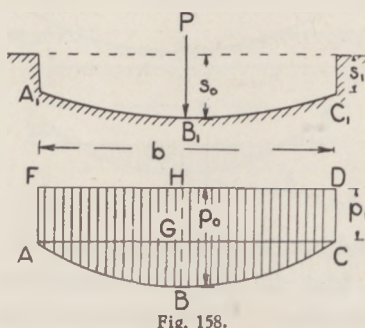


Fig. 158.

Reaktionens Fordeling, eller man uden Risiko for at begaa væsentlige Fejl kan regne med Reaktionen ensformig fordelt under Fundamentspladen (Dokbunden). Tilnærmelsen ved denne Beregningsmaade bestaar i, at man regner med Parabler som Erstatnings-Kurver for Fundamentspladens (eller Dokbundens) Bøjningslinier.

For en Fundamentsplade, der er paa- virket paa Midten af en Kraft P pr. Længdeenhed, faas ved Tilnærmelsesberegningen følgende (Fig. 158):

Fundamentspladens Bøjningslinie antages at være Parablen $A_1 B_1 C_1$, og Grundreaktionens Diagram $F A B C D$, hvor $A B C$ ligeledes er en Parabel ($p_0 = c s_0$, $p_1 = c s_1$).

Man har nu, at Opbøjningspilen $s_0 - s_1$ er lig med den Bøjningspil, Fundamentspladen vil faa, naar denne regnes indspændt i Midten og paa- virket af det til Diagrammet $H B C D$ svarende Tryk. Er f_1 Bøjningspilen for Trykket $H G C D$, og f_2 Bøjningspilen for Trykket $G B C G$, haves:

$$s_0 - s_1 = f_1 + f_2.$$

Endvidere haves:

$$f_1 = \frac{1}{8} \frac{p_1}{E I} \left(\frac{b}{2}\right)^4$$

$$f_2 = \frac{19}{360} \frac{p_0 - p_1}{E I} \left(\frac{b}{2}\right)^4,$$

$$s_0 - s_1 = \frac{p_0 - p_1}{c} = \frac{b^4}{16 E I} \left[\frac{1}{8} p_1 + \frac{19}{360} (p_0 - p_1) \right],$$

samt:
$$p_1 b + \frac{2}{3} (p_0 - p_1) b = P.$$

Af de to sidste Ligninger findes:

$$p_0 = \frac{5760 + 26 \frac{c b^4}{E I}}{5760 + 11 \frac{c b^4}{E I}} \cdot \frac{P}{b},$$

og

$$p_1 = \frac{5760 - 19 \frac{c b^4}{E I}}{5760 + 11 \frac{c b^4}{E I}} \cdot \frac{P}{b},$$

svarende til de tidligere fundne Udtryk (198) og (199) for henholdsvis største og mindste Tryk p_0 og p_1 under Fundamentspladen.

Svarende til det i § 183 fundne Udtryk for b_{maks} faas her, ved at man sætter $p_1 = 0$:

$$5760 - 19 \frac{c(b_{\text{maks}})^4}{EI} = 0,$$

$$b_{\text{maks}} = 2,96 \sqrt[4]{\frac{4EI}{c}},$$

en Værdi, der, som det vil ses, kun er lidt forskellig fra den i § 183 angivne (201).

For en Fundamentsplade, der er paa- virket langs Kanterne af Kraften P pr. Længdeenhed (Fig. 159), faas paa lig- nende Maade:

Bøjningslinien $A_1 B_1 C_1$ og den Tryk- variationen bestemmende Linie ABC antages at være Parabler. Man har, at $s_1 - s_0$ er lig med Bøjningspilen for Fundamentspladen, naar denne paa- virkes af Kræfterne P nedad og det ved Dia- grammet $FACD$ fremstillede Tryk opad. Er f_1 og f_2 Bøjningspilene for henholdsvis det til Rektan- glet $FACD$ og det til Parabelsegmentet ABC fremstillede Tryk, havs:

$$s_1 - s_0 = f_1 - f_2.$$

Endvidere:
$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{p_1}{EI} b^4,$$

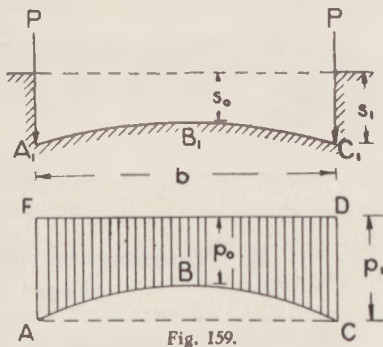
$$f_2 = \frac{61}{5760} \frac{p_1 - p_0}{EI} b^4,$$

$$s_1 - s_0 = \frac{p_1 - p_0}{c} = \frac{b^4}{EI} \left[\frac{5}{384} p_1 - \frac{61}{5760} (p_1 - p_0) \right],$$

samt:
$$p_1 b - \frac{2}{3} (p_1 - p_0) b = 2P.$$

Af de to sidste Ligninger findes:

$$p_1 = \frac{11520 + 122 \frac{c b^4}{EI}}{5760 + 11 \frac{c b^4}{EI}} \cdot \frac{P}{b},$$



og

$$p_o = \frac{11520 - 28 \frac{c b^4}{EI} P}{5760 + 11 \frac{c b^4}{EI}} \cdot \frac{P}{b},$$

svarende til de tidligere fundne Udtryk (205) og (206) for henholdsvis største og mindste Tryk p_1 og p_o paa Byggegrunden. For b_{maks} findes her ($p_o = 0$):

$$11520 - 28 \frac{c (b_{\text{maks}})^4}{EI} = 0$$

$$b_{\text{maks}} = 3,18 \sqrt[4]{\frac{4 EI}{c}}.$$

Den ved Tilmærmselsesberegningen saaledes fundne Værdi for b_{maks} ses ogsaa i dette Tilfælde kun at være lidt forskellig fra den i § 183 angivne.

B. Fundamenter og Bygværker paavirkede af skraat rettede Kræfter.

185. Ved Beregning af et Fundament for et Bygværk, der er paavirket af Kræfter med indbyrdes forskellig Retning, gaar man i Almindelighed frem paa den Maade, at man sammensætter alle de ydre Kræfter, der virker paa den af Fundamentsfladen dannede Snitflade, til en Resultant og opløser denne i en lodret Komposant (Normalkraft) gennem Resultantens Skæringspunkt med Fundamentsfladen — denne tænkes at være vandret — og en vandret Komposant (tangentiell Komposant) virkende i Fundamentsfladen. Paavirkningen paa Byggegrunden fra den lodrette og fra den vandrette Komposant behandles da hver for sig.

Det fra Bygværket hidrørende lodrette Tryk paa Byggegrunden — Byggegrundens Belastning i almindelig Forstand — afhænger alene af den lodrette Komposants Størrelse, i Forbindelse med Angrebepunktets Beliggenhed, og det i Afsnit V. A. anførte om Beregning af Trykkets Størrelse og om Fordeling af Trykket paa Byggegrunden, og den til hørende Beregning af Fundamentets Dimensioner kan derfor uden videre anvendes i det her omhandlede Tilfælde.

Ved Bygværker, der er paavirket af skraat rettede Kræfter, kan der imidlertid ofte være særlige Forhold til Stede vedrørende den Indflydelse, som de forskellige ydre Kræfters Størrelse og deres Virkemaade kan have paa Fordelingen af det lodrette Tryk i Fundamentsfladen, og

disse Forhold maa der særligt tages Hensyn til ved Undersøgelsen af, om der for det paagældende Bygværk er passende Sikkerhed for, at Trykket paa Byggegrunden ikke bliver større end det, Beregningen giver, eller, som det sædvanlig udtrykkes, om der er passende Sikkerhed for Bygværkets Stabilitet. Navnlig gælder dette ved Bygværker, der paa- virkes af Vandtryk og Jordtryk. Vi vil derfor her behandle Undersøgel- sen af denne Slags Bygværker og som Eksempel paa et saadant Bygværk tage en Kajmur, d. v. s. en Støttemur, der danner Begrænsningen for en Jordopfyldning mod et af Vand dækket Areal. Af de herved udledede Regler vedrørende Dimensionsberegning m. v. kan der uden Vanskelig- hed udledes tilsvarende Regler for Dimensionsberegning af andre Arter af Bygværker, der er udsat for Paavirkning af skraat rettede Kræfter.

186. I Fig. 160 er vist en Kajmur med en for Overskueligheds Skyld ganske enkel Form. De paa Muren virkende Kræfter er: Murens

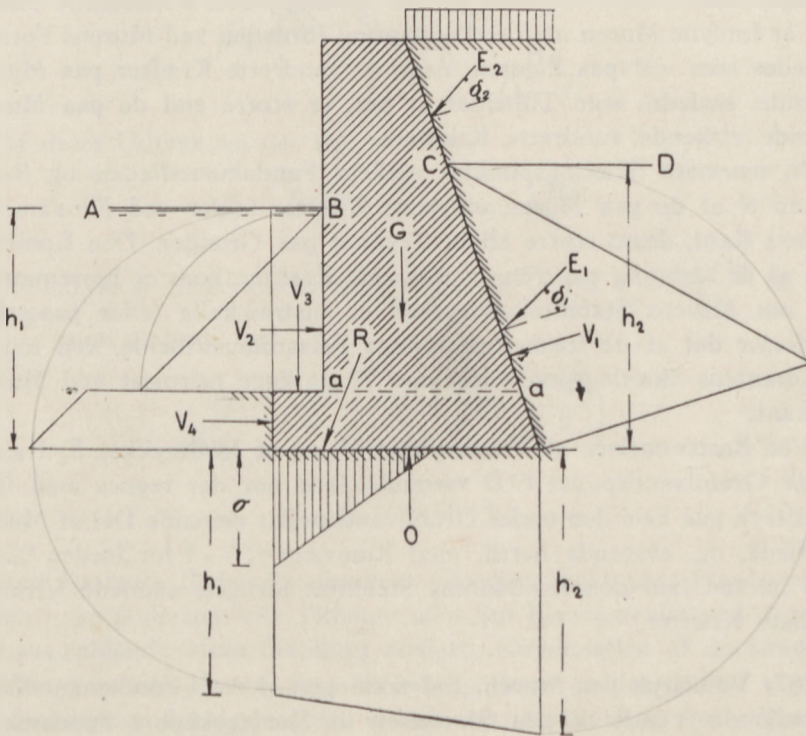


Fig. 160.

Egenvægt G , et i Fundamentsfladen virkende, opad rettet Vandtryk O , aktive Jordtryk E paa Murens Bagside, Vandtryk V_1 paa Murens Bagside, svarende til en eller anden Stilling af Grundvandspejlet CD , samt

Vandtryk V_2 og V_4 paa Murens Forside og Vandtryk V_3 paa Murens Fremspring forneden, svarende til Vandhøjden (AB) ved Murens Forside.

Ved Dimensionering af en saadan Kajmur — dennes Form forudsættes at være given paa Forhaand — gaar man frem paa den Maade, at man for en skønsmæssig valgt Murtykkelse og Bredde af Fundamentsflade beregner Spændingerne i Fundamentsfladen og i de Snit i Murlegemet, i hvilke Spændingerne kan blive særlig store, og derefter, ved at man prøver sig frem med andre Murtykkelser, finder den Murdimension, for hvilken de i Fundamentsfladen og i de farligst paavirkede Snit i Murlegemet optrædende største Spændinger ligger passende nær ved henholdsvis det tilladelige Tryk paa Byggegrunden og den tilladelige Spænding for det paagældende Murmateriale.

Da det tilladelige Tryk paa Byggegrunden i Almindelighed er betydelig mindre end den tilladelige Spænding for Murens Materiale (Beton, Jernbeton, Murværk), er det naturligt, hvis Forholdene tillader det, at forsyne Muren med et Fremspring forneden ved Murens Forside, saaledes som vist paa Figuren, naar de vandrette Kræfter paa Murens Bagside, saaledes som Tilfældet er her, er større end de paa Murens Forside virkende vandrette Kræfter.

Jo nærmere Skæringspunktet mellem Fundamentsfladen og Resultanten R af de paa Muren virkende Kræfter falder ved Fundamentsfladens Kant, desto større bliver Trykket paa Grunden. Den Kombination af de samtidig paa Muren virkende Kræfter, som er bestemmende for, om Murens Stabilitetssikkerhed er tilstrækkelig (eller passende), er derfor det af de forskellige mulige Belastningstilfælde, ved hvilket Resultantens Skæringspunkt kommer til at ligge nærmest ved Murens Forkant.

Ved Bestemmelsen af Vandtrykket V_1 og af Jordtrykket E_1 fra den under Grundvandspejlet CD værende Jord bør der regnes med fuldt Vandtryk paa hele den under Grundvandspejlet værende Del af Murens Bagflade, og, svarende hertil, med Rumvægt $\gamma'_e - 1$ for Jorden ¹⁾, idet man herved faar den for Murens Stabilitet farligste samlede Virkning af disse Kræfter.

187. Vandtryk paa Muren. Indvirkningen af det i Fundamentsfladen optrædende Vandtryk paa Størrelsen af Kanttrykket i Fundamentsfladen er afhængig af, om Resultanten af de paa Muren virkende Kræfter skærer Fundamentsfladen inden for eller uden for dennes Kærneareal. Hvorledes denne Afhængighed er, ses lettest af Forholdene ved en Mur

¹⁾ Jfr. § 146.

som den i Fig. 161 viste. Muren er her tænkt paa-
virket af en lodret nedad rettet Kraft Q , en lodret
opad rettet Kraft O og en vandret Kraft H .

Hvis Skæringspunktet for Resultanten af disse
Kræfter falder inden for Grundfladens midterste
Trediedel, er det største Kanttryk bestemt ved:

$$\sigma = \frac{Q - O}{b} + \frac{6 Ha}{b^2}.$$

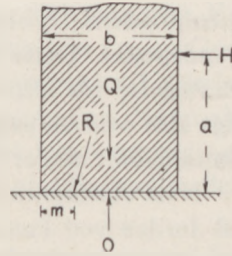


Fig. 161.

Kanttrykket ses i dette Tilfælde at blive mindre, jo større Kraften
 O er.

Hvis Resultantens Skæringspunkt falder uden for Grundfladens mid-
terste Trediedel, faas, idet

$$m = \frac{b}{2} - \frac{Ha}{Q - O},$$

$$\sigma = \frac{2Q - O}{3m} = \frac{2}{3} \frac{Q - O}{\frac{b}{2} - \frac{Ha}{Q - O}}.$$

Af dette Udtryk vil det ses, at for:

$$Q - \frac{6 Ha}{b} < O < Q - \frac{4 Ha}{b}$$

$m = \frac{b}{3}$

vil Kanttrykket formindskes med voksende O fra $\sigma = \frac{12 Ha}{b^2}$ til $\sigma =$
 $\frac{32 Ha}{3 b^2}$, men at man for:

$$Q - \frac{4 Ha}{b} = O \rightarrow \left(Q - \frac{2 Ha}{b} \right)$$

faar:

$$\frac{32 Ha}{3 b^2} = \sigma \rightarrow \infty.$$

Ved Kajmure falder Resultantens Skæringspunkt med Fundaments-
fladen i saa godt som alle Tilfælde uden for Kærnearealet ved den for
den paagældende Murs Stabilitet farligste Kombination af de Kræfter,
der kan paavirke Muren. Som almindelig Regel gælder derfor, at man
ved Stabilitetsundersøgelser skal indføre det største af de opad virkende
Vandtryk, der kan forekomme.

Ved den i Fig. 160 viste Kajmur er Størrelse og Fordeling af Vand-
trykket O tænkt at være bestemt ved det som Diagram for Vandtrykket
indtegnede Trapez med Sidelængder h_1 og h_2 , hvor h_1 og h_2 er Funda-

mentsfladens Dybde under henholdsvis det ydre Vandspejl og Grundvandspejlet. Dette Diagram svarer til, at Modstanden mod Vandets Bevægelse fra Murens Jordside til dens Vandside forudsættes at være lige stor overalt, saavel langs Fundamentsfladen som i Jordbundens Porer umiddelbart under Fundamentsfladen.

Hvis Jordbundens Permeabilitet er meget lille, og Muren slutter tæt til Jorden ved Fundamentsfladens Bagkant (hvis der f. Eks. er anbragt en tæt Spunsvæg ved Murens Bagside), vil det opad rettede Vandtryk være mindre end angivet i Fig. 160. Til fuldstændig Tæthed ved Murens Bagkant vil svare, at Vandtrykket reduceres til h_1 over hele Fundamentsfladen. Hvis derimod Tætheden er større ved Fundamentsfladens Forkant end ved dens Bagkant (Spunsvæg ved Murens Forkant), er Vandtrykket større end angivet i Fig. 160. Fuldstændig Tæthed ved Murens Forkant giver et Vandtryk h_2 over hele Fundamentsfladen.

Størrelsen af saavel Vandtrykket O som Vandtrykkene V afhænger af Højden af Vandspejlene AB og CD . Det opad rettede Vandtryks Virkning til Ugunst for Murens Stabilitet er, som nævnt, desto større, jo større dette Vandtryk er. For Vandtrykkene V 's Vedkommende er det navnlig Forskellen mellem de to Vandspejls Stillinger, det kommer an paa med Hensyn til disse Vandtryks Betydning for Murens Stabilitet. Hvilken Kombination af de i det paagældende Tilfælde mulige samtidig indtrædende Vandspejlsstillinger der er den farligste for Murens Stabilitet, kan i Reglen ikke afgøres paa Forhaand, og man maa derfor ofte foretage Stabilitetsundersøgelser for flere forskellige, af saadanne Kombinationer bestemte Belastningstilfælde.

Hvor meget højere det indvendige Vandspejl kan komme til at staa over det udvendige, afhænger dels af Forskellen mellem Højvande og Lavvande det paagældende Sted og af, hvor hurtigt Vandstandsvariationen foregaar, dels af, hvorledes Forbindelsen er mellem Vandet inden for og uden for Muren, d. v. s. om Jordbunden er mere eller mindre let gennemtrængelig for Vand, og om der er større eller mindre Utætheder langs Fundamentsfladen.

Paa Steder, hvor der ikke findes Tidevand af nogen Betydning, foregaar Vandstandsvariationen for det meste ret langsomt. Man behøver her i Reglen ikke at forudsætte større Forskel mellem udvendigt og indvendigt Vandspejl end ca. 0,3 m, saafremt den jævnlig forekommende højeste Vandstand ikke overstiger ca. 0,6 m over »Daglig Vand«, og der kan da som bestemmende for det farligste Belastningstilfælde regnes med, at nævnte Vandspejlsdifferens forefindes ved D. V. Hvis der jævnlig forekommer højere Vandstand end nævnt, og navnlig, hvis Vandet efter langvarigt Højvande kan falde hurtigt, bør der forudsættes

større Vandspejlsforskel end ovenfor angivet. Det er her tænkt, at Muren slutter nogenlunde tæt til Jordbunden, og at denne kun i ringe Grad er gennemtrængelig for Vand. Saafremt Muren hviler paa et Underlag af Ral, eller hvis Bunden bestaar af endnu mere storkornet Materiale, kan der regnes med, at Forbindelsen mellem Vandet foran og bag ved Muren er saa aaben, at der ikke kan opstaa nævneværdig Forskel mellem Vandhøjderne paa de to Sider af Muren.

Paa Steder, hvor der er Tidevand, bør der i Reglen regnes med forholdsvis større Vandspejlsdifferens end nævnt, fordi Vandspejlsvariationen her foregaar relativt hurtigt. Til hvilken Størrelse den for en Kajmurs Stabilitet farligste Vandspejlsdifferens i saa Tilfælde skal ansættes, kan der ikke angives nogen almindelig Regel for. Det er dog næppe sandsynligt, at man behøver at forudsætte større Vandspejlsdifferens end ca. $\frac{1}{3}$ af Flodskiftet i Tilfælde af, at Jordbunden og Tilslutningen mellem denne og Muren er nogenlunde tæt. Saafremt der findes Underlag af Ral, kan Vandspejlsdifferensen regnes mindre. Den største Forskel mellem Vandspejlene forefindes i Reglen, naar det udvendige Vandspejl efter et Højvande er faldet til noget under Middelvandstand.

En Udligning mellem Vandhøjden foran Muren og Vandhøjden i Jorden umiddelbart bag Muren, saaledes at Variation af Vandspejlet foran Muren kun faar forholdsvis ringe Indflydelse paa Murens Stabilitetsforhold, kan tilvejebringes ved, at der lægges langsgaaende Dræn bag Muren i Højde med laveste Vandstand, og disse Dræn forbindes med tværs gennem Muren gaaende Rørledninger (f. Eks. 10 cm Rør i 10 til 20 m indbyrdes Afstand), liggende lidt under laveste Vandstand.

Som ovenfor nævnt, bør der ved Stabilitetsundersøgelsen for en Kajmur, regnes med det største opad rettede Vandtryk, som vil kunne forekomme. Størrelsen af hele det i Fundamentsfladen virkende Vandtryk afhænger, foruden af Størrelsen af Vandtrykket i hvert af de enkelte Punkter af Fladen, tillige af, paa hvor stor en Del af Fundamentsfladens Areal der kan optræde Vandtryk, og dette afhænger atter af Jordbundens Porøsitet og af, hvor tæt Murens Underside slutter til Byggegrunden, samt i visse Tilfælde af Størrelse og Virkemaade af de øvrige Kræfter, som paavirker Muren.

Hvis Bunden, hvorpaa Muren hviler, bestaar af storkornet Materiale, som f. Eks. Ral eller større Sten, er Spørgsmaalet om, paa hvor stort Areal af Murens Underside det bør paaregnes, at der kan komme Vandtryk, ikke vanskeligt. Her udgør nemlig den samlede Anlægsflade mellem Ralkornene og Murens Underside kun en ringe Del af hele Fundamentsfladen, og der vil derfor være Vandtryk i saa godt som hele Fundamentsfladen. Ved at regne med Vandtryk paa hele Fundaments-

med Undtagelse af det foreløbig ubekendte Vandtryk O , og $R_{2(l)}$ den lodrette Komposant af Resultanten, naar Vandtrykket O medtages. Man har da med de i Figuren benyttede Betegnelser:

$$R_{2(l)} = R_{1(l)} - O = R_{1(l)} - \frac{1}{2} h (b - 3 m)$$

$$R_{1(l)} \cdot a = R_{2(l)} \cdot m + O [3 m + \frac{2}{3} (b - 3 m)],$$

hvoraf faas:

$$R_{1(l)} \cdot a = [R_{1(l)} - \frac{1}{2} h (b - 3 m)] m + \frac{1}{2} h (b - 3 m) (m + \frac{2}{3} b)$$

til Bestemmelse af m og deraf O og $R_{2(l)}$.

Betingelsen for, at man kan se helt bort fra opad virkende Vandtryk — hvis Resultanten falder inden for Kærnen — eller regne med et Vandtryk saaledes som angivet i Fig. 162, er som nævnt, at Muren slutter fuldstændig tæt til Byggegrunden. Under almindelige Forhold kan man imidlertid ikke paaregne, at denne Betingelse er opfyldt. I Reglen vil den i Murens nederste Del indgaaende Beton være mere eller mindre porøs, fordi det vanskeligt kan undgaas, at det først udlagte Lag Beton beskadiges ved Udvaskning af Cementen. Kun i Tilfælde af, at Udførelsen af Muren sker under særlig gunstige Forhold (fuldstændig tør Byggegrube), og af, at der træffes specielle Foranstaltninger til Undgaaelse af Porøsitet i Bundlaget, f. Eks. Udlægning af et Lag fed Mørtel som Underlag for Murens Beton, kan man vente at faa saa tæt Tilslutning i Fundamentsfladen, at der kan være Tale om at se bort fra Vandtrykket O eller regne med Vandtryk, som angivet i Fig. 162.

Dersom Jordbunden ikke er helt tæt, f. Eks. hvis den bestaar af sandblandet Ler eller anden Jord af lignende Beskaffenhed med Hensyn til Porøsitet, vil der kunne optræde Vandtryk paa Murens Underside i større eller mindre Dele af Fundamentsfladen, selv om Murens nederste Del er fuldstændig tæt og Resultanten af Kræfterne skærer inden for Kærnefladen, og nogen Vejledning til i saadant Tilfælde at skønne over, hvor stort det samlede Vandtryk er, har man ikke.

I Betragtning af den Usikkerhed, der, som det fremgaar af det foranstaaende, i de fleste Tilfælde er til Stede med Hensyn til Afgørelse af, hvor stort Vandtrykket i Fundamentsfladen i Virkeligheden er, bør man, naar ikke særlige Forhold gør sig gældende, i Almindelighed holde sig til den Regel, at der regnes med fuldt opad virkende Vandtryk paa hele Fundamentsfladen, svarende til det i Fig. 160 angivne. Ved at gøre dette er man da noget mere paa den sikre Side med Hensyn til Murens Stabilitet, hvis det drejer sig om en Mur, der staar paa Klippebund, Ler eller sandblandet Ler, end Tilfældet er ved en Mur paa Sand, Grus eller Ral, og, ved Mure paa Byggegrund af de først nævnte Arter, mere paa den

sikre Side, hvis Murens Udførelse sker omhyggeligt og i tør Byggegrube, end hvis Udførelsen foregaar under mindre betryggende Forhold, eller hvis f. Eks. Udførelsen af den nederste Del af Muren sker ved Betonstøbning i Vand. Til saadanne Forhold som de her nævnte — Jordbundens større eller mindre Porøsitet, mer eller mindre god Beton i Murens Underside — kan der, saafremt Omstændighederne iøvrigt taler derfor, tages noget Hensyn enten ved Fastsættelsen af den Sikkerhedsfaktor, der indføres for hele Stabilitetsberegningen (jfr. § 188), eller maaske ved at man ændrer paa de til Grund for Bestemmelsen af Jordtrykkenes Størrelse og Virkemaade liggende Forudsætninger (ved Fastsættelsen af Vinklen δ og Jordens Skræntvinkel ϱ).

188. Særlig Stabilitetsbetingelse. Ved Bygværker, der paavirkes af forskelligt rettede Kræfter, er der det særlige Forhold, at den Sikkerhed mod, at Trykket paa Byggegrunden bliver for stort, der ligger i, at den tilladelige Belastning af Byggegrunden er fastsat som en vis Brøkdel af Brudgrænsen for den paagældende Jordbund eller som en vis Brøkdel af det Tryk, for hvilket Bygværket sætter sig netop saa meget, som det

i det højeste kan taale at sætte sig, ikke dækker mod Følgerne af tilfældig Forøgelse af de paa Muren virkende Kræfter i Tilfælde af, at ikke alle Kræfterne forøges i samme Forhold. Dette ses af følgende: Har man en Mur (Fig. 163), hvis Egenvægt er G , og som paavirkes af en vandret Kraft H , vil største Tryk paa Byggegrunden være

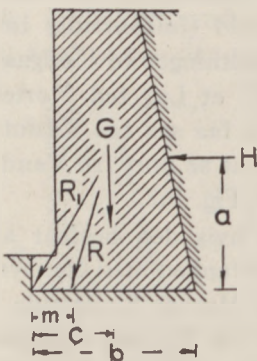


Fig. 163.

$$p = \frac{2}{3} \frac{G}{m} = \frac{2}{3} \frac{G}{c - \frac{H}{G} a},$$

hvis H 's Moment til Væltning af Muren er saa stort, at $m < \frac{b}{3}$. Dersom H forøges til $H_1 = \frac{c}{a} G$, bliver $m = 0$, og der

faas $p_1 = \infty$, idet Resultanten R_1 af G og H_1 i saa Tilfælde gaar gennem Fundamentfladens Forkant. Paa tilsvarende Maade forholder det sig med alle de Kræfter, der paa samme Maade som H paavirker Muren til Væltning. Det vil heraf forstaas, at en Forøgelse af en eller flere af de til Væltning virkende Kræfter foraarsager, at Kanttrykket vokser i langt stærkere Grad, end hvad der svarer til Forøgelsen af de paagældende ydre Kræfter.

For at være sikret mod, at en ikke paaregnet tilfældig Forøgelse af de til Væltning virkende Kræfter frembringer en for Murens Stabilitet farlig Stigning af største Tryk paa Grunden, er det derfor nødvendigt, at man ved Siden af den Betingelse, at det til det givne System af Kræf-

ter svarende største Kanttryk højest maa være lig med Byggegrundens tilladelige Belastning, indfører endnu en Stabilitetsbetingelse, som særlig tager Sigte paa det her nævnte Forhold.

Indførelse af en saadan særlig Stabilitetsbetingelse kan ske paa den Maade, at man forøger de til Væltning virkende Kræfter i et vist Forhold, afpasset efter den for det paagældende Bygværk paakrævede Stabilitetssikkerhed, beregner største Kanttryk for det saaledes ændrede System af Kræfter og da som hertil svarende tilladelig Belastning regner med Brudgrænsen for Byggegrunden eller med det Tryk, for hvilket Jordbundens Eftergiven naar den Grænseværdi, som i det højeste er tilladelig for det paagældende Bygværk.

Hvor stor en Forøgelse der bør gives de til Væltning virkende Kræfter, afhænger naturligvis af Bygværkets Art — om det er en Kajmur, almindelig Støttemur, Bropille, Spærredæmning el. a. — men maa dog i Hovedsagen fastsættes under Hensyn til, med hvor stor Sikkerhed de paagældende Kræfter i det hele taget lader sig beregne.

For en Kajmur som den her omhandlede (Fig. 160), maa der saaledes i denne Forbindelse skelnes mellem, om de til Væltning virkende Kræfter er Vandtryk eller Jordtryk.

For Vandtrykkenes Vedkommende gælder, at der ikke er Anledning til, at man i det ændrede Kraftsystem indfører større Vandtryk end de, der indgaar i det oprindelige Kraftsystem, naar de forudsatte Stillinger af Vandspejlene AB og CD er de Stillinger, der giver den farligste Paa-virkning paa Muren, og naar man med Hensyn til Vandtrykkenes Størrelse og Virkemaade iøvrigt regner saaledes, som det fremgaar af det tidligere anførte.

Med Hensyn til Jordtrykkene er Forholdet et andet, idet der for disse Vedkommende er en Del Usikkerhed til Stede, baade i Henseende til Bestemmelse af Jordtrykkenes Størrelse (tilfældig Belastning paa Jorden bag Muren, Usikkerhed ved Fastsættelsen af Skråntvinklen ϱ , Rystelser), og med Hensyn til deres Virkemaade (Jordtrykkets Retning og dets Fordeling). Da Jordtryk, saaledes som f. Eks. E_1 i Fig. 160, godt kan virke til Gunst for Murens Stabilitet, maa Indførelse af den ekstra Stabilitetssikkerhed, for saa vidt angaar Jordtryk, ske ved, at man lader Jordtrykkenes vandrette Komposanter indgaa i det ændrede Kraftsystem med en til den paakrævede ekstra Sikkerhedsfaktor svarende Forøgelse i Størrelse, medens de lodrette Komposanter af Jordtrykkene i det oprindelige Kraftsystem gaar uforandret over i det ændrede Kraftsystem.

Hvor stor den her omhandlede særlige Sikkerhedsfaktor n bør vælges, afhænger naturligvis af, hvor stor Sikkerhed der allerede maatte være indført ved Beregningen af Jordtrykkene. Ved Kajmure og lig-

nende Bygværker — paa god Byggegrund og med Bagfyld af almindelig Beskaffenhed — fører Dimensionsbestemmelsen til (erfaringsmæssigt) passende Murdimensioner, naar der ved Fastsættelsen af den i Jordtryksberegningerne indgaaende Vinkel δ benyttes de i § 103 angivne Regler, og der ved den her omhandlede særlige Stabilitetsundersøgelse sættes $n = 1,3$ til $1,5$. Inden for disse Grænser ($1,3$ og $1,5$) vælges en større eller mindre Værdi for n , efter som Omstændighederne i det paagældende Tilfælde taler for, at man bør være rigeligt paa den sikre Side, eller for, at der kan slaas noget af paa Sikkerhedsgraden.

En anden Maade at foretage den omtalte Stabilitetsundersøgelse paa, som skal nævnes her, fordi den tidligere har været ret almindelig anvendt, er, at man som den ekstra Stabilitetsbetingelse indfører en vis — n Gange — »Sikkerhed mod Væltning« omkring Fundamentsfladens Kant. For en Kajmur, som den i Fig. 160 viste, regnes Betingelsen » n Gange Sikkerhed mod Væltning« at være opfyldt, naar Summen af Momenterne om Fundamentsfladens Kant af samtlige Kræfter i det ændrede Kraftsystem er Nul, idet, ligesom ovenfor, de vandrette Komposanter af Jordtrykkene indføres i det ændrede Kraftsystem med n Gange Størrelsen af de beregnede Jordtryks vandrette Komposanter.

Med Hensyn til denne Beregningsmaade er der at bemærke, at » n Gange Sikkerhed mod Væltning« ikke er ensbetydende med, at Muren først er paa Nippet til at vælte, naar Jordtrykkene har antaget de Størrelser og er kommet til at virke i de Retninger, der er bestemt ved, at Jordtrykkenes vandrette Komposanter er blevet n Gange større. Til Momentsummen lig med Nul svarer nemlig, at Resultanten gaar gennem Fundamentsfladens Kant, d. v. s. Kanttrykket lig ∞ . Den yderste Grænse for Murens Stabilitet naas derfor i Virkeligheden ved en mindre Forøgelse af Jordtrykkenes vandrette Komposanter end den til den indførte Sikkerhedsfaktor n svarende Forøgelse.

189. Spændinger i Kajmurens Snitflader. Som nævnt i § 186 skal der ved Dimensionering af en Mur foretages Undersøgelse af, foruden Spændingerne i Fundamentsfladen, ogsaa Spændingerne i saadanne Snitflader i Murlegemet, hvor Spændingerne kan blive særlig store. Ved en Kajmur, som den i Fig. 160 viste, er aa en saadan Snitflade. Ved en Mur, som vist i Fig. 164, skal der foretages Spændingsberegninger for Snittene aa , bb , cc og dd .

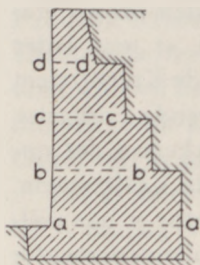


Fig. 164.

Spændingsberegningen for et Snit aa (Fig. 165) omfatter lignende Undersøgelser som de i det foregaaende for Fundamentsfladens Vedkommende beskrevne, idet

det maa prøves, om Murens (valgte) Dimensioner er tilstrækkelig store til, at der haves passende Sikkerhed for, at Kantspændingen i Snittet ikke overstiger den tilladelige Spænding. Angaaende de paa Muren oven over Snittet aa virkende Kræfter: Egenvægt G , Jordtryk E og Vandtrykkene V_1 og V_2 , er der her intet at tilføje.

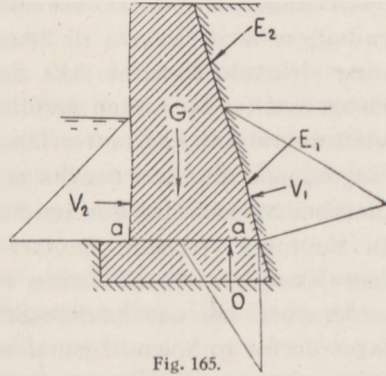


Fig. 165.

Med Hensyn til Vandtryk i Snittet aa (Opdrift paa Murlegemet) ligesom ogsaa med Hensyn til Spørgsmaalet om Nødvendigheden af at indføre en særlig Stabilitetssikkerhed er der derimod Anledning til at gøre andre Forudsætninger end de, der gælder for Undersøgelsen angaaende Trykkene i Fundamentsfladen, og disse Forudsætninger kan atter være forskellige, efter som der kan overføres Trækspændinger mellem de over og under Snitfladen værende Dele af Muren, eller dette ikke er Tilfældet. Betingelsen for, at der kan regnes med Trækspændinger, er i Almindelighed, at Muren forsynes med Jernindlæg i Bagsiden.

Da det betragtede Snit er en Snitflade i selve Murlegemet, og ikke saaledes som ved Fundamentsfladen en Begrænsningsflade mellem Murlegemet og Byggegrunden, behøver man ikke her at forudsætte Tilstedeværelsen af saadanne Forhold, som de i § 187 omtalte (Porøsitet i Snitfladen), Forhold, der som nævnt medfører, at man ved Bestemmelsen af Trykket i Fundamentsfladen i Almindelighed maa regne med fuldt Vandtryk i denne. Spørgsmaalet om Optræden af Vandtryk i Snitfladen kan derfor, saafremt Muren ikke er forsynet med Jernindlæg, behandles ganske som det i samme Paragraf omhandlede særlige Tilfælde for Fundamentsfladens Vedkommende: Byggegrunden fuldstændig tæt (Klippebund), og Murens Underside sluttende fuldstændig tæt til Byggegrunden.

Med Hensyn til Spørgsmaalet om den særlige Stabilitetsbetingelse er Forholdet, naar der ikke kan overføres Trækspændinger i Snittet, det samme som det, der gælder for Fundamentsfladen, nemlig, at en forholdsvis lille Forøgelse af en af de til Væltning virkende Kræfter kan bringe Kanttrykket til at vokse mod ∞ , og de for Undersøgelse af Spændinger i Fundamentsfladen gældende Regler maa derfor ogsaa anvendes for det her betragtede Snits Vedkommende.

I Tilfælde af, at Muren er forsynet med Jernindlæg, kan man se bort fra Muligheden for, at Muren aabner sig saaledes langs Snitfladen, at der kan blive Adgang for Vandet, og man behøver derfor ikke at regne

med Vandtryk i Snittet.) Hvis Muren er forsynet med Jernindlæg, er der endvidere med Hensyn til Spændingernes Afhængighed af de til Væltning virkende Kræfter ikke de samme Forhold til Stede som de, der haves ved en Mur uden Jernindlæg, idet en endelig Forøgelse af de til Væltning virkende Kræfter kun medfører en endelig Forøgelse af Spændingen, naar der kan overføres saavel Trækspændinger som Trykspændinger i Snittet. Da der imidlertid ikke er Proportionalitet mellem de til Væltning virkende Kræfter og de af disse frembragte Spændinger, bør det ogsaa i det Tilfælde, hvor Muren er forsynet med Jernindlæg, undersøges, om den særlige Stabilitetsbetingelse er opfyldt. Der foretages derfor to Spændingsundersøgelser. Ved den ene bestemmes Spændingen for det Kraftsystem, i hvilket Jordtrykkene indgaar med de ved den sædvanlige Jordtryksberegning fundne Størrelser, ved den anden bestemmes Spændingerne for det ændrede Kraftsystem, i hvilket Jordtrykkenes vandrette Komposanter indgaar med n Gange deres beregnede Størrelse ($n = 1,3$ til $1,5$). Spændingerne for det førstnævnte Kraftsystem skal være \leq den for det paagældende Materiale sædvanlig anvendte tilladelige Spænding, og de Spændinger, der svarer til det ændrede Kraftsystem, skal være \leq Materialets Brudstyrke. Det er kun i de Tilfælde, hvor Trækspændingerne er forholdsvis smaa, at den særlige Stabilitetsbetingelse er bestemmende for Murens Dimension i Snittet. Ved Mure, hvor der ikke kan overføres Trækspændinger i Snittet, er det derimod ofte Tilfældet, at det er den særlige Stabilitetsbetingelse, der er bestemmende for Murens Dimension.

190. Forskydningsstabilitet. Den i Fundamentsfladen faldende Kom-

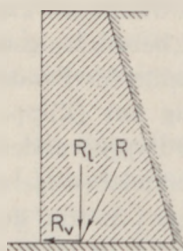


Fig. 166.

ponent (R_v , Fig. 166) af Resultanten af de paa Muren virkende Kræfter forudsættes at blive overført til Byggegrunden ved Friktion mellem Muren og Jordbunden. Betingelsen for, at Muren ikke skal glide paa Underlaget er derfor:

$$n R_v \leq R_l \operatorname{tg} \alpha, \quad (208)$$

hvor $\operatorname{tg} \alpha$ er Friktionskoefficienten for Glidning mellem Muren og Underlaget, og n en Sikkerhedsfaktor. Størrelsen af denne maa vælges under Hensyntagen til, hvor stor Sikkerhed der indeholdes i de til Grund for Bestemmelsen af de ydre Kræfter liggende Forudsætninger.

Med Hensyn til Vandtrykkene er der herved ingen Anledning til at regne paa anden Maade, end det gøres ved Undersøgelsen angaaende Trykket i Fundamentsfladen, altsaa med fuldt virkende Vandtryk paa

skal betragtes som en aktiv Kraft (aktivt Jordtryk), dels Spørgsmaalet om, i hvilken Retning Jordtrykket kan forudsættes at virke, idet disse Forhold har væsentlig Betydning for Jordtrykkets Indflydelse paa Bygværkets Forskydningsstabilitet. Da Jordtrykket modvirker Murens Glidning paa Underlaget, maa der af Sikkerhedshensyn ikke paaregnes større Jordtryk end det, der virkelig kan fremkomme.

Optræden af passivt Jordtryk ¹⁾ i Fladen AB er betinget af, at denne Flade forskydes lidt ind mod Jorden, og Størrelsen af denne for Optræden af passivt Jordtryk fornødne Forskydningsbevægelse afhænger af Jordens Beskaffenhed og navnlig af dens Lejringsstæthed. Der kræves praktisk taget ingen eller kun forholdsvis lille Bevægelse (f. Eks. nogle faa Millimeter), hvis Jordbunden er god Byggegrund (groft Sand, aflejret i Vand, Ler og Blandinger af Ler og Sand i naturlig og fast Aflejring), men en ikke helt ubetydelig Bevægelse (f. Eks. 1 Centimeter eller noget mere) ved Bund bestaaende af løsere lejret Sand og Jordbund af tilsvarende Beskaffenhed. Hvis Jorden foran Trykfladen er opfyldt Jord, kan den for Opstaaen af passivt Jordtryk paakrævede Bevægelse af Trykfladen være ret betydelig (flere Centimeter), men er naturligvis afhængig af Opfyldningsjordens Lejringsstæthed, og derfor f. Eks. mindre i Tilfælde af, at der er fyldt op foran Trykfladen med groft Sand, der under Udlægningen er blevet vandet og stampet, end hvis der er fyldt op med Jord, der ikke lejrer sig tæt.

Spørgsmaalet om, hvorvidt der i givet Tilfælde tør paaregnes passivt Jordtryk, maa derfor afgøres under Hensyn til, hvor stor Bevægelse af Trykfladen det paagældende Bygværk kan taale uden at lide Skade, og dette afhænger atter af Bygværkets Konstruktion. Bolværker og Bygværker af lignende Konstruktion lider ingen Skade, selv om der sker en ret betydelig Bevægelse af Trykfladen. Ved Bygværker af denne Art kan der derfor i Almindelighed uanset Jordbundens Beskaffenhed paaregnes fuldt passivt Jordtryk. Ved Bygværker som f. Eks. en massiv Kajmur eller lign. maa man i Reglen gaa ud fra, at Bygværket ikke kan taale nogen væsentlig Forskydning. For Bygværker af den sidstnævnte Art vil det derfor være rimeligt som almindelig Betingelse for, at der kan paaregnes passivt Jordtryk, at sætte, at Bygværkets Forflade AB ligger an mod naturlig og fast aflejret Jord. Hvis der ved Opførelsen af Bygværket er foretaget Opgravning af Jorden foran Bygværket, kan det være tilladeligt at regne med passivt Jordtryk, hvis Tilfyldningen foran Bygværket sker med saadant Materiale (groft Grus) og paa saadan Maade (lagvis Udlægning, Vanding og Stampning), at Tilfyldningen bliver fast lejret, og selv med saadanne Foranstaltninger maa man være

¹⁾ Passivt Jordtryk i den ved Definitionen i § 94 givne Betydning.

forberedt paa, at der sker nogen Bevægelse af Bygværket, forinden Jordens Modtryk i Fladen AB naar den til det passive Jordtryk svarende Størrelse.

I Tilfælde af, at Forholdet med Hensyn til Bygværkets Bevægelsesmuligheder og Jordens Lejringstæthed er saaledes, at det ikke tør forudsættes, at der kan optræde passivt Jordtryk, er det meget vanskeligt at afgøre, hvorledes E skal bestemmes.

Det kunde ligge nær i saadanne Tilfælde ganske simpelt at sætte E lig med det aktive Jordtryk. Herimod taler dog, i det mindste teoretisk set, den Omstændighed, at Forudsætningen for Optræden af det aktive Jordtryk er, at Trykfladens eventuelle Bevægelse sker i Retning bort fra Jorden, medens Trykfladens eventuelle Bevægelse i det Tilfælde, som Talen er om her — Jordtryk modvirkende Bygværkets Glidning — er rettet ind mod Jorden. Regnes der til Trods herfor med aktivt Jordtryk, bestemt efter de almindelige Jordtryksregler, bør herved den mulig tilstedeværende Kohæsions Indflydelse paa Jordtrykket indføres i Beregningen, idet Kohæsionen bevirker Formindskelse (eventuelt helt til Nul) af det aktive Jordtryk.

Noget Jordtryk (Jordspænding) vil der — bortset fra det Tilfælde, hvor Jordens Kohæsion er i Stand til fuldstændig at holde Jordmassen sammen — altid virke paa Fladen AB , men hvilken Størrelse dette Tryk har, i Forhold til det efter den almindelige Jordtryksteoris Regler bestemte aktive Jordtryk, kan der ikke angives noget sikkert om. Størrelsen af et saadant til Gunst for Bygværkets Glidningsstabilitet virkende Jordtryk er man henvist til at ansætte skønsmæssigt. I de Tilfælde, hvor Jordens Beskaffenhed (løs Lejring) og Bygværkets Konstruktion (tilladelig vandret Forskydning Nul eller meget lille) bevirker, at der ikke tør forudsættes Optræden af passivt Jordtryk, bruges det ofte, alt efter Størrelsen af den eller de Sikkerhedsfaktorer, der indgaar i hele Stabilitetsberegningen ved Bestemmelsen af de øvrige paa Bygværket virkende Kræfter, at regne med Halvdelen af det aktive Jordtryk eller med den fulde Størrelse af aktivt Jordtryk eller endog med en eller anden Mellemværdi mellem aktivt og passivt Jordtryk¹⁾.

Med Hensyn til Jordtrykkets Retning (Vinklen δ , Fig. 169) er der her Grund til at regne med, at Jordtrykket virker skraat opad saavel i de Tilfælde, hvor der virker passivt Jordtryk paa Fladen AB , som i de Tilfælde, hvor der regnes med aktivt Jordtryk, bl. a. fordi den fra

¹⁾ Som saadan Mellemværdi benyttes undertiden det *geostatiske Tryk*. For lodret Væg og vandret Jordoverflade er dette lig med Trykket fra en Vædske med samme Rumvægt som Jorden. Er Jordoverfladen hældende, er Trykkets Retning (ved lodret Væg) parallel med Jordoverfladen.

Byggegrundens Eftergiven for Belastningen hidrørende Bevægelse af Bygværket er skraat nedad rettet. Som tidligere nævnt, er den største Værdi for Vinklen mellem Jordtrykket og Vægnormalen: $\delta_{\text{maks}} = \varrho$ (Jordens Skråtvinkel), eller, hvis Væggen er glat og Friktionsvinklen φ for Glidning mellem Jord og Væg er mindre end ϱ , da $\delta_{\text{maks}} = \varphi$. Saavel for passivt Jordtryk som for aktivt Jordtryk gælder, at Jordtrykket (og dets vandrette Komposant) vokser med δ , naar Jordtrykket er rettet skraat opad, saaledes som vist i Fig. 169. Af almindelige Forsigtigheds-hensyn (idet det omhandlede Jordtryk virker til Gunst for Murens Stabilitet) og paa Grund af, at der er en Del Usikkerhed til Stede med Hensyn til, hvor stor Indflydelse paa Jordtrykkets Retning der tør til-lægges den nævnte Tendens til nedad rettet Bevægelse af Fladen AB som Følge af Byggegrundens Eftergiven, bør der i Reglen regnes med en noget mindre Værdi end δ_{maks} , f. Eks. $\delta = \text{ca. } \frac{2}{3} \delta_{\text{maks}}$.

191. Stabilitetsundersøgelse for skraat rettet Tryk i Fundamentsfladen. Hvis Byggegrunden er af almindelig god Beskaffenhed, er de i §§ 185—190 omhandlede Stabilitetsundersøgelser i Reglen tilstrækkelige ved Dimensionering af Kajmure og lignende Bygværker.

Ved mindre bæredygtig Jordbund kan det derimod forekomme, at den Undersøgelse, der gaar ud paa at afgøre, om Normaltrykket i Fundamentsfladen har en i Forhold til Byggegrundens Bæreevne passende Størrelse, ikke er fyldestgørende. Dette skyldes, at der ved den nævnte Undersøgelse kun er taget Hensyn til Normalkomposanten af de i Fundamentsfladen virkende Kræfter og ikke medtaget Virkningen af disses tangentielle Komposanter.

Som tidligere nævnt ¹⁾, kan man tænke sig den til Brudbelastning paa Jordbunden svarende Spændingstilstand i Jorden under Fundamentsfladen at være en saadan, hvor det paa den ene Side af en Snitflade

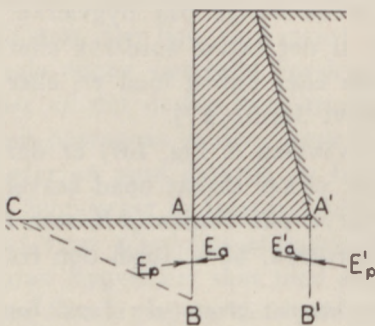


Fig. 170.

som f. Eks. AB (Fig. 170) virkende aktive Jordtryk E_a er paa Nippet til at overvinde det paa den anden Side af Snitfladen optrædende passive Jordtryk E_p . Da Jordbunden i Fundamentsfladens Plan er stærkere belastet bag Muren end foran denne, vil det passive Jordtryk E'_p paa en Snitflade $A'B'$ være større end paa Snitfladen AB . Brudstadiet er derfor bestemt af Spændingsforholdene i Snittet AB .

¹⁾ § 160.

Baade Normalkraften R_l og Tangentialkraften R_v vil fremkalde Spændinger i Jorden under Fundamentsfladen. Brudstadiet, ved hvilket det aktive Jordtryk paa den ene Side af Snitfladen er paa Nippet til at overvinde det passive Jordtryk paa den anden Side, naas derfor for en mindre Normalkraft (R_l) i Tilfælde af, at der samtidig haves baade Normalkraft og Tangentialkraft (R_v) — d. v. s. i alt en paa Fundamentsfladen skraat rettet Kraft (R) — end hvis der alene haves en Normalkraft. Ved Overskridelse af Brudgrænsen forskydes Jordlegemet ABC (Glidelegemet svarende til passivt Jordtryk), og Jorden under Fundamentsfladen følger efter, hvorved Muren synker. Det kan ske, at en Del af Jorden bag Muren samtidig forskydes ind under Fundamentsfladen. I saa Fald kan Muren, foruden at synke, tillige kæntré bag over, saaledes at der herved faas en Bevægelse af Muren, der er ganske modsat den Bevægelse (Kæntring forover), som man regner med ved den almindelige Stabilitetsundersøgelse.

En Undersøgelse af en Murs Stabilitetsforhold, med Hensyntagen til den samlede Virkning af Normalkraft og Tangentialkraft i Fundamentsfladen svarende til det her anførte, maa blive ret indviklet og desuden behæftet med megen Usikkerhed, bl. a. fordi man ikke ved noget nærmere om, hvorledes Normalkraften og Tangentialkraften fordeles nede i Jordbunden, eller om Retningen og Længden af Snitfladen AB , eller om Jordtrykkenes Retning i denne Snitflade.

Krey har angivet følgende Fremgangsmaade, ved hvilken en saadan Undersøgelse af en Kajmurs Stabilitet kan foretages nogenlunde let. I Fig. 171 er L_1K_1 en vilkaarlig Glideplan gennem Fundamentsfladens Kant D . Det paa den lodrette Snitflade HL_1 virkende aktive Jordtryk E_a , der svarer til nævnte Glideplan, faas ved Hjælp af en Krafttrekant med Siderne E_a (med valgt Retning, overensstemmende med den almindelige Jordtryksteori), Q_1 (under Vinklen ϱ med Glideplanens Normal), og $G_1 + G_2 + G_3$, hvor G_1 er Vægten af Muren, G_2 og G_3 Vægtene af Jordlegemerne BK_1D og FDL_1 . E_p ,

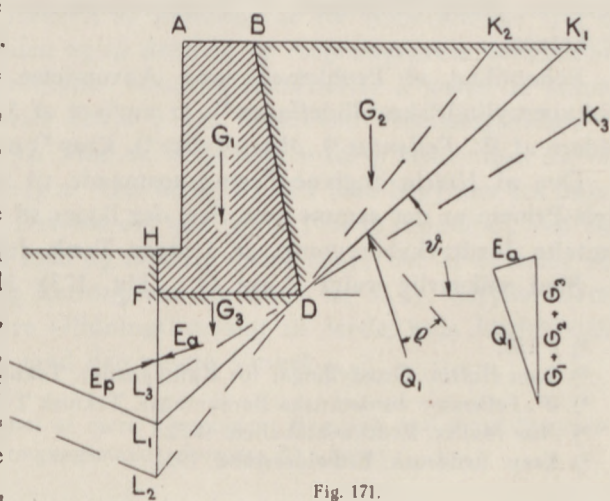
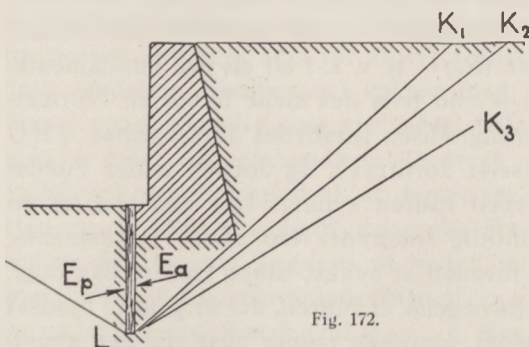


Fig. 171.

med Retning sammenfaldende med Retningen for E_a , er det paa Snitfladen HL_1 optrædende passive Jordtryk. Dette bestemmes paa sædvanlig Maade overensstemmende med *Coulomb's* Jordtryksteori. Bestemingen for, at der ikke skal kunne ske Forskydning af Muren under den Situation, der er bestemt ved Beliggenheden af Glideplanen L_1K_1 , regnes da at være: $E_p > E_a$. Man prøver nu med forskellige Glideplaner: L_2K_2 , L_3K_3 ... og bestemmer for hver af disse Forholdet $E_p : E_a$. Den



mindste Værdi η af de derved fundne Størrelser $E_p : E_a$, er da Udtryk for den Sikkerhed, der er til Stede for, at Muren ikke kan forskydes.

Et Bygværks Stabilitet for Forskydning kan forøges ved, at der foran Bygværket rammes en Spunsvæg (Fig. 172). Hvis der haves en saadan Spunsvæg, gaar alle de Glideflader LK_1 , LK_2 ..., for hvilke Stabilitetssikkerheden maa prøves, gennem den nederste Kant L af Spunsvæggen, og Størrelsen af det passive Jordtryk E_p , der skal indføres i Beregningen, er her uafhængig af Beliggenheden af Glideplanerne LK_1 , LK_2 ... Den ved den valgte Rammedybde af Spunsvæggen tilstedeværende Sikkerhed mod Murens Forskydning findes iøvrigt paa samme Maade som ovenfor beskrevet.

Ved den af *Krey* angivne, her omtalte Stabilitetsundersøgelse er der forudsat plane Glideflader, i Overensstemmelse med *Coulomb's* Jordtryksteori.

Behandling af Problemet, med Anvendelse af Forudsætning om cirkulærcylindriske Glideflader ¹⁾, er angivet af *S. Hultin* ²⁾ og uddybet videre af *W. Fellenius* ³⁾, *Max Møller* ⁴⁾, *Krey* ⁵⁾ o. fl.

Den af *Hultin* angivne Fremgangsmaade til Stabilitetsundersøgelse, hvis Princip er det samme som det, der ligger til Grund for den i § 137 omtalte Jordtryksberegning, er, i store Træk, følgende:

Med vilkaarlig valgt Akse O_1 (Fig. 173) indlægges en cirkulær

¹⁾ § 137.

²⁾ *Sven Hultin*: Grusfyllingar för Kajbyggnader. Teknisk Tidsskrift, 1916.

³⁾ *W. Fellenius*: Jordstatiska Beräkningar. Teknisk Tidsskrift, 1929.

⁴⁾ *Max Møller*: Erddrucktabelle. 1922.

⁵⁾ *Krey*: Erddruck, Erdwiderstand. 1932.

Cylinderflade gaaende gennem de yderste Dele af Bygværket, saaledes at Cylinderfladen omslutter hele Bygværket ¹⁾. Betragtes denne Cylinderflade som Glideflade, ses det, at alle de til højre for Vertikalen O_1N

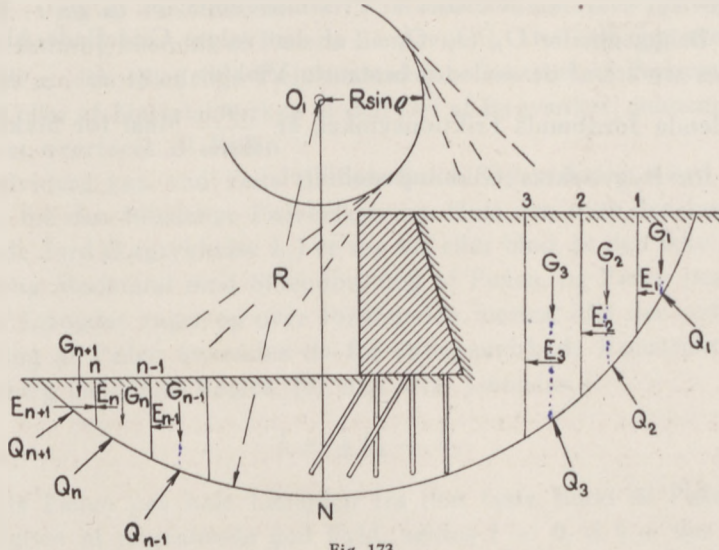


Fig. 173.

liggende Dele af Bygværket og af Jorden har Tendens til at glide mod venstre langs Glidefladen; Bevægelsen modvirkes af Friktionen (i Forbindelse med eventuel Kohæsion) langs Glidefladen og af Modtrykket fra den til venstre for Vertikalen O_1N liggende Jordmasse. Det oven for Glidefladen liggende Legeme opdeles i passende smaa Dele ved lodrette Snit 1, 2, 3... Med Hensyn til Retningerne for Reaktionen Q i de enkelte Dele af Snitfladen og til Retning og Angrebepunkts Beliggenhed for de i de lodrette Snitflader virkende Snitkræfter E gøres de samme Forudsætninger som ved den i § 137 beskrevne Fremgangsmaade til Bestemmelse af Jordtryk. Med en valgt Værdi for ρ bestemmes nu ved successiv Sættelse af Kræfterne, og idet man begynder fra højre, Størrelserne $E_1, E_2 \dots$. Dersom det paa denne Maade fundne E_n ved den sidste af Delene er lig med og modsat rettet E_{n+1} , der er bestemt ved Størrelsen af G_{n+1} , og Retningerne for Q_{n+1} og E_{n+1} , betyder dette, at der netop vilde være Glidningsligevægt til Stede, hvis Jordmassens Friktionsvinkel var lig med den valgte Vinkel ρ .

¹⁾ I Figuren er indtegnet et mere kompliceret Bygværk end det tidligere behandlede. Princippet i Fremgangsmaaden berøres ikke heraf.

Er de to nævnte Størrelser E_{n+1} og E_n ikke lige store, prøves med andre Værdier for ϱ , indtil man finder den Værdi ϱ_1 , der netop svarer til Glidningsligevægt.

Derefter foretages paa samme Maade Bestemmelse af de til Glidningsligevægt svarende Værdier af Friktionsvinkel: $\varrho_1, \varrho_2, \varrho_3 \dots$ for forskellige Beliggenheder $O_1, O_2, O_3 \dots$ af den valgte Glideflade-Akse. Er ϱ_{maks} den største af de saaledes bestemte Vinkler $\varrho_1, \varrho_2, \varrho_3 \dots$, og φ den paagældende Jordbunds Friktionsvinkel, er $\frac{\varphi}{\varrho_{\text{maks}}}$ Maal for Sikkerhedsgraden for Bygværkets Glidningsstabilitet.

VI. PÆLEFUNDAMENTER.

192. Valg af Pæledimension. I Almindelighed er den tilladelige Pælebelastning bestemt af Pælens Bæreevne¹⁾. Det kan dog ogsaa forekomme, at den tilladelige Pælebelastning er bestemt af Pælematerialets Styrke eller af Materialstyrken af den Del af Bygværket, gennem hvilken Trykket overføres til Pælen.

Endvidere kan ved Pæle til fast Bund Søjlevirkning være bestemmende for den tilladelige Pælebelastning. Hvis den over den faste Bund liggende Jord (Lagtykkelse L_1) er saa løs eller blød, at den ikke kan yde synderlig Modstand mod Sideudbøjning af Pælen, og Pælen paa en Del (L_2) af Længden rager op over Jordbunden, sættes, idet der ved Dimensionering af Pælen anvendes de for søjlepaavirkede Konstruktionsdele almindelig gældende Regler, for den »frie Længde« l :

$$l = \frac{1}{2} L_1 + L_2. \quad (210)$$

Hvis Pælen paa hele Længden fra den faste Bund til Pælehovedet er omgivet af nogenlunde god Fyld, sættes $l = 0$, d. v. s. der ses helt bort fra Søjlevirkningen.

Det for et Pælefundament fornødne samlede Pæletværsnit tilvejebringes ved, at der i Pælefundamentet anbringes et passende Antal Pæle af valgte Dimensioner, idet Forholdet i Praksis i Reglen vil være, at man, f. Eks. ved Prøveramning, har bestemt Bæreevnen for Pæle af saadanne valgte Dimensioner. Inden for ret vide Grænser er man frit stillet med Hensyn til Valg af Pæledimensioner, idet Pæleværket kan dannes af mange spinkle Pæle eller af faa svære Pæle.

Almindelige Pæle til fast Bund bør i Reglen ikke anbringes med mindre indbyrdes Afstand mellem Pælernes Akser end 1,5 til 2 Gange Pæletykkelsen. Ved Friktionspæle maa Minimumsafstanden i Reglen gøres større. Minimumsafstanden²⁾ er her meget afhængig af Jordbundens Beskaffenhed.

Ved Valg af Pæledimensioner maa der, hvis Pælene skal rammes ned i Grunden, tages Hensyn til, at de skal være tilstrækkelig stive til at kunne taale Ramning. Som omtrentlig Minimumstykkelse, under Hensyn til fornøden Stivhed, kan der sættes:

For Pæle af Rundtømmer med Diameter d (i cm), naar Pælelængden

¹⁾ Afsnit IV. B.

²⁾ Jfr. § 174.

$$(i \text{ m}) \text{ er } l: \quad d = 6 l^{\frac{3}{4}}, \quad (211)$$

og for Pæle af firkantet Tømmer med Sidelinie a :

$$a = 5 l^{\frac{3}{4}}. \quad (212)$$

193. Overførelse af Bygværksbelastninger til Pælene. Ved et Pælefundament som det i Fig. 174 viste kommer det over Pælehovederne udstøbte Betonlag, foruden paa Pælene, ogsaa til at hvile paa Jorden omkring Pælene. Imidlertid maa man i Almindelighed regne med, at Bygværket bæres alene af Pælene, idet den Nedsynkning, der fremkommer ved Pælens Eftergiven for Trykket, er meget lille i Forhold til den Nedsynkning, der maa finde Sted, for at der i Betonfundamentets Anlægsflade mod Jorden skal kunne optræde nogen Reaktion af Betydning.

En Pæl kan, foruden at optage Kræfter, der virker i Pælens Akse, ogsaa yde nogen Modstand over for Kræfter vinkelret paa Aksen paa Grund af, at der kan komme til at virke passivt Jordtryk paa Pælens Sideflade (Fig. 175). Fremkomsten af passivt Jordtryk er imidlertid betinget af, at der sker en Bevægelse af Pælen tværs paa Pæleaksen, og derfor betinget af, at Bygværket kan taale en vis Forskydning. Bevægelsen er størst ved Pælehovedet og aftager nedefter, fordi Bevægelsen sker ved en Drejning omkring Pælespidsen eller om et eller andet Punkt mellem Pælespidsen og Pælehovedet, alt efter Bundens Beskaffenhed. I Drejningspunktet er Bevægelsen Nul, og det passive Jordtryk maa derfor her ogsaa regnes at være Nul. Neden for Drejningspunktet vil der komme passivt Jordtryk i modsat Retning af det oven over Drejningspunktet virkende passive Jordtryk. Diagrammet for det paa Pælen optrædende passive Jordtryk vil i Overensstemmelse hermed faa den i Figuren viste Form.

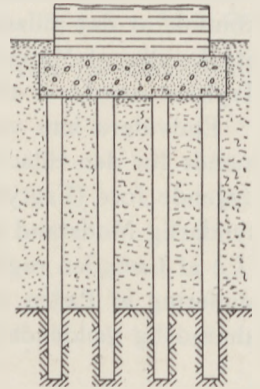


Fig. 174.

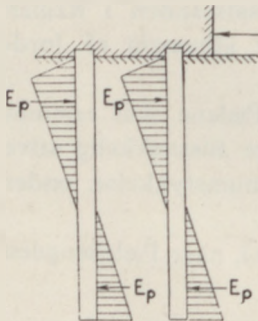


Fig. 175.

I de fleste Tilfælde kan et Bygværk ikke taale saa stor Bevægelse, som er nødvendig, for at der kan fremkomme passivt Jordtryk af nogen Betydning. Da endvidere de Kræfter, der kan optages af saadant passivt Jordtryk, i Reglen er smaa i Forhold til Pælens Bæreevne for aksialt virkende Kræfter — hvortil kommer, at man ikke er i Stand til, uden ved Forsøg i de enkelte Tilfælde, med blot nogenlunde Sikkerhed at afgøre, hvor stort passivt Jordtryk, der tør gøres Regning paa — gøres der ved Pæleværksberegninger sædvanlig den

Forudsætning, at hver af de i et Pælefundament indgaaende Pæle kun kan optage Kræfter, der virker i Pælens Akse.

I Fundamenter, der kan blive paavirket af indbyrdes forskelligt rettede Kræfter (svarende til de forskellige Belastningstilfælde), kan man derfor ikke nøjes med at have Pæle, der alle er indbyrdes parallelle, men maa have Pæle med indbyrdes forskellig Retning. Herfra undtages dog de Tilfælde, hvor de tværs paa Pæleaksen rettede Kræfter er ganske smaa.

En anden Undtagelse fra Reglen om, at Pælene paaregnes kun at kunne optage aksialt virkende Kræfter, haves i Tilfælde af, at Pælene er saaledes forbundne med Bygværket, at Pælene er indspændte i Bygværkets Underside. I saa Fald kan der komme til at virke noget større passivt Jordtryk paa Pælesiderne, end hvis Pælene ikke er indspændt i Bygværket, idet det passive Jordtryk da ikke vil være saa stærkt aftagende mod Pælespidsen som angivet i Fig. 175. Men ogsaa i dette Tilfælde er Pæleværkets Evne til at modstaa Kræfter vinkelret paa Pæleakserne dog betinget af, at Bygværket kan taale en vis Forskydning.

Hvis Pælene er af Træ — Bygværkets Underdel tænkes udført af Beton — kan Forbindelsen mellem Bygværk og Pæle ikke udføres saaledes, at Pælene kan regnes indspændt i Bygværket. Dette kan derimod let lade sig gøre, hvis Pælene er af Jernbeton.

Hvis der alene skal overføres *Trykkræfter* fra Bygværket, og *Pælene* er af *Træ*, lader man ved Bygværker, hvis nederste Del udføres af Beton, denne hvile direkte paa Pælehovederne (Fig. 176). Pælene bør række et Stykke — mindst 10 cm — op i Betonen af Hensyn til, at den nederste Del af den paa Byggegrubens Bund

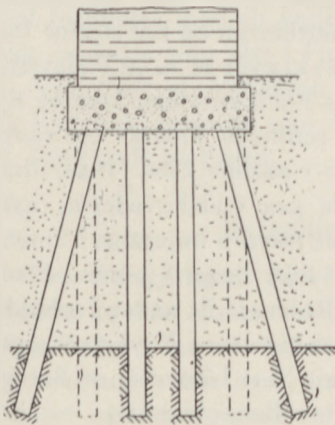


Fig. 176.

udlagte Beton let beskadiges ved Udlægningen, og til, at Betonen skal have sin fulde Styrke i Anlægsfladerne mellem Betonen og Pæleenderne, hvor Pæletrykket overføres mellem Bygværk og Pæle. Af sidstnævnte Grund bør Pælene ogsaa holdes et Stykke, mindst 10 cm, inden for Betonens Yderflader.

Hvis Bygværket udføres af Murværk, og der af en eller anden Grund ikke kan anvendes Beton-Underlag, saaledes som vist i Fig. 176, bruges i Reglen en Tømmerkonstruktion som Mellemed mellem Bygværket og Pælefundamentet, f. Eks.

bestaaende, som vist i Fig. 177, af Bjælker *a* med et Dæk af Planker eller Halvtømmer.

I det færdige Bygværk paavirkes hverken Bjælkerne eller Dækket til Bøjning, idet Murværket bærer frit fra Pæl til Pæl. Bjælkernes Dimensioner er sædvanlig bestemt af, at der skal være tilstrækkelig stor Anlægsflade mellem Bjælke og Pæl til, at Trykket her ikke

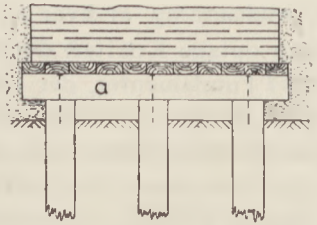


Fig. 177.

overskrider den tilladelige Spænding, eller af, at Tømmerkonstruktionen skal kunne bære en vis Del af Murværket, medens Bygværket opføres, idet Murværket først efterhaanden, som Mørtelen hærder, opnaar tilstrækkelig Styrke til at kunne bære frit mellem Pælene. Som Belastning paa Bjælkerne kan der herved regnes med Vægten af en Murmasse, hvis Højde er lig med Bjælkernes Spændvidde, og paa tilsvarende Maade for Plankedækkets Vedkommende.

I Reglen er Pælens Bæreevne større, end hvad der svarer til Bjælkens Styrke for Tryk paa Sidetræ (Tryk vinkelret paa Fibrene). Til Bjælkerne maa derfor anvendes saa svært Tømmer, at Pæleenderne dækkes helt af de paagældende Bjælker. Disse anbringes paa de plant afskaarne Pæleender og befæstes til Pælene med Spidsbolte. Hvis der skal overføres større Kræfter i Retning vinkelret paa Pælene, end de Kræfter, der kan paaregnes overført ved Friktion mellem Bjælkerne og Pæleenderne, bruges det at tappe Bjælkerne paa Pælene, eller at lade Bjælkerne være Tvinger paa Pælene, hvilende i Udskæringer i disse og befæstede med Skruebolte til Pælene. Ved en saadan Ordning af Bjælkernes Befæstelse til Pælene reduceres imidlertid den nyttige Anlægsflade mellem Bjælke og Pæl i væsentlig Grad.

Beton-Underlag er i flere Henseender bedre egnet som Mellemed mellem Bygværk og Pæle end en Tømmerkonstruktion og bør derfor foretrækkes. Anvendelse af Tømmerkonstruktion kræver bl. a., at Pæleværket udføres med ret stor Nøjagtighed. For at Bjælkerne kan komme til at hvile paa alle Pælene, maa disse staa i retlinede Flugter og være afskaaret saaledes, at Pæleenderne alle ligger i samme Plan. Naar der anvendes Underlag af Beton udstøbt direkte paa Pælehovederne, har det derimod ingen Betydning, om Pælene staa mindre nøjagtigt i Flugt, og heller ikke Betydning, om Pælehovederne ikke ligger i samme Plan (der kræves mindre Omhu ved Afskæring af Pælene). Et andet Forhold, man ogsaa maa tage med i Betragtning, er, at Betonens Trykstyrke er større end Træs Styrke for Tryk paa Sidetræ. Med Underlag af Beton vil man derfor i Reglen kunne udnytte Pælenes Bæreevne helt.

Hvis Pælene er af Jernbeton, anvendes altid et paa Pælehovederne

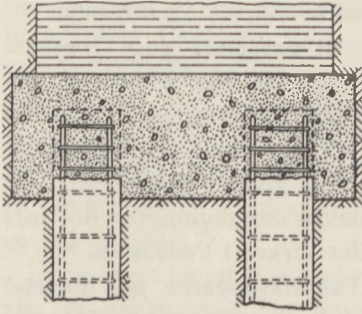


Fig. 178.



den paagældende Pæl er befæstet to Skinner af fladt Jern. Disse er krogede foroven og indstøbt i Bygværkets Beton.

Hvis Pælens Paavirkning til Træk hidrører fra, at der virker vand-

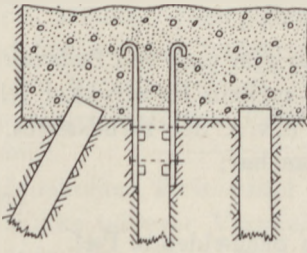


Fig. 179.

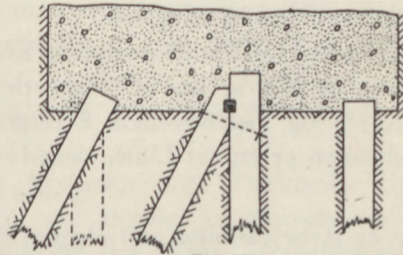


Fig. 180.

rette eller skraat nedad rettede Kræfter paa Bygværket, kan Pælens Evne til at optage Trækpaavirkning nyttiggøres ved, at den paagældende Pæl forbindes med en anden i Pæleværket indgaaende Pæl til en Pælebuk, saaledes som vist i Fig. 180.

Ved Pæle af Jernbeton er den almindelige Forbindelse mellem Pæl og Bygværk, saaledes som denne er vist i Fig. 178, egnet til Overførelse af Trækraft til Pælen.

Beregning af Pælefundamenter.

194. Beregning af Pælefundamenter maa i Reglen udføres paa den Maade, at man skønsmæssigt eller paa Grundlag af en foreløbig Beregning vælger saavel Antal og Dimensioner som Fordeling af Pælene og derefter undersøger, hvor store Paavirkninger de paa Pælefundamentet ved de forskellige Belastningstilfælde virkende Kræfter frembringer i de enkelte Pæle. Ved at man derefter ændrer Antal og For-

deling af Pælene, eventuelt ogsaa Pæledimensionerne, og foretager ny Beregning af Paavirkningerne, søges opnaaet passende god Overensstemmelse mellem de af Kræfterne foraarsagede Paavirkninger paa Pælene og de for disse gældende tilladelige Belastninger. Opgaven ved Pæleværksberegning bestaar derfor i at bestemme de Pælespændinger, som de ydre Kræfter frembringer i et givet Pælesystem.

Ved den i det følgende omhandlede Pæleværksberegning er det forudsat, at Pælene kun kan optage Kræfter, der virker i Pæleaksen¹⁾.

Ved Pæleværker, der med Hensyn til Paavirkningerne paa Pælene er statisk ubestemte Systemer, er Pælehovedernes Eftergiven bestemte for, hvor store Pæletryk (eller Træk) de fra Bygværket overførte Kræfter frembringer i de enkelte Pæle. Pælespændingen afhænger derfor af den paagældende Pæls Arbejdslinie. Deformationen af selve Bygværket i Anlægsfladerne mellem Bygværk og Pæle ser man bort fra ved Pæleværksberegningen, d. v. s. selve Bygværket betragtes i denne Forbindelse som fuldstændig stift.

Ved statisk bestemte Pæleværker er Pælespændingerne uafhængige af Pælehovedernes Eftergiven.

Med Hensyn til Pælehovedernes Eftergiven gaar man ved Pæleværksberegning ud fra, at der er Proportionalitet mellem Pæletrykket (eller Trækket) S og Pælehovedets Eftergiven λ , d. v. s. det forudsættes, at Arbejdslinien er en ret Linie, saaledes at man har:

$$S = \nu \lambda, \quad (213)$$

hvor ν er Arbejdslinie-Koefficienten for den paagældende Pæl.

For en Pæl, der staar med Spidsen paa fuldstændig haard Bund, og som paavirkes til Tryk, er:

$$\nu = \frac{E f}{l}, \quad (214)$$

hvor l og f er henholdsvis Pælens Længde og Tværsnitsareal og E Pælematerialets Elasticitetstal. Pælen er i dette Tilfælde at betragte som en almindelig trykpaavirket Konstruktionsdel, og ν er bestemt ved Pælens Dimensioner og Materialkonstanten E .

For Friktionspæles Vedkommende, og som saadanne maa i denne Forbindelse ogsaa almindelige Pæle til fast Bund betragtes²⁾, er ν foruden af E , l og f , ogsaa afhængig af Jordbundens Beskaffenhed. For at kunne beregne Spændingerne³⁾ i et Pæleværks Pæle skulde man der-

¹⁾ Om Pæleværksberegning, ved hvilken der medregnes Pælens Evne til at modstaa Kræfter vinkelret paa Pæleaksen, se *Chr. Nøkkentved: Beregning af Pæleværker*. 1924.

²⁾ § 174.

³⁾ I det her følgende forstaaes ved Pælespænding den til den paagældende Pæl overførte Kraft (Tryk eller Træk).

for egentlig kende de respektive Arbejdslinier for de i Pæleværket indgaaende Pæle, d. v. s. i hvert enkelt Tilfælde foretage lige saa mange Prøvebelastninger, som der indgaar Pæle af forskellige Dimensioner i det paagældende Pælefundament, idet man ikke ud fra det f. Eks. ved en Prøvebelastning erhvervede Kendskab til Størrelsen ν for en Pæl med Længde l og Tværsnitsareal f , kan slutte sig til, hvor stor ν er for en Pæl med andre Tværsnitsdimensioner og anden Længde.

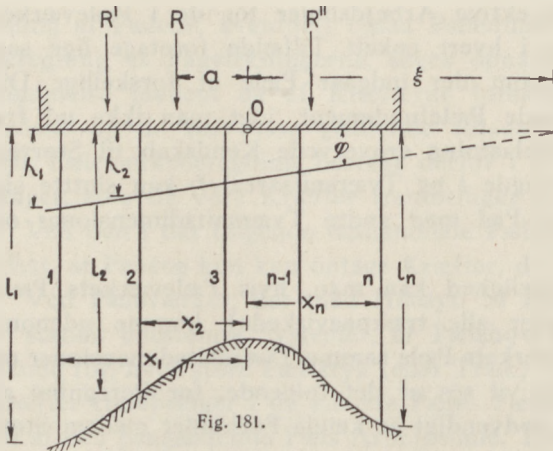
Den her nævnte Vanskelighed kan man, hvis Pæleværkets Pæle alle er trykpaavirkede (eller alle trækpaavirkede), komme udenom, ved at man giver alle Pæleværkets Pæle samme Tværsnitsdimensioner og Længde, idet det, som det vil ses af det følgende, for Beregning af Pælespændingerne kun er nødvendigt at kende Forholdet mellem Størrelserne ν .

Hvis man, hvad der ikke er helt ualmindeligt, anvender Pæle af forskellige Dimensioner i Pæleværket og for de forskellige Pæle regner med samme Afhængighed mellem ν og Pæledimensionerne l og f som i (214), d. v. s. samme Afhængighed som den, der gælder for Pæle, der staar med Spidsen paa fuldstændig haard Bund, maa man være klar over, at der herved indføres Fejl, hvis Rækkevidde i Henseende til Beregningsresultaternes Paalidelighed man ikke har Midler til at bestemme.

Indeholder Pæleværket saavel Trykpæle som Trækpæle, kommer man ikke ud over Vanskeligheden med Hensyn til Størrelserne ν ved at lade alle Pælene være lige lange og lige tykke. Arbejdslinien for en Pæl, naar denne paavirkes til Træk, kan nemlig være (og er det antagelig) forskellig fra Tryk-Arbejdslinien for den samme Pæl¹⁾. Ved Beregning af Pæleværker, i hvilke der indgaar baade Trykpæle og Trækpæle, er det derfor egentlig nødvendigt at kende Størrelserne ν for alle Pælene baade for Tryk og for Træk. Paa Grund heraf og af Hensyn til de i § 181 nævnte særlige for Trækpæle gældende Forhold bruger man i mange Tilfælde helt at se bort fra Pælens Modstandsevne over for Trækpaavirkning. Ved visse simple Pæleværkskonstruktioner kan man indrette Pæleværket saaledes, at det ved de Belastningstilfælde, hvor der fremkommer Trækspændinger i Pælene, er statisk bestemt. I saa Tilfælde er Kendskab til Størrelserne ν unødvendig for Bestemmelsen af Pælespændingerne.

195. Pæleværk af indbyrdes parallelle Pæle. Pæleværk af indbyrdes parallelle Pæle kan anvendes, naar de paa Pælefundamentet vir-

¹⁾ § 181.



virkende ydre Kræfter — med Resultanterne R, R', R'' (Fig. 181), svarende til hvert af de mulige Belastningstilfælde — alle har samme Retning.

Bygværket antages at være en Mur (f. Eks. en Kajmur), og Pælene antages at staa i Rækker 1, 2, 3... n. Vi vil forudsætte, at Pælene staar med Spidserne paa fuld-

stændig haard Bund, saaledes at Størrelserne v er bestemt af:

$$v_1 = \frac{E f_1}{l_1}, \quad v_2 = \frac{E f_2}{l_2} \dots$$

hvor $f_1, f_2 \dots$ er det samlede Tværnsnitsareal pr. løb. Meter af Muren i Rækkerne 1, 2... og $l_1, l_2 \dots$ er Pælelængderne i de respektive Rækker. Hvis Pælene er Friktionspæle, forudsættes Størrelserne $v_1, v_2 \dots$ bestemt ved Prøvebelastning af de forskellige Pæle.

Er R Resultanten af de til et af Belastningstilfældene hørende ydre Kræfter, der skal kunne optages af Pæleværket, $S_1, S_2 \dots$ de hertil svarende Pælespændinger pr. Meter af Pælerækkerne 1, 2... og $\lambda_1, \lambda_2 \dots$ de til disse Pælespændinger svarende Nedsynkninger (Løftninger) af Pæles hovederne, haves:

$$S_1 = v_1 \lambda_1, \quad S_2 = v_2 \lambda_2 \dots$$

og, idet Bygværket forudsættes fuldstændig stift:

$$\lambda_1 = (x_1 + \xi) \operatorname{tg} \varphi$$

$$\lambda_2 = (x_2 + \xi) \operatorname{tg} \varphi$$

$$\vdots$$

Ved Indsættelse heraf faas:

$$S_1 = (v_1 x_1 + \xi v_1) \operatorname{tg} \varphi$$

$$S_2 = (v_2 x_2 + \xi v_2) \operatorname{tg} \varphi$$

$$\vdots$$

$$S_n = (v_n x_n + \xi v_n) \operatorname{tg} \varphi$$

For at finde Pælespændingerne S , skal man bestemme Størrelserne ξ og $\operatorname{tg} \varphi$. Hertil haves to Ligevægtsbetingelser. Idet Pælespændingerne

(215)

regnes positive, naar de er Trykspændinger, og R regnes positiv nedad, haves:

$$\Sigma S = R \quad (216)$$

og, ved Moment om det foreløbig vilkaarlig valgte Punkt O :

$$\Sigma S x + R a = 0, \quad (217)$$

eller med Benyttelse af (215):

$$\text{tg } \varphi (\Sigma v x + \xi \Sigma v) = R \quad (218)$$

$$\text{og} \quad \text{tg } \varphi (\Sigma v x^2 + \xi \Sigma v x) + R a = 0. \quad (219)$$

Man kan nu vælge Punktet O saaledes, at $\Sigma v x = 0$. Herved bliver (218) og (219):

$$\xi \text{tg } \varphi \Sigma v = R \quad (220)$$

$$\text{og} \quad \text{tg } \varphi \Sigma v x^2 + R a = 0,$$

hvoraf faas:

$$\xi = + \frac{\Sigma v x^2}{a \Sigma v}$$

$$\text{tg } \varphi = + \frac{R a}{\Sigma v x^2};$$

som indsat i (215) giver:

$$\begin{aligned} S_1 &= v_1 \left(\frac{R}{\Sigma v} - \frac{x_1 R a}{\Sigma v x^2} \right) \\ S_2 &= v_2 \left(\frac{R}{\Sigma v} + \frac{x_2 R a}{\Sigma v x^2} \right) \\ &\vdots \end{aligned} \quad (222)$$

Idet Punktet O , hvorfra Afstandene x skal regnes, er bestemt af $\Sigma v x = 0$, ses det, at O kan findes som Midtpunktet for de indbyrdes parallelle Vektorer $v_1, v_2 \dots$ gennem Pælehovederne for Pælene $1, 2 \dots$

Ved Beregningen af Pælespændingerne maa der regnes med For-tegn saavel for Længder (x) som for Momenter. Regnes Momenterne positive med Uret, skal x regnes som positive til venstre for O . Det ses, at Momentet $R a$, naar R er en Trykkraft, virker til at forøge Trykspændingerne i de Pæle, der staar paa samme Side af O som R , og til at formindske Trykspændingerne i Pælene paa modsat Side af O .

Hvis der ved Udregningen findes negative Værdier for S , betyder dette, at der i de paagældende Pæle kommer Trækspænding ved det betragtede Belastningstilfælde. Saafremt Forbindelsen mellem Pælene og Bygværket ikke er i Stand til at overføre Trækspændinger, eller der af anden Aarsag (jfr. ovenfor) bør ses bort fra Pælenes Evne til at optage Trækspændinger, maa de Pæle, for hvilke der findes negative S , holdes uden for Beregningen ved det betragtede Belastningstilfælde. Man maa

da foretage en ny Beregning, ved hvilken man for det paagældende Belastningstilfælde betragter Pæleværket som bestaaende kun af de Pælerækker, for hvilke der ved den første Beregning fandtes Trykspændinger.

Den videre Beregning bestaar i, at man bestemmer Pælespændingerne paa samme Maade som beskrevet ovenfor for hver af Resultanterne $R, R'' \dots$, svarende til de forskellige Belastningstilfælde, og derefter undersøger, om de største af de fundne Pælespændinger ligger passende nær ved Pælernes tilladelige Belastning.

Hvis alle Pælene i et til Fig. 181 svarende Pæleværk (Pælene staaende med Spidsen paa haard Bund) har samme Længde l , er

$$v_1 = \frac{E f_1}{l}, \quad v_2 = \frac{E f_2}{l} \dots,$$

og man finder da:

$$\begin{aligned} S_1 &= f_1 \left(\frac{R}{\Sigma f} + \frac{x_1 R a}{\Sigma f x^2} \right) \\ S_2 &= f_2 \left(\frac{R}{\Sigma f} + \frac{x_2 R a}{\Sigma f x^2} \right) \\ &\vdots \end{aligned} \quad (223)$$

I dette Tilfælde er O Tyngdepunktet for det samlede Pæletværsnit. Af (223) ses, at man da kan bestemme Pælespændingerne ved Hjælp af de almindelige Formler for Spændinger i et af en ekscentrisk Normalkraft R paavirket Snit, idet man her tænker sig hvert af Pælernes Tværsnittsarealer koncentreret i Skæringspunktet mellem Pæleaksen og Pælehovedets Anlægsflade.

Er Pælene Friktionspæle, men alle Pælene indbyrdes lige lange og lige tykke (samme Størrelse v for alle Pælene), faas, naar Pæleantallet i Rækkerne $1, 2 \dots$ er $m_1, m_2 \dots$:

$$v_1 = m_1 v, \quad v_2 = m_2 v \dots$$

og heraf:

$$\begin{aligned} S_1 &= m_1 \left(\frac{R}{\Sigma m} + \frac{x_1 R a}{\Sigma m x^2} \right) \\ S_2 &= m_2 \left(\frac{R}{\Sigma m} + \frac{x_2 R a}{\Sigma m x^2} \right) \\ &\vdots \end{aligned} \quad (224)$$

Punktet O er her bestemt ved, at det er Midtpunktet for Vektorerne $m_1, m_2 \dots$.

Se Angefund: Byggn. II - 517 Side 366

196. Pæleværk af Pæle med rækkevis forskellig Retning. Bygværket tænkes ogsaa her at være en Mur, og det antages, at denne, svarende til

et af de Belastningstilfælde, for hvilke Pælespændingerne skal bestemmes, paavirker Pæleværket med en Kraft R pr. Meter af Muren (Fig. 182).

De i hver af Rækkerne $1, 2 \dots$ indgaaende Pæle forudsættes her, ligesom ved det ovenfor behandlede Pæleværk af indbyrdes parallelle Pæle alle at være lige lange og have samme Tværsnitsareal. Endvidere forudsættes, at Pælene i samme Række er indbyrdes parallelle og staar med Hældning, bestemt ved Vinklerne $\alpha_1, \alpha_2 \dots$. Disse Vinkler vil vi regne positive for Pæle, der hælder til højre — som Række 1 — og negative for Pæle, der hælder til venstre — som Række n . Størrelserne $v_1, v_2 \dots$ for Pælene i Rækkerne $1, 2 \dots$ forudsættes kendt. Murens Underside DE antages for Simpelt Skyld at være vandret og plan. I denne Plan ligger Pælehovederne $P_1, P_2 \dots$, naar Pæleværket er ubelastet.

Under Paavirkning af Kraften R forandres Stillingen af Murens Underside og dermed Pælehovedernes Plan fra DE til $d'e'$ paa Grund af

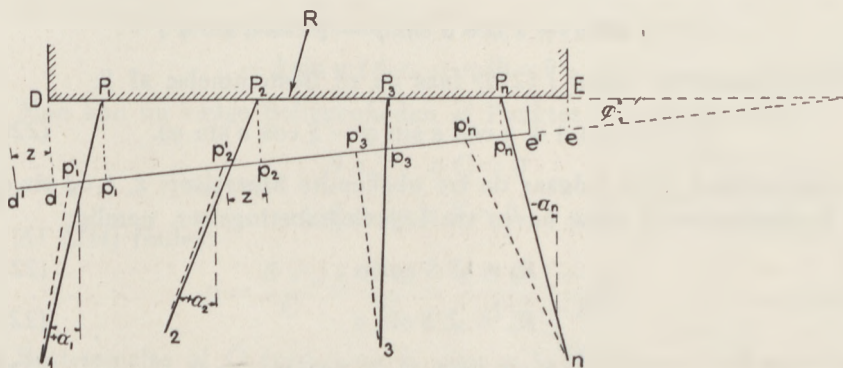


Fig. 182.

Pælehovedernes Eftergiven for de i Pælene optrædende Spændinger. Stillingen $d'e'$ af Murens Underside og Stillingerne $p_1', p_2' \dots$ af Pælehovederne er bestemt ved en Vinkeldrejning φ til Stillingen de og en Forskydning: $d d' = e e' = p_1 p_1' = p_2 p_2', \dots = z$. Da Forskydningen z er lille i Forhold til Pælelængden, regnes den til Pælehovedets Bevægelse svarende Vinkeldrejning af Pælen at være uendelig lille.

For en vilkaarlig af Pæleværkets Pæle havest, idet O (Fig. 183) er et foreløbig vilkaarlig valgt Begyndelsespunkt, ud fra hvilket Afstandene regnes, og idet λ er den til Pælespændingen S svarende Bevægelse af Pælehovedet i Pæleens Retning:

$$S = v \lambda \quad (225)$$

$$\text{og} \quad \lambda = z \sin (\alpha + \varphi) + (x - \xi) \cdot 2 \sin \frac{\varphi}{2} \cos \left(\alpha + \frac{\varphi}{2} \right).$$

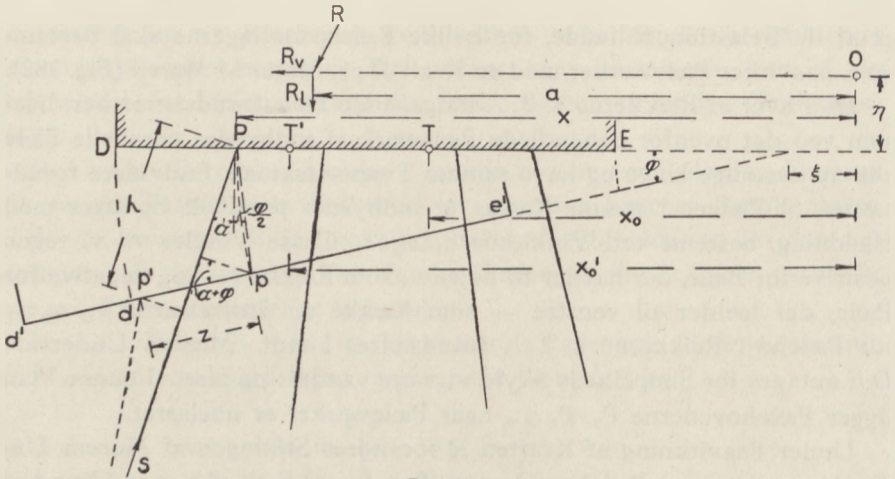


Fig. 183.

Da φ er lille, haves:

$$\lambda = z \sin \alpha + x \cos \alpha \sin \varphi - \xi \cos \alpha \sin \varphi,$$

og ved Indsættelse heraf i (225) faas da til Bestemmelse af S :

$$S = v (z \sin \alpha + x \cos \alpha \sin \varphi - \xi \cos \alpha \sin \varphi). \quad (226)$$

I Udtrykket (226) indgaar de tre ubekendte Størrelser: z , ξ og $\sin \varphi$. Til Bestemmelse af disse haves tre Ligevægtsbetingelser, nemlig:

$$R_l = \Sigma S \cos \alpha, \quad (227)$$

$$R_v = \Sigma S \sin \alpha, \quad (228)$$

$$M + \Sigma x S \cos \alpha - \eta \Sigma S \sin \alpha = 0, \quad (229)$$

hvor:

$$M = R_l a.$$

Med Hensyn til Fortegn regnes ogsaa her Momenter positive med Uret og Pælespændingerne positive, naar de er Trykspændinger, samt svarende hertil Størrelserne x og ξ positive til venstre for O . η er regnet positiv, naar O ligger oven over DE .

Løsningen af Ligningerne (227)–(229) med Hensyn til z , ξ og $\sin \varphi$ kan simplificeres ved passende Valg af Beliggenhed for O ¹⁾.

Indsættes det ved (226) fundne Udtryk for S i (229), faas:

$$M + \sin \varphi (\Sigma x^2 v \cos^2 \alpha - \eta \Sigma x v \cos \alpha \sin \alpha) + z (\Sigma x v \cos \alpha \sin \alpha - \eta \Sigma v \sin^2 \alpha) - \xi \sin \varphi (\Sigma x v \cos^2 \alpha - \eta \Sigma v \cos \alpha \sin \alpha) = 0. \quad (230)$$

For Kortheds Skyld sættes:

¹⁾ Teknisk Tidsskrift. 1921. A. Ostenfeld: Beregning af Pæleværker.

$$\Sigma v \cos^2 a = A$$

$$\Sigma v \cos a \sin a = B$$

$$\Sigma v \sin^2 a = C.$$

Betragtes Størrelserne $v_1 \cos^2 a_1, v_2 \cos^2 a_2 \dots$ som parallelle Vektorer i Pælehovederne $P_1, P_2 \dots$, og er x_0 Afstanden fra O til Midtpunktet T for disse Vektorer, haves:

$$\Sigma x v \cos^2 a = x_0 \Sigma v \cos^2 a = A x_0. \quad (231)$$

Paa samme Maade faas for Størrelserne $v_1 \cos a_1 \sin a_1, v_2 \cos a_2 \sin a_2 \dots$, naar T' er Midtpunktet for disse Vektorer, og Afstanden $OT' = x_0'$:

$$\Sigma x v \cos a \sin a = x_0' \Sigma v \cos a \sin a = B x_0'. \quad (232)$$

Indsættes disse Udtryk i (230), faas:

$$\begin{aligned} M + \sin \varphi (\Sigma x^2 v \cos^2 a - \eta B x_0') + z (B x_0' - \eta C) \\ - \xi \sin \varphi (A x_0 - \eta B) = 0. \end{aligned} \quad (233)$$

Man kan nu vælge Beliggenheden af Punktet O saaledes, at

$$B x_0' - \eta C = 0 \quad (234)$$

og

$$A x_0 - \eta B = 0.$$

Af (234) findes:

$$\eta = \frac{B x_0'}{C} = \frac{A x_0}{B} = \frac{A B (x_0' - x_0)}{A C - B^2} \quad (235)$$

til Bestemmelse af O (ved η og x_0 eller x_0'), idet man i Forvejen har beregnet Beliggenheden af Punkterne T og T' .

Med den saaledes bestemte Beliggenhed af O reduceres (233) til

$$M + \sin \varphi (\Sigma x^2 v \cos^2 a - \eta B x_0') = 0, \quad (236)$$

hvoraf faas:

$$\sin \varphi = - \frac{M}{\Sigma x^2 v \cos^2 a - \eta B x_0'} = - \frac{M}{I}, \quad (237)$$

idet: $I = \Sigma x^2 v \cos^2 a - \eta B x_0' = \Sigma x^2 v \cos^2 a - A x_0 x_0'$.

Ved Indsættelse af Udtrykket (226) for S i de to andre Ligevægtsligninger (227) og (228), faas:

$$R_l = z B + A x_0 \sin \varphi - \xi A \sin \varphi$$

$$R_v = z C + B x_0' \sin \varphi - \xi B \sin \varphi,$$

og heraf:
$$z = \frac{A R_v - B R_l}{A C - B^2} - \frac{A}{B} x_o \sin \varphi \quad (238)$$

og
$$\xi = \frac{B R_v - C R_l}{(A C - B^2) \sin \varphi} \quad (239)$$

Indsættes endelig de ved (237), (238) og (239) bestemte Udtryk for Størrelserne z , ξ og $\sin \varphi$ i (226), faas Spændingen S_1 for Pælene i Række 1, pr. løb. Meter af Muren:

$$S_1 = v_1 \left(R_l \frac{C \cos a_1 - B \sin a_1}{A C - B^2} + R_v \frac{A \sin a_1 - B \cos a_1}{A C - B^2} - \frac{M (x_1 \cos a_1 - \eta \sin a_1)}{I} \right) \quad (240)$$

og tilsvarende Udtryk for Pælespændingerne $S_2, S_3 \dots$

Hvis Pæleværkets Pæle alle har samme Tværsnitsdimensioner og samme Længde, saaledes at $v_1 = v_2 = v_3 \dots$, er, som det vil ses af (240), Spændingerne S uafhængige af Størrelsen v .

Gangen i Beregningen af Pælespændingerne S er følgende: Man begynder med at beregne Størrelserne $A = \sum v \cos^2 a$, $B = \sum v \cos a \sin a$ og $C = \sum v \sin^2 a$ — hvis alle Størrelserne v er lige store, da: $\sum \cos^2 a$, $\sum \cos a \sin a$ og $\sum \sin^2 a$ — og bestemmer Midtpunkterne T og T' for Vektorerne $v_1 \cos^2 a_1, v_2 \cos^2 a_2 \dots$ og $v_1 \cos a_1 \sin a_1, v_2 \cos a_2 \sin a_2 \dots$ Heraf faas Længden $(x_o' - x_o)$ og deraf ved Indsættelse i (235): η, x_o og x_o' (d. v. s. Beliggenheden af O), samt endelig ved Indsættelse af disse Størrelser i (240) Pælespændingerne.

For den videre Beregning af Pæleværket ligesom ogsaa med Hensyn til eventuel Omregning i Tilfælde af, at ingen af Pæleværkets Pæle maa paavirkes til Træk, gælder de samme Regler som de i Slutningen af § 195 anførte. —

197. Simple Pæleværker. Et Pæleværk, som kun bestaar af 3 Rækker Pæle, saaledes som vist i Fig. 184, er statisk bestemt. Pælespændingerne kan findes, ved at man opløser Kraften R efter Pælerække 1 og en

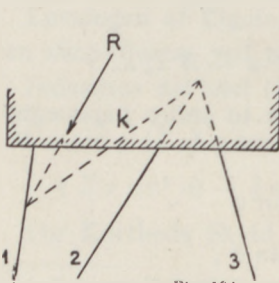


Fig. 184.

Linie k , der forbinder Skæringspunktet mellem R og Pælerække 1 med Skæringspunktet mellem Pælerækkerne 2 og 3, og derefter opløser den i k faldende Komposant efter Pælerækkerne 2 og 3. Om Spændingerne er Tryk- eller Trækspændinger, ses let af Omløbsretningen i Kraftpolygonen.

Da Pæleværket her er et statisk bestemt System, er Pælespændingerne uafhængige af Pælehovedernes Eftergiven. Om Arbejdslinie-Koefficienterne ν for de tre Pælerækker er indbyrdes forskellige, har derfor her ingen Betydning, og de Betæneligheder, der som nævnt kan være til Stede med Hensyn til at lade Pæleværker, som de i §§ 195 og 196 omhandlede, indeholde Trækpæle, gør sig derfor ikke gældende i dette Tilfælde.

Bestaar Pæleværket af 3 Pælegrupper, hver indeholdende flere Rækker af indbyrdes parallelle Pæle (Fig. 185), kan en Beregningsmaade som den her

beskrevne anvendes til en *tilnærmende Bestemmelse* af Pælespændingerne.

Systemlinierne 1, 2 og 3 for de tre Pælegrupper er bestemt ved, at Punkterne P_1 , P_2 og P_3 er Midtpunkter for de til Pælene i henholdsvis Grupperne 1, 2 og 3 hørende Vektorer ν . Kraften R opløses efter de tre Systemlinier, og for de i disse faldende Komposanter bestemmes Pælespændingerne i hver af de tre Grupper Pæle ved Anvendelse af den i § 195 angivne Beregningsmaade.

Saaframt Pælene i hver af Grupperne har samme Længde og samme Tværsnitsdimensioner — d. v. s. Størrelsen ν er ens inden for hver af Pælegrupperne — er P_1 , P_2 og P_3 Tyngdepunkterne for de respektive Grupper samlede Pæletværsnit, og i dette Tilfælde findes ved denne Beregningsmaade Pælespændingerne inden for hver af Grupperne lige store.

Hvis Pælene i hver af Grupperne er nogenlunde tæt samlede om den tilhørende Systemlinie, bliver Fejlene i Spændingsbestemmelsen ved den her nævnte Beregning ret smaa. Derimod kan Fejlene blive ret betydelige, hvis Pælene i alle tre Grupper staar spredt under hele Muren.

Et Pæleværk bestaaende kun af 2 Pæle (Fig. 186) er ustabil. Kun i Tilfælde af, at den ydre Kraft R gaar gennem Skæringspunktet for Pælene, er Pæleværket stabilt, thi kun i dette Tilfælde kan Pælespændinger i Pælenes Akser være i Ligevægt med Kraften R . Hvis Pælene kan betragtes som indspændte i Jorden, eller de er indspændte i Muren, saaledes at Pælene er i Stand til at optage Kræfter

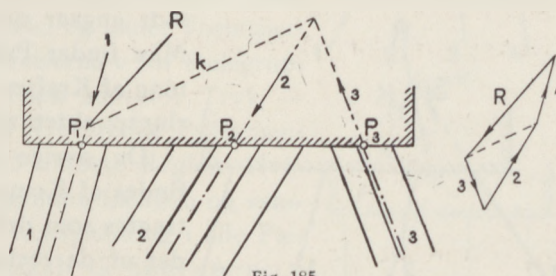


Fig. 185.

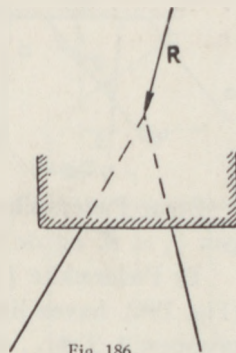


Fig. 186.

ogsaa i andre Retninger end efter Pæleaksen, idet der medregnes Virkning af passivt Jordtryk paa Pælenes Sider, er et af kun 2 Pæle bestaaende Pæleværk stabilt, selv om den ydre Kraft R ikke gaar gennem Pælenes Skæringspunkt.

Bestaar Pæleværket af 2 Grupper Pæle, og indeholder den ene Gruppe kun een Pælerække, er Pæleværket statisk bestemt, for saa vidt angaar denne Pælerække (Fig. 187).

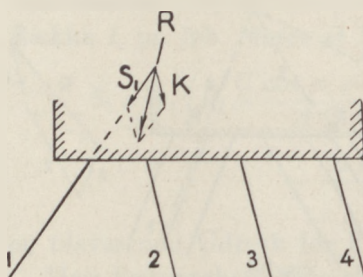


Fig. 187.

Man finder Pælespænding S_1 ved Opløsning af Kraften R i S_1 og K , gennem Skæringspunktet mellem R og Pælerække 1.

De øvrige Pælespændinger $S_2, S_3 \dots$ findes af Komposanten K , idet denne betragtes som den ydre Kraft, der paavirker det af de resterende Pælerækker 2, 3... bestaaende Pæleværk, og Beregningen da foretages som angivet i § 195 (Kraften

parallel med Pælene). Dersom man i Stedet for en enkelt Pælerække 1 har en Pælegruppe, bestaaende af flere Rækker indbyrdes parallelle Pæle, kan tilsvarende Beregningsmaade anvendes ved en *tilnærmende Bestemmelse* af Spændingerne i disse Pæle, idet l da er Systemlinien for hele Pælegruppen. Spændingerne i de enkelte af denne Pælegruppes Pæle findes af den ved Opløsning af R bestemte S_1 ved Anvendelse af den i § 195 angivne Beregningsmaade. Med Hensyn til den

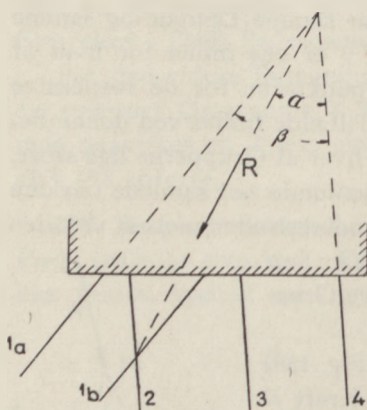


Fig. 188.

ved en saadan tilnærmende Beregning indførte Fejl i Spændingsbestemmelsen gælder samme Bemærkning som anført ovenfor.

Hvis ingen af Pælene kan optage Trækspænding, og $\alpha < \beta$ (Fig. 188), vil det ses, at man er i nogen Grad bundet med Hensyn til Placeringen af Pælerække 1, naar Hældningen for dennes Pæle er givet. Yderstillingerne for Pælerække 1 er l_a og l_b , bestemte af Skæringspunkterne mellem R og de yderste Pæle i Pælegruppen 2, 3, 4...

Staar Pælerække 1 netop i R 's Kraftlinie (Fig. 189) er Pælespændingen $S_1 = R$, og de øvrige Pæle er da spændingsløse.

Er Pælerække 1 parallel med R , men placeret uden for R 's Kraftlinie (Fig. 190), havs ligeledes $S_1 = R$, men i dette Tilfælde paavirkes Pælegruppen 2, 3, 4... af et Kraftpar, hvis Moment er $R a$, og dette Moment

frembringer Tryk i nogle og Træk i andre af Pælene.

Er den ydre Krafts Retning i Forhold til Retningen for Pælerække 1 en saadan, at $\alpha > \beta$ (Fig. 191), faas ved Opløsning af R efter Pælerække 1 og Retningen for Pælene i Pælegruppe 2, 3, 4... en Komposant K virkende opad. Denne frembringer Trækspænding i Pælegruppens Pæle, og under Forudsætning af, at man kender Størrelserne ν for Pælegruppens Pæle — saavel for Træk som for Tryk — kan Bestemmelsen af de til K svarende Pælespændinger ske efter de i § 195 anførte Regler. Hvis alle Pælene i Gruppen har samme Længde og samme Tværsnit, og K giver Trækspænding i alle Pælene, er, som nævnt, Kendskab til Størrelserne ν unødvendig. Frembringer K derimod Tryk i nogle af Pælene og Træk i andre, og vil man undgaa den

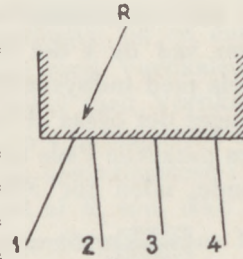


Fig. 189.

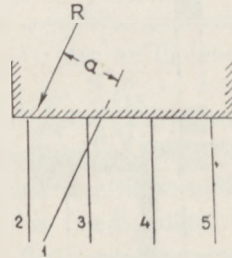


Fig. 190.

Vanskelighed ved Bestemmelsen af Pælespændingerne, der er Følge af Usikkerheden med Hensyn til Fastsættelsen af Forholdet mellem Størrelserne ν for henholdsvis Trykpæle og Trækpæle, og derfor gøre Pæleværket statisk bestemt for det her omhandlede Belastningstilfælde, maa kun to af Pælerækkerne i Gruppen 2, 3, 4... være virksomme ved Optagelsen af Kraften K . Man kan lade et tilstrækkeligt Antal Pæle i Række 2 og Række 5 være Trækpæle (forbinde Pælene med Muren saaledes, at der kan overføres Trækpaavirkning); herved bliver Pælene i Rækkerne 3 og 4 spændingsløse, og Pælespændingerne (Træk) i Rækkerne 2 og 5 bliver:

$$S_2 = \frac{K b}{a + b}; \quad S_5 = \frac{K a}{a + b}.$$

Eller man kan lade et tilstrækkeligt Antal Pæle i Række 3, eller et tilstrækkeligt Antal Pæle i Række 4 være Trækpæle. I saa Fald faas:

$$S_2 = \frac{K c}{a - c} \text{ (Tryk)}$$

$$S_3 = \frac{K a}{a - c} \text{ (Træk),}$$

og 4 og 5 spændingsløse, eller

$$S_4 = \frac{K b}{b - d} \text{ (Træk)}$$

$$S_5 = \frac{K d}{b - d} \text{ (Tryk)}$$

og 2 og 3 spændingsløse.

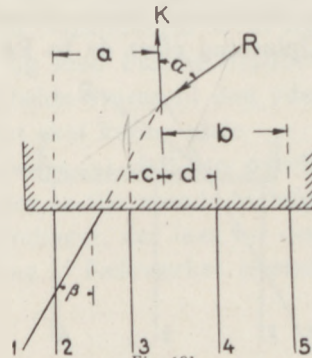


Fig. 191.

198. Anvendelse af Forankring. I Stedet for en Anordning af Pælene som ved de i det foregaaende omhandlede Pæleværker, nemlig med Pæle med indbyrdes forskellige Retninger staaende under selve Muren, bruges det ogsaa at lade det egentlige Pæleværk bestaa alene af indbyrdes parallelle Pæle under Muren, idet Pæleværket da suppleres med passende, uden for Muren anbragte Forankringselementer til Optagelse

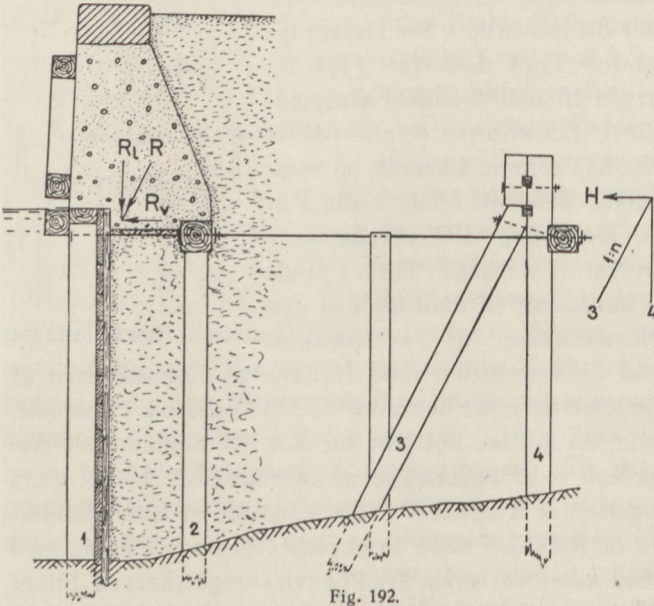


Fig. 192.

af Kraftkomponenten vinkelret paa de under Muren staaende Pæle. Ved det i Fig. 192 viste Pæleværk optager Lodpælene 1 og 2 den lodrette Komponent R_l af Resultanten R af de paa Muren virkende Kræfter — Egenvægt, Jordtryk og Vandtryk — medens den vandrette Komponent R_v , sammen med den

vandrette Kraft, der hidrører fra Jordtryk og Vandtryk paa den mod Pælen 1 støttende Indfatningsvæg for Jordfylden, her overføres gennem en Bolteforbindelse til et bag Muren anbragt Forankringselement, der ved den i Figuren viste Konstruktion bestaar af en Pælebuk.

Spændingerne i Pælebukkens Pæle (3 og 4) findes, idet man regner, at Kraften H gaar gennem Skæringspunktet mellem Pæleakserne, ved Opløsning efter de to Pæleretninger. Hvis f. Eks. Pæl 4 er lodret, og Pæl 3 har Hældning $1:n$, faas:

$$S_3 = H \sqrt{n^2 + 1}$$

$$S_4 = n H .$$

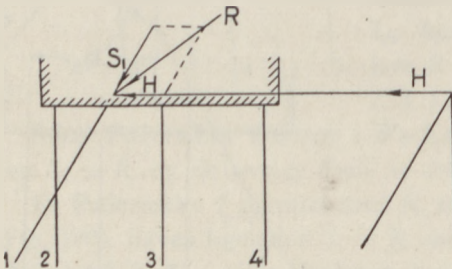


Fig. 193.

Undertiden anvendes Pæleværkskonstruktioner, ved hvilke der haaves saavel Skraapæle (og Lodpæle) under Muren som Forankringselementer uden for denne, f. Eks. saaledes som vist i Fig. 193. Murens

egentlige Pælefundament består af en Gruppe Lodpæle, 2, 3..., der her forudsættes ikke at kunne optage Trækspændinger, og en enkelt Række Skraapæle 1. Den ydre Kraft R 's Vinkel med Vertikalen er her antaget at være større end Skraapælenes Vinkel med Vertikalen. Idet Skraapælene under Muren kun kan optage en i Skraapæleens Retningslinie faldende Kraft, og idet Pælene 2, 3... er spændingsløse i det betragtede Belastningstilfælde, finder man den Del af R , som ikke kan optages af Skraapælene, ved Opløsning af R efter Skraapæleens Retning og en Linie vinkelret paa Retningslinien for Pælegruppen 2, 3.. S_1 er Skraapælerækkens Spænding. Komposanten H overføres gennem en Forankringsbolt fra Muren til Forankringselementet (f. Eks. en Pælebuk).

199. Særlig Stabilitetsbetingelse. I Lighed med, hvad Tilfældet er ved Kajmure og lignende Bygværker, der er funderet direkte paa Byggegrunden¹⁾, kan der ved Pælefundamenter være Anledning til at indføre en særlig Stabilitetsbetingelse som Supplement til den (sædvanlige) Sikkerhed for Bygværkets Stabilitet, der består i, at Pælespændingerne er lig med eller mindre end de tilladelige Belastninger for de paagældende i Pæleværket indgaaende Pæle.

Betingelsen for, at en Mur, der f. Eks. (Fig. 194) paavirket af en lodret Kraft Q og en vandret Kraft H , og hvis Pælefundament ikke er indrettet saaledes, at der kan overføres Trækspændinger til Pælene, først ved en Forøgelse af den vandrette Kraft til nH er paa Nippet til at blive ustabil, ses her at være, at Resultanten R' af Q og nH falder i Skraapæleens Akse. En Forøgelse af H ud over nH vil medføre, at Muren giver efter for den vandrette Kraft, idet Skraapælen rejser sig (Drejning om Pælespidsen), og Muren bliver i voksende Grad ustabil, jo mere Skraapælen rejser sig. Den tilladelige Pælespænding kan for det til Nipstillingen R' af Resultanten hørende Belastningstilfælde sættes lig med Pæleens Brudbelastning, idet det her betragtede Belastningstilfælde svarer til den yderste Grænse for den Belastning, som Pæleværket skal kunne taale.

Hvis Pælefundamentet er indrettet saaledes, at der kan overføres Trækspændinger til Pælene, er Betingelsen for en tilsvarende Stabilitetsikkerhed blot den, at ingen af de Pælespændinger, der faas for den til en Forøgelse af H til nH svarende Belastning af Pæleværket, overstiger de paagældende Pæles Brudgrænser.

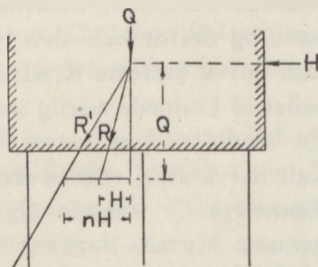


Fig. 194.

¹⁾ § 188.

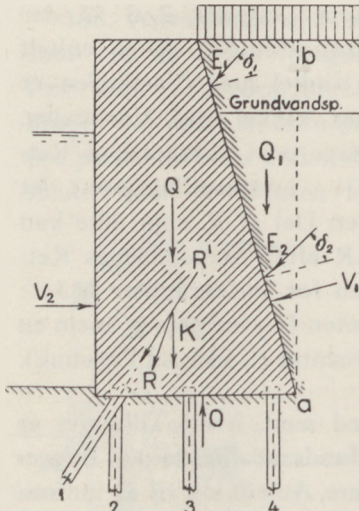


Fig. 195.

200. Kajmur paa Pæleværk. Ved Dimensionering af et simpelt Pæleværk som det i Fig. 195 viste, hvor Pæleværket bestaar af 2 Pælegrupper, af hvilke den ene kun indeholder 1 Række Pæle (Skraapælene), kan man sædvanlig gaa frem paa følgende Maade.

For det skønsmæssigt valgte Kajmursprofil fastsættes først Antallet af Rækker af Lodpæle, og Pæleantallet i hver af disse Rækker tilpasses saaledes efter de Belastningstilfælde, ved hvilke Lodpælene faar deres største Paavirkning, at de maksimale Pælespændinger for disse Belastningstilfælde bliver lig med den tilladelige Pælespænding. Da vandrette Kræfter paa Murens Bagside bevirker, at en Del af den

lodrette Belastning overføres til Skraapælene, medens disse er spændingsløse, og derfor hele den lodrette Kraft optages af Lodpælene, naar der kun haves lodrette Kræfter, maa Undersøgelsen til Bestemmelse af Antallet af Lodpæle særlig omfatte saadanne Belastningstilfælde, ved hvilke de vandrette Kræfter er Minimum. Som et saadant Belastningstilfælde kan der f. Eks. regnes med følgende Kombination af Kræfter: Murens Egenvægt Q , Vægten Q_1 af den mellem Muren og en lodret Plan ab gennem Murens Bagkant liggende Jord, Nyttelast paa Kajen samt opad virkende Vandtryk O svarende til laveste Vandstand, men uden aktive Jordtryk, idet man som Minimumsværdi for de paa den tænkte Skilleflade ab virkende Jordtryk sætter disse lig Nul. Et andet Belastningstilfælde, ved hvilket der fremkommer stor Paavirkning paa Lodpælene, og som der derfor maa tages Hensyn til ved Bestemmelsen af Pæleantallet, kan være det, der haves, naar Muren er færdig opført i tør Byggegrube. Antages det, at Tilfyldningen bag Kajmuren sker efter, at Vandet er lukket ind i Byggegruben, udgøres Belastningen her alene af Murens Egenvægt. Ved dette sidste Belastningstilfælde kan der regnes med forholdsvis stor tilladelig Pælespænding, f. Eks. 1,5 til 2 Gange den ellers for de paagældende Pæle tilladelige Belastning, i Betragtning af, at Muligheden for tilfældig Forøgelse af den paaregnede Belastning her er saa ringe, at det er rimeligt at nøjes med mindre Sikkerhedsgrad end ellers paakrævet.

Til Bestemmelse af Skraapælenes Retningslinie (under Forudsætning af, at ingen af Pæleværkets Pæle maa paavirkes til Træk) konstrueres en Resultant R' af alle de paa Pælefundamentet virkende Kræfter:

Murens Egenvægt Q , Jordtryk E_1 og E_2 , samt Vandtryk V og O (Vandtryk svarende til den Kombination af Grundvandspejlets Højde og det ydre Vandspejls Højde, som giver størst Hældning af R'), men med Jordtrykkenes vandrette Komposanter indført med n Gange deres beregnede Størrelser, hvor n er den af Hensyn til den særlige Stabilitetsbetingelse (§§ 188 og 199) indførte Sikkerhedsfaktor. Skraapælene placeres saaledes, at Pæleaksen falder sammen med R' , eller falder uden for (i Figuren til venstre for) R' , men parallel med denne.

Antallet af Skraapæle vil sædvanlig være bestemt af Resultanten R af Kræfterne Q , E , V og O , uden den nævnte ekstra Forøgelse af Jordtrykkenes vandrette Komposanter. Pælespændingen S_1 findes ved Oplosning af R i S_1 og K efter henholdsvis Pælerække 1 og Pælegruppe 2, 3, 4, og af S_1 findes Pæleantallet ved Division med den tilladelige Pælebelastning. Det herved bestemte Antal Skraapæle skal mindst være saa stort, at Spændingen i Skraapælene for den til R' svarende Belastning ikke overstiger Pælenes Brudgrænse. Endelig bør ogsaa Spændingerne i Pælene 2, 3, 4 undersøges for Belastningstilfældet R , d. v. s. Pælegruppen 2, 3, 4 paavirket af Kraften K . Findes for denne Kraft større Paavirkning paa nogen af Pælene end den tilladelige Belastning, maa Pæleantallet forøges og den første Undersøgelse vedrørende Lodpælene da gøres om.

Hensynet til Udførelsen af Rammearbejdet sætter i Almindelighed en vis Grænse for, hvor stor Hældning man kan give Skraapælene. I Reglen kan der ikke paaregnes større Hældning i Forhold til Vertikalen end: $\operatorname{tg} \alpha = 0,5$.¹⁾

Dersom Vinklen mellem R' og Vertikalen er større end den Vinkel, under hvilken Skraapælene kan stilles, maa man enten gøre Murens Egenvægt saa meget større, at Vinklen mellem R' og Vertikalen bliver lig med eller mindre end den af Ramningshensyn fastsatte Skraapælevinkel, eller indrette Forbindelsen mellem Muren og et passende Antal af Lodpælene saaledes, at der kan overføres Trækspændinger, eller endelig benytte den Pæleværkskonstruktion, ved hvilken en Del af den vandrette Kraft overføres til Forankringselementer uden for Muren.

I Tilfælde af, at Forbindelsen mellem Muren og Pælene indrettes saaledes, at der kan overføres Trækspændinger til Pælene, er Beliggenheden af den nævnte Resultant R' ikke bestemmende for, hvor Skraapælene skal anbringes, og for saa vidt er man da frit stillet med Hensyn til Valg af Skraapælerækkens Plads og til Fastsættelse af Skraapælenes Hældning. Men Skraapælerækkens Stilling i Pæleværket og Skraapælenes Hældning er bestemmende for Størrelsen af den Trækpaavirkning, der skal kunne optages af Lodpælene.

¹⁾ § 203.

Med Hensyn til den særlige Sikkerhedsfaktor n for Bygværkets Stabilitet gælder, at denne Sikkerhedsfaktor kan være noget mindre ved en Mur paa Pælefundament end den tilsvarende Sikkerhedsfaktor for en Mur, der hviler direkte paa Jordbunden. Begrundelsen herfor er dels, at der ved Pælefundamenter ikke er nogen Usikkerhed til Stede med Hensyn til Trykfordelingen, saaledes som Tilfældet er ved en Mur, der hviler direkte paa Byggegrunden, idet Belastningen fra Bygværket, naar der haves Pælefundament, overføres i de ved Pælens Plads i Fundamentet bestemte Anlægsflader mellem Pæle og Bygværk, dels det i § 101 omtalte Forhold, at en paa Pæleværk staaende Mur sædvanlig kan forudsættes at ville bevæge sig opad, hvis den giver efter for Jordtrykket, saaledes at man ikke behøver at nære Betænkelse ved for Stabilitets-Nipstillingen at regne med fuld Friktion mellem Jorden og Murens Bagflade.

Under Forudsætning af, at der ved Fastsættelsen af Jordtrykkets Retning (Vinklen δ) følges den i § 103 givne Regel, og af, at der regnes med Vandtryk og Jordtryk efter samme Regler som de, der gælder for Mure, der hviler direkte paa Byggegrunden, samt af, at der regnes med fuldt opad virkende Vandtryk, vil der i Almindelighed faas rimelige Mure-dimensioner, naar der sættes $n = 1,2$ til $1,4$. Om man inden for disse Grænser skal vælge en større eller mindre Værdi af n , maa afgøres under Hensyn til, om Omstændighederne i det paagældende Tilfælde taler for, at man bør holde sig rigeligt paa den sikre Side, eller for, at der kan slaas noget af paa Sikkerhedsgraden.

Med Hensyn til det paa Murens Underside virkende Vandtryk maa det bemærkes, at, da Muren bæres af Pæleværket og derfor ikke udøver Tryk paa Jordbundens Overflade mellem Pælene, vil der være et vandfyldt Hulrum mellem Murens Underside og Jordbunden omkring Pælene og i dette Hulrum virke fuldt Vandtryk svarende til Vandspejlshøjderne foran og bag ved Muren. Paa de Dele af Murens Underside, der ligger an mod Pælehovederne, virker der ganske vist ikke noget Vandtryk — eller i det mindste ikke Vandtryk i fuld Udstrækning — saafremt der er støbt Beton ned omkring Pælehovederne, eller, hvis Pælene er af Beton, disse er indstøbt i Muren, men det Areal af Murens Underside, som optages af Pælehovederne, udgør for det meste kun en forholdsvis ringe Del af det hele Areal af Murens Underside. Naar der, som ovenfor nævnt, forudsættes fuldt opad virkende Vandtryk, maa man derfor (idet der ses bort fra, at der ikke virker Vandtryk i de forholdsvis smaa Pælehovedarealer) ikke gøre Regning paa, at der derved faas indført nogen ekstra Sikkerhed, saaledes som det under visse Omstændigheder ¹⁾ kan være Tilfældet ved Mure, der er funderet direkte paa Byggegrunden.

¹⁾ § 187.

VII. Samling af Konstruktionsdele af Tømmer.

201. Ved Bygværker eller Bygværksdele af Træ spiller Konstruktionen af Forbindelsen mellem de enkelte Tømmerstykker en særlig Rolle og skal, for saa vidt angaar de til Fundamenter og i Vandbygning anvendte Tømmerkonstruktioner, omtales her.

Forbindelserne mellem Tømmerstykkerne er i Reglen de svage Steder i en Tømmerkonstruktion, idet det er vanskeligt at udføre Forbindelser mellem Konstruktionsdele af Træ tilstrækkelig solidt til, at de i Styrke kan svare til Styrken af de ved Samlingen forbundne Tømmerstykker.

Konstruktionen af Forbindelsen mellem to Stykker Tømmer retter sig efter, hvilke Kræfter det er, der skal overføres fra det ene Stykke Tømmer til det andet, og efter Tømmerstykkernes indbyrdes Stilling.

Til Stødforbindelse mellem Bjælker af firkantet Tømmer anvendes sædvanlig *Lasker* med Laase og Skruebolte (Fig. 196), naar Tømmerstykkerne ligger i hinandens Forlængelse, og der skal overføres nogenlunde stor Trækraft fra det ene Tømmerstykke til

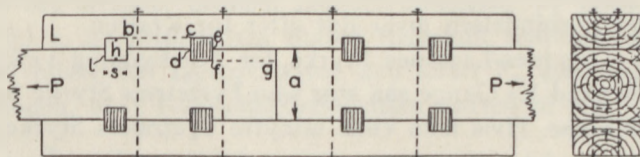


Fig. 196.

det andet. Laskerne *L* bestaar af to Stykker Halvtømmer med Bredde lig med Tømmerstykkernes Sidelinie *a*, saaledes at Tømmerets og Laskernes nyttige Tværnsitsarealer bliver lige store.

Laasene *l* har kvadratisk eller rektangulært Tværnsnit, i sidstnævnte Tilfælde, $h = \text{ca. } 0,8 s$, med største Sidelinie $s = \frac{1}{4} a$ til $\frac{1}{3} a$.

Laasene udføres i Reglen af Egetræ. De udskæres saaledes af Træet, at Fibrene gaar vinkelret paa Laasens Længderetning, og anbringes saaledes i de rektangulære Udsnit i Tømmer og Lasker, at Kraften, der overføres fra det ene Tømmer til det andet, virker vinkelret paa Laasens Fiberretning.

Skrueboltene, af hvilke der i Reglen anbringes lige saa stort Antal, som der er Laase i den ene Side af Tømmerstykkerne, tjener til at holde Laskerne fast tilspændt til Tømmerstykkerne. Skrueboltens Diameter gøres sædvanlig $\frac{1}{2}$ til $\frac{1}{3}$ af Tømmerstykkelsen.

Trækraften *P*, der skal overføres fra det ene Tømmerstykke gennem Laskerne til det andet Tømmerstykke, regnes at fordele sig ligeligt over alle de paa hver Side af Stødet mellem Tømmerstykkerne værende

Laase. I Fladerne cd og ef er der Trykspænding, og i disse Flader paa-
virkes Tømmerstykkerne og Laskerne til Tryk parallelt med Fibrene og
Laasene til Tryk vinkelret paa Fibrene. Laasene paa-
virkes i Snittene de
til Forskydning vinkelret paa Fibrene, Tømmerstykkerne og Laskerne i
Snittene fg og bc til Forskydning parallelt med Fibrene.

Selv om Laasene som nævnt udføres af Egetræ — Tømmerstykker
og Lasker antages at være af Fyr — er Laasenes Styrke for de i Fla-
derne cd og ef virkende Kræfter, der paa Laasene giver Tryk vinkelret
paa Fibrene, noget mindre end Tømmerstykkernes og Laskernes Styrke
for Tryk parallelt med Fibrene. Ikke desto mindre plejer man dog at
lade den tilladelige Spænding til Tryk parallelt med Fibrene for Tøm-
meret være bestemmende for Størrelsen af den Kraft, der kan overføres
gennem hver af Laasene, idet disse ligger helt indesluttede i Tømmerets
og Laskernes Udskæringer, saaledes at der ikke kan ske virkeligt Brud
af Forbindelsen, med mindre der finder Forskydningsbrud Sted i Laasene
efter Snittene de . Ved den eventuelle høje Paavirkning paa Laasene (til
Tryk vinkelret paa Fibrene) kan det ske, at Laskernes og Tømmerets
Endetræ trykkes noget ind i Laasenes Sidetræ, men dette medfører blot,
at Forbindelsen giver lidt efter for Kraften.

Egetræs-Laasenes Styrke for Forskydning vinkelret paa Fibrene er
henved 1,3 Gange saa stor som Fyrretræs Styrke for Tryk parallelt med
Fibrene. Hvis man vilde udnytte Egetræets Styrke helt, skulde Laasens
Højde h herefter gøres omtrent 2,5 Gange Bredden s . Man bruger imidler-
tid at have $h \leq s$ paa Grund af, at Trykfordelingen i Fladerne cd og
 ef ellers vilde afvige for meget fra den forudsatte ensformige Tryk-
fordeling, og fordi Laasen, hvis dens Højde er stor i Forhold til Bred-
den, kan blive udsat for betydelig Bøjningspaavirkning.

Overholdes Reglen $h \leq s$, er den for det paagældende Tilfælde til-
ladelige Spænding r_t til Tryk parallelt med Fibrene for Tømmerstykker-
nes og Laskernes Træmateriale bestemmende for, hvor stor en Kraft P_1
der kan overføres gennem hver af Laasene. Er f. Eks. $h = s = \frac{1}{3} a$ faas:

$$P_1 = \frac{1}{3} a^2 r_t .$$

Laskens Længde er bestemt af, at $P_1 \leq$ Arealet af Snit gf Gange
den tilladelige Spænding r_f til Forskydning parallelt med Fibrene for
Tømmerstykkets Træmateriale. I Snit bc haves samme Forskydnings-
paavirkning, hvorfor $cd = gf$. Er f. Eks. $r_t = 60 \text{ kg/cm}^2$ og $r_f = 10$
 kg/cm^2 , faas, naar $h = s = \frac{1}{3} a$,

$$bc \cdot a \cdot 10 = \frac{1}{3} a^2 \cdot 60$$

$$bc = a,$$

og naar $h = s = \frac{1}{4} a$:

$$bc = 0,75 a.$$

Ved Overførelsen af Kræfter fra det ene Tømmerstykke gennem Lasken til det andet regner man sædvanlig kun Laasene virksomme og tager ikke Hensyn til Skrueboltens Medvirken. Grunden hertil er dels, at man ikke kan gøre Regning paa, at Skrueboltene passer lige saa stramt i Boltehullerne, som Laasene passer i Udkøringerne for disse, dels den Omstændighed, at en Kraftoverførelse gennem Skrueboltene paa samme Maade som og jævnsides med den, der sker gennem Laasene, er betinget af, at Boltene ikke bøjes. Boltene vil imidlertid paa Grund af, at deres Længde er stor i Forhold til Tykkelsen, bøjes saa meget, at Trykkene i Anlægsfladerne mellem Boltene og Træet bliver meget ulige fordelt i disse Anlægsflader og ikke opnaar synderlig Størrelse, forinden Tømmerstykkerne er forskudt saa meget i Forhold til Laskerne, at Laaseforbindelsen er sprængt.

Naar Boltene spændes haardt, vil den derved tilvejebragte Friktionsmodstand i Anlægsfladerne mellem Tømmerstykker og Lasker kunne medvirke til at overføre Kræfter gennem Laaseforbindelsen. Er Bolte-diameteren f. Eks. $0,1 a$, og forudsættes Boltens tilspændt saaledes, at Spændingen i Boltens bliver 800 kg/cm^2 , bliver den Kraft P_2 , som kan overføres ved Friktionen, naar Friktionskoefficienten sættes til $0,5$:

$$P_2 = \frac{\pi}{4} (0,1 a)^2 \cdot 800 \cdot 0,5 = 3,14 a^2 \text{ kg.}$$

Sammenlignes med den Kraft P_1 , som kan overføres gennem een Laas, hvor f. Eks. $h = s = \frac{1}{3} a$ og $r_t = 60 \text{ kg/cm}^2$, nemlig:

$$P_1 = 60 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} a^2 = 10 a^2 \text{ kg,}$$

ses det, at den Kraft, der kan overføres ved Friktionen, er ret betydelig. Ikke desto mindre medregner man sædvanlig ikke P_2 ved Dimensionering af Laaseforbindelser som de her omhandlede, eller man medregner kun en Brøkdel af P_2 . Grunden hertil er dels Usikkerheden med Hensyn til Fastsættelsen af Friktionskoefficienten, dels Vanskeligheden ved at sikre sig, at Boltene tilspændes saa haardt, som det er nødvendigt for Frembringelsen af Friktion af nogen Betydning. Hertil kommer, at Træets Volumenforandring kan medføre, at Boltespændingen formindskes. Hvis Samlingen udføres, medens Tømmeret er vaadt, og dette senere udtørres, uden at Boltene bliver efterspændt, risikeres det, at Friktionen helt forsvinder.

Til Forbindelse mellem to Tømmerstykker ved Hjælp af Tømmerlasker anvendes undertiden i Stedet for Laase de saakaldte *Dybeler*

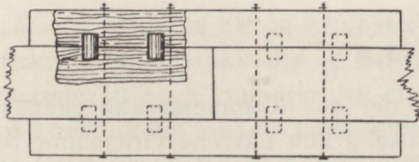


Fig. 197.

(Fig. 197). En Dybel er en cylindrisk formet Træprop, der anbringes i cirkulære Udboringer i Tømmerstykker og Lasker; disse spændes sammen med Skruebolte.

Til Forbindelse mellem Tømmerstykker og Lasker anvendes ofte de saakaldte *Bulldog Samlejern* (Fig. 198) eller de saakaldte *Gitterkløer* (Fig. 199). Bulldogjernene, resp. Gitterkløerne, anbringes i Anlægsfladerne mellem Tømmerstykker og Lasker. Ved Sammenspænding af Tømmerstykker og Lasker med Skruebolte, der føres gennem Midten af Samlejernet, presses Bulldogjernenes trekantformede Flige, resp. Gitterkløernes pyramideformede Takker, ind i Tømmerstykernes og Laskernes Træ¹⁾.

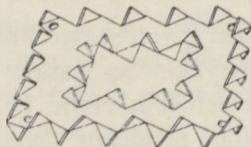


Fig. 198.

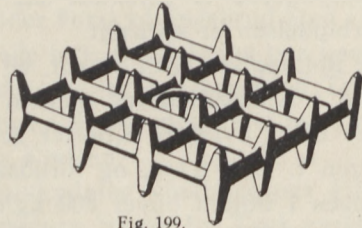


Fig. 199.

Hvis Forbindelsen mellem to Stykker Tømmer skal udføres saaledes, at Samlingen ikke fylder mere eller kun lidt mere end selve Tømmeret, maa der anvendes Lasker af fladt Jern.

Forbindelsen kan udføres som vist i Fig. 200. Paa hver af de to modstaaende Sider af Tømmerstykkerne er anbragt en Fladjernsskinne, hvis Dimension er bestemt af Størrelsen af den Trækkraft, der skal overføres,

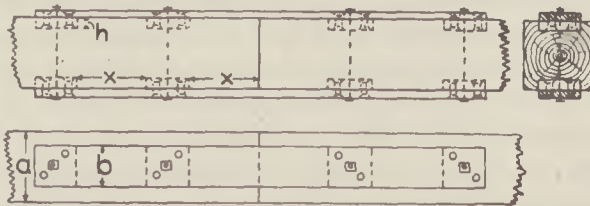


Fig. 200.

og af den tilladelige Spænding for Jern, idet der paa sædvanlig Maade maa gøres Fradrag i Tværsnitsarealet for Boltehuller. Skinnens Bredde b skal være mindst 3

Gange Boltediameteren, d. v. s. i Reglen mindst 0,3 Gange Tømmerets Sidelinie a . Fladjernsskinnerne kan om fornødent forsænkes i Træet, saaledes at Laskerne ikke rækker uden for Tømmerets Sideflader.

Til Laskerne er (med forsænkede Nitter eller ved Svejsning) befæstet

¹⁾ Om Styrken af Tømmerforbindelser, udførte med Bulldog-Samlejern eller Gitterkløer, se: Chr. Gottfr. Jensen og Kurt Olsen: Teknisk Staabi.

Jernklodser, for hvilke der er tilvejebragt Udskæringer i Tømmerstykkerne. Skrueboltene, der tjener til at holde Lasker og Tømmerstykker sammenspændte, føres gennem de paanittede Jernklodser, hvis Laskerne er tilstrækkelig brede dertil, idet Boltene virker bedst, naar de er anbragt saaledes; ellers anbringes Boltene tæt ved Siden af Klodserne.

Ved Bestemmelsen af Klodsernes Antal og indbyrdes Afstand kan man gaa frem paa tilsvarende Maade som den, der gælder for Laaseforbindelser af Træ. Kraften, der skal overføres, regnes ligelig fordelt paa Klodserne. Højden af Klodserne bestemmes under Hensyntagen til Tømmerets Svækkelse ved Udskæringerne og til, at Trykket i Anlægsfladen mellem Klods og Endetræ i Udskæringen ikke maa overstige Træets tilladelige Spænding for Tryk parallelt med Fibrene. Klodserne gøres ikke gerne højere end 3 cm af Hensyn til Sammennitningen med Lasken.

Afstanden mellem Klodserne indbyrdes og den lige saa store Afstand fra den ved Stødet nærmest værende Klods til Tømmerstykkets Ende bestemmes af, at Forskydningsspændingen i Træet (parallelt med Fibrene) ikke maa overstige den tilladelige Spænding. Er den nævnte Afstand x , Klodsens Højde og Længde (= Laskens Bredde) henholdsvis h og b , og Tømmerets Sidelinie a , er det Areal, over hvilket Forskydningen regnes fordelt: $x(2h + b)$, saafremt $2h + b < a$; i modsat Fald er Forskydningsarealet ax .

Hvis den Kraft, der skal kunne overføres gennem Forbindelsen mellem Tømmerstykkerne, er lille, kan man i Stedet for med paanittede Klodser forsyne Laskerne med Hager, der dannes ved Ombøjning af Enderne af Fladjernene. Hagerne anbringes i udstemmede Huller i Træet.

Til Tømmerforbindelser udført med Jernlasker kan ogsaa anvendes Bulldog Samlejern. Disse har da kun trekantformede Flige paa den Side, der vender mod Træet, medens den anden Side, der ligger an mod Jernlasken, er plan. Boltehullet i Bulldogjernet skal her passe nøje til Skruebolten. Kraften overføres her fra Træet gennem de i Træet nedpressede Flige til Bulldogjernet, fra dette ved Tryk paa Hulranden til Boltene og fra denne, ligeledes ved Tryk paa Hulranden, til Lasken.

Hvis den Trækkraft, der skal overføres fra det ene Tømmerstykke til det andet, er forholdsvis lille, anvendes ofte Lasker af Tømmer (eller af Jern) sammenspændte med Skruebolte, men uden Laase eller lignende til Overførelse af Forskydningskræfter egnede Konstruktionsdele. Ved en saadan Konstruktion af Forbindelsen overføres Kraften dels ved den af Trækspændingen i Boltene frembragte Friktion mellem Lasker og Tømmerstykker, dels ved Trykspænding mellem Boltene og Træfladerne i Boltehullerne, i Forbindelse med Forskydningsspændinger i selve Boltene. Medens man ved Laaseforbindelser som nævnt ikke regner med,

at selve Boltene er virksomme til at overføre nogen Del af Kraften, kan Boltene godt paaregnes at være virksomme ved en Stødforbindelse, i hvilken der ikke indgaar Laase, selv om Boltehullerne er lidt større end Boltene. Tømmerstykkerne vil her blot blive forskudt lidt i Forhold til Laskerne, indtil Boltene kommer til at ligge an mod Boltehullernes Træflader. Den ovenfor omtalte Usikkerhed med Hensyn til den af Boltespændingen betingede Friktion (Formindskelse af Boltespændingen paa Grund af Træets Udtørring) gør sig ogsaa gældende her.

Styrkeberegning, svarende til den for Nitteforbindelser (ved Konstruktionsdele af Jern) sædvanlige, er ikke anvendelig ved de her omhandlede Tømmerforbindelser paa Grund af, at Boltene er lange og derfor forholdsvis let bøjelige. Ved at Boltene bøjes, bliver Trykket paa Boltehullets Træflader ulige fordelt efter Boltens Længde. Trykket bliver størst i de Dele af Boltehullerne, der ligger nærmest ved Anlægsfladerne mellem Laskerne og Tømmerstykkerne, og her let saa store, at Træet knuses. Saadan Knusning af Træet kan medføre, at Tømmeret eller Laskerne spalter paa langs efter Planen gennem Boltchullet.

Jo kortere Boltene er i Forhold til Tykkelsen, desto mindre bøjelige er de, og i desto mindre Grad gør den her nævnte uheldige Egenskab ved Forbindelsen sig gældende. Boltesamling er derfor bedre anvendelig, naar der bruges Jernlasker, end ved Lasker af Halvtømmer.

Forbindelsen mellem to Tømmerstykker kan, naar der kun skal overføres forholdsvis lille Kraft, ske ved *Bladning* af Tømmerstykkerne.

I Fig. 201 er vist et *lige Blad* og i Fig. 202 et *skraat Blad*. Bladets Længde gøres i Reglen 2 til 2,5 Gange Tømmerets Tykkelse. Ved saadanne Forbindelser sker Overførelsen af Kraften dels direkte gennem Skrueboltene, dels ved Friktionen i de mod hinanden sammenspændte Flader.

Forbindelsens Styrke kan forøges ved Anbringelse af Samlejern (Bulldogjern eller Gitterkløer) imellem Bladene.

I Fig. 203 er vist et *lige Hageblad*. Kraften overføres her, for-

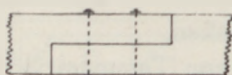


Fig. 201.

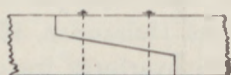


Fig. 202.

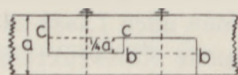


Fig. 203.

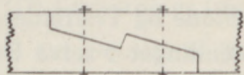


Fig. 204.

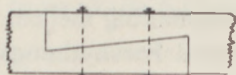


Fig. 205.

uden direkte gennem Boltene og ved Friktionen i de sammenspændte Anlægsflader, ved Trykspænding i Fladen *bc* og Forskydningspænding i Snittene *bb* og *cc*. Lignende Forhold haves ved *skraat Hageblad*, Fig. 204 og 205. Hagerne er her ikke saa stærke, som de er ved et *lige Hageblad*.

Undertiden bruges det at forsyne Hageblade med Laase af Egetræ (Fig. 206 og 207).

Man opnaar herved lettere at faa Bladene til at passe stramt til hinanden.

Laasen og Udskaeringen for denne tildannes svagt kileformet, og efter at Tømmerstykkerne er bragt paa Plads, men før der bores Huller for Skrueboltene, drives der let paa den kileformede Laas, hvorved Bladenes Ender kan bringes til

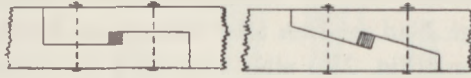


Fig. 206.

Fig. 207.

at ligge tæt an i Udskaeringerne.

Til Sikring mod Forskydning af det ene Tømmerstykke i Forhold til det andet tværs paa Længderetningen kan Bladenes Ender tildannes med Fjer og Not (Fig. 208), eller

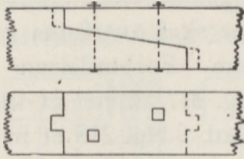


Fig. 208.

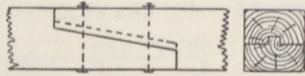


Fig. 209.

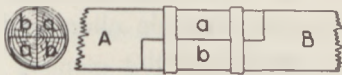


Fig. 210.

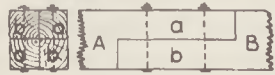


Fig. 211.



det ene Blad kan forsynes med Fjer i Bladets hele Længde og det andet Blad med en tilsvarende Not (Fig. 209).

Ved Krydsbladning (Fig. 210: Rundtømmer, Fig. 211: Firkantet Tømmer) dannes Bladet paa det ene Tømmerstykke A ved Bortfjærnelse af de to Fjerdedele b af Tværsnittet, og Bladet paa det andet Tømmerstykke B ved Bortfjærnelse af de to af Tværsnittets Fjerdedele a, som svarer til A's Blade. Til Sikring af Forbindelsen kan ved firkantet Tømmer bruges Skruebolte, ved Rundtømmer Spænderinge.

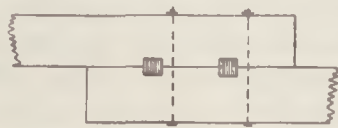


Fig. 212.



Fig. 213.



Fig. 214.



Fig. 215.

Ligger de to Stykker Tømmer, der skal forbindes, forskuddt en Tømmertykkelse i Forhold til hinanden, kan de samles med Laase og Skruebolte, som vist i Fig. 212, eller med Samlejern i Stedet for Laase. Ligger Tømmerstykkerne forskuddt

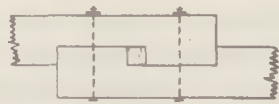


Fig. 216.

mindre end en Tømmertykkelse, bruges Bladning: lige Blad (Fig. 213), lige Blad med en eller flere Laase (Fig. 214) eller med Samlejern, Hageblad (Fig. 215) eller Hageblad med Laas (Fig. 216).

Til Stødforbindelser, der paavirkes til Bøjning, egner Bladning sig ikke. Til saadanne Stødforbindelser anvendes den i Fig. 196 viste Konstruktion (Lasker med Laase og Skruebolte) eller tilsvarende Konstruktioner (f. Eks. med Samlejern i Stedet for Laase).

Hjørneforbindelse mellem to Stykker Tømmer kan udføres, ved at Tømmerstykkerne blades sammen, hvis det kun er ganske smaa Kræfter,

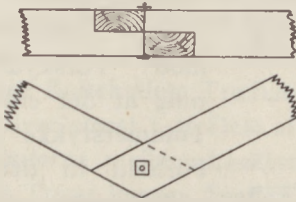


Fig. 217.

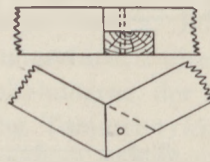


Fig. 218.

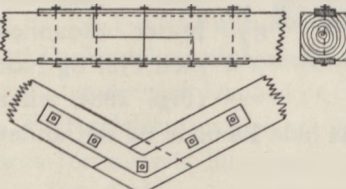


Fig. 219.

der skal overføres gennem Forbindelsen. I Fig. 217 er vist et fuldt Blad, i Fig. 218 et halvt (trekantet) Blad. Blade ne holdes sammen med en Trænage eller med en Skruebolt.

En noget stærkere Forbindelse faas ved Anvendelse af Jernbeslag, bestaaende af Fladjernsskinner med Skruebolte gennem disse og Tømmerstykkerne (Fig. 219). Fladjernsskinnerne kan være forsænkede i Tømmeret.

En endnu stærkere Hjørneforbindelse er den i Fig. 220 viste, hvor Forbindelsesdelene bestaar af vinkelbøjede U-Jern. Tømmeret er tildannet efter

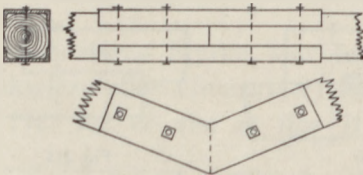


Fig. 220.

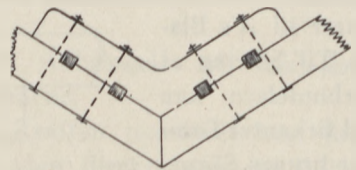


Fig. 221.

U-Jernenes indvendige Flader, saaledes at U-Jernene, idet de fastspændes med Skruebolte, kommer til at passe stramt om Tømmeret.

I Fig. 221 er vist en anden, meget stærk og stiv Hjørneforbindelse. De to Tømmerstykker er her samlede ved Hjælp af et af krumvokset Egetræ tildannet Stykke Tømmer (Egeknæ). Dette befæstes til hvert af de to, paa Gering eller i et Blad, sammenstødende Stykker Tømmer med Laase af Egetræ og med Skruebolte.

Forbindelsen mellem f. Eks. en Pæl og et paa denne hvilende Tøm-

mer (Fig. 222 a) udføres ofte, naar der kun skal overføres Trykkraft i Pælens Retning fra Tømmeret til Pælen, blot ved, at der anbringes en Spidsbolt gennem Tømmeret

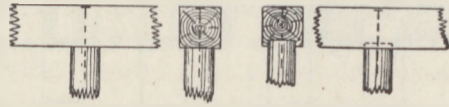


Fig. 222 a.

Fig. 222 b.

og gaaende et Stykke ned i Pælen. Til Hindring af Tømmerets Forskydning i Forhold til Pælen kan der, hvis det kun drejer sig om smaa Forskydningskræfter, ved Udstemning tilvejebringes en lille Fordybning i Tømmerets Underside, svarende til Pælehovedets Størrelse (Fig. 226 b). Saafremt der skal kunne overføres ret store Kræfter i Retning vinkelret



Fig. 223.

Fig. 224.

paa Pælen, tappes Tømmeret (*Hammer, Hammerstykke*) paa Pælen (Fig. 223). Tappens Tykkelse gøres $\frac{1}{4}$ til $\frac{1}{3}$ af Pælens Tykkelse, dens Højde $\frac{1}{3}$ til $\frac{1}{2}$ af Hammerens Tykkelse og dens Længde

de lig med eller lidt mindre end Pælens Tykkelse. Som Anlægsflader, gennem hvilke Trykket i Pælens Retning overføres fra Hammeren til Pælen, kan der kun regnes med Brysterne *d*, fordi Tap og Taphul i Almindelighed ikke kan paaregnes at passe saa nøjagtigt sammen, at Hammeren kommer til at ligge an baade paa Pælens Brystflader og paa Tappens Endeflade. Større virksom Anlægsflade faar man ved at gøre Tappens Længde mindre end Pæletykkelsen (Fig. 224). Forbindelsen mellem Hammer og Pæl sikres i Reglen, ved at der anbringes en Trænagle gennem Tappen og Tømmeret (Afboring af Tappen).

Hvis der skal kunne overføres Trækkraft i Pælens Retning mellem Tømmer og Pæl, kan Forbindelsen tilvejebringes ved Hjælp af Spidshakkebolte, Spidsklammer eller Bladbolte (se Side 277). Hvis det er store Trækkrafter, der skal overføres, kan Forbindelsen udføres saaledes som vist i Fig. 225. Forbindelsesdelene bestaar her af et kort Stykke Tømmer (*Laaseklods*), der er befæstet til Pælen med Laase af Egetræ eller med Samlejern samt Skruebolte, og af en paa langs gennem Laaseklodsen op gennem Tømmeret gaaende Skruebolt. Ved den viste Ordning virker den til Pælen overførte Trækkraft ekscentrisk paa Pælen og paavirker derved denne til Bøjning. Skal dette undgaas, maa der anbringes to Laaseklodser, en paa hver Side af Pælen.

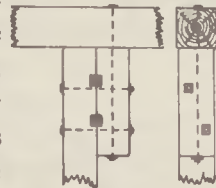


Fig. 225.

I Fig. 226 er vist en Forbindelse, tilvejebragt ved Hjælp af en *underskaaren* Tap. Taphullet er her et Stykke *s*, lig Tappens Underskæring, længere end Tappen. Efter Tømmerets Anbringelse paa Pælen drives en svagt kileformet Laas op i Taphullet ved den Ende, hvor der ingen

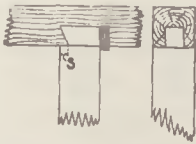


Fig. 226.

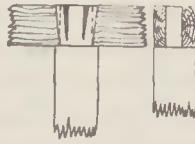


Fig. 227.

Underskæring findes, hvorved Tappen spændes fast i Taphullet.

I Fig. 227 er vist en Forbindelse, ved hvilken der er anvendt en gennemstemt og forkilet Tap. Taphullet er her ført helt gennem Hammeren og tildannet svalehaleformet. Taphullets Længde foroven er ca.

$\frac{1}{10}$ af Tømmertykkelsen større end Længden forneden; Tappens Længde er lig med Taphullets Længde forneden. Tappen forsynes med et eller to Savsnit. Efter at Hammeren er lagt ned over Tappen, drives der slanke Egetræskiler ned i Savsnittene, hvorved Tappen udvides og bringes til at spænde i Taphullet. De her nævnte Konstruktioner af Tømmerforbindelser, underskaaren Tap og gennemstemt, forkilet Tap, der adskiller sig fra de forud nævnte derved, at der ikke indgaar Jerndelev i dem, anvendes dog forholdsvis sjældent.

Ligger det ene af de to Stykker Tømmer, der skal forbindes, noget forskudt til Siden i Forhold til det andet, kan Forbindelsen udføres som lige Blad (Fig. 228), naar Forbindelsen kun skal kunne overføre Tryk, og som Svalehale-Blad (Fig. 229) eller som Hageblad (Fig. 230), hvis Forbindelsen ogsaa skal kunne overføre Træk.

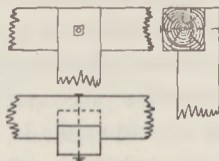


Fig. 228.

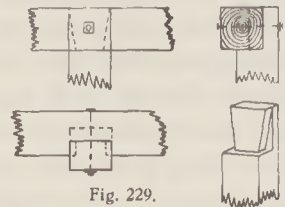


Fig. 229.



Fig. 230.

Danner de to Stykker Tømmer en spids Vinkel med hinanden, — f. Eks. en Skraastiver og et Fodstykke — kan der anvendes Forsats (Fig. 231). I det ene Tømmer b udskæres en Fordybning i hele Tømmerets Bredde, og Enden af det andet Tømmer a tildannes svarende til Fordybningens Form. Af den i Tømmeret (Skraastiveren) a virkende Kraft P regnes Komposanten P_x at blive overført gennem Forsatsens Anlægsflade ed og Komposanten P_y gennem Anlægsfladen df til Tømmeret b (Fodstykket). Forsatsens Dybde bestemmes af den af P_x frembragte Trykspænding i Fladen de . Hvis Forsatsen skal anbringes tæt ved Enden af Tømmeret b eller tæt ved en Udskæring i dette Tømmer, maa man passe, at Længden cd er tilstrækkelig stor til, at den

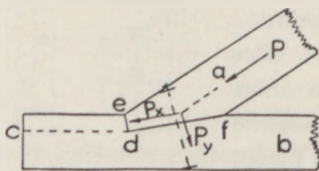


Fig. 231.

tilladelige Forskydningsspænding parallelt med Fibrene i Snit cd ikke overskrides. De to Stykker Tømmer holdes sammen ved Hjælp af en Skruebolt.

Hvis der gennem Forbindelsen skal kunne overføres Forskydningskræfter vinkelret paa de to Stykker Tømmers Plan, anvendes Forsats i Forbindelse med Tap (Fig. 232).

Hvis Komposanten P_x er saa stor, at den ikke kan overføres alene gennem Forsatsens

Anlægsflade, fordi Tilvejebringelse af tilstrækkelig Anlægsflade vilde medføre, at Tømmeret b svækkes for meget ved Udskæringen, kan Forbindelsen udføres som vist i Fig. 233, med Anvendelse af en Laasclods med Egetræslaas eller Samlejern og Skruebolt i Forbindelse med Forsatsen.

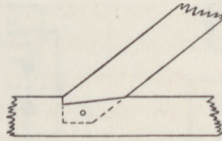


Fig. 232.

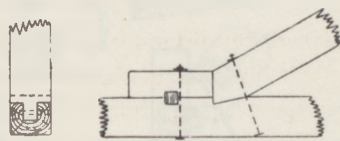


Fig. 233.

Til Forbindelse mellem to nedrammede Pæle (en Lodpæl og en Skraapæl, eller to Skraapæle), der tilsammen skal danne en Pælebuk, anvendes saadanne Konstruktioner, som de i Fig. 235—239 viste. Ved Pælebukks-Forbindelser er der det særlige Hensyn at tage, at den for Forbindelsens Udførelse fornødne Tildannelse af Pælene skal ske efter, at Pælene er rammet ned i Grunden.

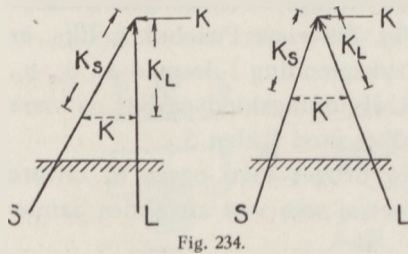


Fig. 234.

De Kræfter, der skal kunne overføres gennem Forbindelsen mellem Pælene, faas af den paa Pælebukken virkende Kraft K (Fig. 234) ved Oplosning af K i Komposanterne (Pælespændingerne) K_S og K_L efter Pæleakserne S og L .

Forbindelsen kan udføres som en almindelig Forsats (Fig. 235). Skraapælen S rammes først, og afskæres og tildannes, hvorefter Lodpælen L rammes tæt opad Skraapælen. For at man derefter skal kunne tildanne de til Forsatsen hørende Anlægsflader i Lodpælen, maa de to Pæleender tvinges noget ud fra hinanden. Dette kan kun lade sig gøre, hvis Afstanden fra Samlingsstedet paa Pælene til Jordbundens Overflade er saa stor, at Pælene kan bøjes tilstrækkeligt. Efter Tildannelsen af Lodpælen spændes Pælene sammen med den til Forbindelsen hørende Skruebolt. Paa Grund af, at Udførelsen af Pæleforbindelsen maa ske saaledes som her nævnt, er det vanskeligt at faa Skraapælen til at passe nøjagtigt i Lodpælens Udskæring.



Fig. 235.

Ved de i Fig. 236 og Fig. 237 viste Konstruktioner, hvor Forsatsen er erstattet med en, eventuelt svagt kileformet, Laas af Egetræ, er der ingen særlige Vanskeligheder ved at faa Trykfladerne stramt tilpasset. Ved Udførelse af den i Fig. 237 viste Forbindelse er det ikke nødvendigt, at Pælene tvinges ud fra hinanden. Hvis den Kraft, der

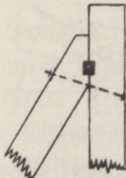


Fig. 236.

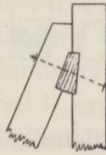


Fig. 237.

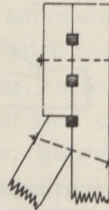


Fig. 238.

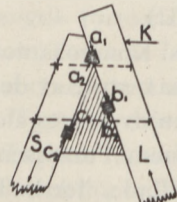


Fig. 239.

skal overføres gennem Forbindelsen, er saa stor, at en enkelt Laas ikke er tilstrækkelig, kan der paa Lodpælen anbringes en Laaseklods med en eller flere Laase og tilhørende Skruebolte, saaledes som vist i Fig. 238. Ved den i Fig. 239 viste Konstruktion er der i Stedet for en almindelig Laaseklods anvendt en mellem Pælene anbragt kileformet Udfyldningsklods med Laase. Ved Tildannelsen af Udfyldningsklodsens maa det passes, at Klodsens udskæres saaledes af Tømmeret, at der haves tilstrækkelig stort Areal til Optagelse af Forskydningspaavirkningen parallel med Træets Fiberretning. Hvis den i Fig. 239 viste Pælebuk f. Eks. er paavirket af en Kraft K , vil der være Trykspænding i de med a_1 , a_2 , b_1 , b_2 , c_1 og c_2 betegnede Anlægsflader, og Udfyldningsklodsens bør da være udskaaet saaledes, at Fibrene gaar parallelt med Pælen S .

De i Fig. 236—239 viste Forbindelser bruger man ogsaa at udføre saaledes, at der i Stedet for Laase af Egetræ som vist anvendes Samlejern (Bulldogjern eller Gitterkløer).

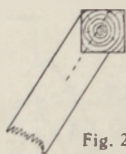


Fig. 240.

I Fig. 240 er vist en Forbindelse mellem en Pæl og et paa denne liggende Tømmer, hvor Pæleretningen ikke er parallel med nogen af Tømmerets Sideflader. Pælen griber med *Gedefod* over Tømmeret. Forbindelsen er blot sikret med Spidsbolt eller Trænagle.

To hinanden krydsende Stykker Tømmer forbindes indbyrdes ved *Overskræmning* eller ved *Kæmning*.

I Fig. 241 er vist en *enkelt Skramme*. Denne Forbindelse anvendes, naar der mellem de to Tømmerstykker (a og b) kun skal overføres Kræfter, der er parallelle med det ene af Tømmerstykkerne. Hvis der skal overføres Kræfter i begge Tømmerstykkers Retninger, kan der anvendes *dobbelt Skramme* (Fig. 242), ved hvilken der haves Udskæringer

i Tømmerets hele Bredde i begge Tømmerstykkerne, eller man kan anvende Kam. I Fig. 243 er vist en enkelt Kam, i Fig. 244 en dobbelt Kam. Ved Kæmning svækkes det underste Tømmer mindre end ved Skram-

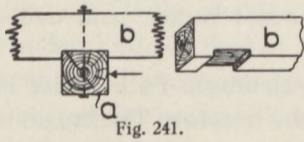


Fig. 241.

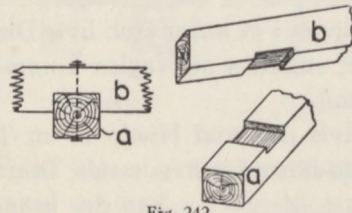


Fig. 242.

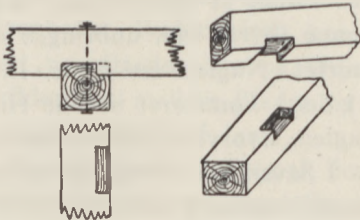


Fig. 243.

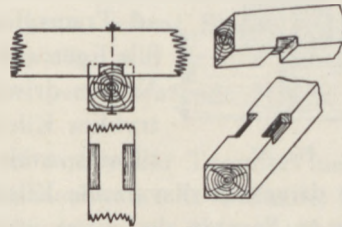


Fig. 244.

ning, dels fordi Tværnsnitsformindskelsen ikke er saa stor, dels fordi det ved Kæmning er de svageste Dele af Træet, Splinten, der bortskæres. Kæmning egner sig godt til Samling af vankantet Tømmer.

I Fig. 245 er vist en Krydskam. Kammene fremstilles ved, at der

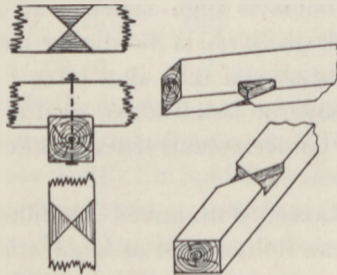


Fig. 245.

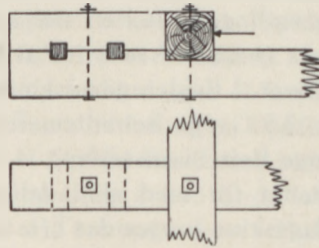


Fig. 246.

skæres to hinanden krydsende Savsnit ned i Tømmeret, og de skraverede Dele borttages.

Ved Skrammer og Kamme sikres Forbindelsen mellem de to Tømmer ved Hjælp af Trænage, Spidsbolt eller (bedst) Skruebolt i Krydsningen.

Hvis den Kraft, der skal overføres fra det ene Tømmer til det andet, er stor, kan der anvendes Skramme (Kam) i Forbindelse med Laaseklods, f. Eks. saaledes som vist i Fig. 246.

Trænegler til Samling af Tømmerdele udføres sædvanlig af Egetræ og gøres fra 1 til 4 cm tykke, efter som det er spinkelt eller svært Tømmer, der skal forbindes. Naglen gives Form som et seksidet eller ottesidet Prisme (f. Eks. kvadratisk Tværnsnit med affasede Kanter). Naglen anbringes i et boret Hul, hvis Diameter er lidt mindre end Naglens Tykkelse, saaledes at Naglen kommer til at spænde i Hullet, naar den drives ind.

Hvis den ved Hjælp af en Trænagle tilvejebragte Forbindelse mellem to hinanden krydsende Tømmer skal kunne overføre Trækspænding,

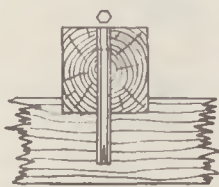


Fig. 247.

kan der bruges forkilet Trænagle (Fig. 247). Der gives hver af Træneglens Ender et Savnsnit paa langs ad Træneglen. Før denne drives ind, anbringes en lille Egetræskile i Savsnittet i Naglens ene Ende. Idet Naglen drives i Bund i det i Tømmeret borede Hul, trykkes Kilen op i Naglen, hvorved denne kommer til at spænde i Hullet. I Savsnittet i Naglens anden

Ende drives en tilsvarende Kile ind, efter at Naglen er anbragt. Hvert af de to Savnsnit skal være vinkelret paa Fiberretningen i det Stykke Tømmer, hvori Naglens Udspænding sker, for at det skal undgaas, at Tømmeret spalter ved Presset fra Udkilingen.

Til *Skruebolte* til Samling af Tømmer maa der anvendes større Underlagsskiver under Hoved og Møtrik end de, der bruges til Skruebolte, der tjener til Samling af Jerndeale. Grunden hertil er, at Træets Styrke for Tryk vinkelret paa Fibrene er forholdsvis lille, saaledes at det til Trækspændingen i Bolten svarende Tryk paa Træets Sideflader maa fordeles paa et stort Areal, for at Underlagsskiven ikke skal blive trykket ind i Træet. I Reglen gøres Underlagsskiverne kvadratiske med en Sidelinie ca. 3,5 Gange Boltediameteren, og Underlagsskivernes Tykkelse ca. 0,4 Gange Boltediameteren.

I Stedet for med almindeligt sekskantet Boltehoved og tilhørende Underlagsskive bruges det ofte at forsyne Bolten med et kvadratisk Hoved med Sidelinie ca. 3,5 Gange Boltediameteren, idet der da ikke anvendes Underlagsskive under Boltehovedet.

Ved Skrueskæringen formindskes Boltens nyttige Tværnsnit noget. Til Bolværker og lignende Bygværker anvendes ofte meget lange og svære Bolte til Forankring af Bolværksvæggen, og ved saadanne Bolte kan det være fordelagtigt at opstykke de Dele af Bolten, der skal forsynes med Skrueskæring, saa meget, at Boltens Kærnediameter bliver lige saa stor som Diameteren af det Rundjern, hvoraf Bolten fremstilles.

Bladbolte anvendes til Forbindelse af to Stykker Tømmer, det ene forløbende under ret Vinkel med det andet — som f. Eks. et paa Pæle

hvilende Hammerstykke — naar Forbindelsen skal kunne taale Trækspænding. En saadan Bladbolt (Fig. 248) er i den ene Ende formet som en almindelig Rundjerns-Skruebolt med Møtrik og Underlagsskive og har i den anden Ende et Blad af fladt Jern. Boltens Rundjernsskafte og Bladet er

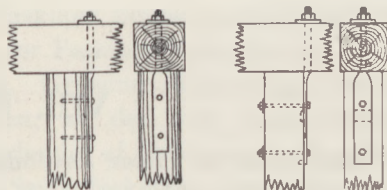


Fig. 248 a.

Fig. 248 b.

samlet ved Svejning. Bladet fastgøres paa Siden af det ene Tømmer (Pælen), medens Bolteskafte gaar gennem det andet Tømmer (Hammeren). Bladet kan befæstes til Tømmeret med Spidsbolte eller med Skruebolte. Forbindelsen kan gøres stærkere, ved at Bladet forsynes med paanittede eller paasvejste Klodser, eller ved at der anbringes Bulldogjern mellem Bladet og Tømmeret, paa tilsvarende Maade som ved Samlelasker af Jern.

Spidsklammer bruges til Forbindelse af to Stykker Tømmer, mellem hvilke der skal overføres Trækspænding, men kun i de Tilfælde, hvor der ikke kræves synderlig Styrke af Forbindelsen, og hvor det ikke er nødvendigt, at Forbindelsen skal kunne strammes ved Tilspænding. En

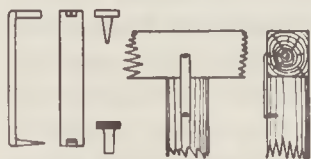


Fig. 249.

Spidsklamme (Fig. 249) dannes af fladt Jern — f. Eks. 50×8 mm. Ved hver Ende er den forsynet med en skærpet Hage. Æggen paa den ene Hage staar vinkelret paa den anden Hages Æg, saaledes at Æggene kommer til at gaa vinkelret paa Træets Fibre. Spidsklammer kan ogsaa udføres af Rundjern.

Spidsbolte anvendes til saadanne Tømmerforbindelser, af hvilke der ikke kræves synderlig Styrke, f. Eks. til Fastholdelse af en Bjælke, der hviler paa Pæle. En Spidsbolte bestaar af et Stykke Rundjern, i den ene Ende forsynet med et kalotformet Hoved og i den anden Ende forsynet med en Æg. Spidsbolten anbringes i et i Tømmeret boret Hul, men Hullet gøres noget mindre end Spidsboltens Diameter og bores ikke fuldt saa dybt, som Spidsbolten er lang, saaledes at Spidsbolten, idet den drives ind i Tømmeret ved Slag med en Mukkert, kommer til at spænde i Tømmeret. Forbindelsen kan gøres lidt mere modstandsdygtig overfor Trækspænding, end det opnaas ved Hjælp af en almindelig Spidsbolte, ved at man ved Mejselhug forsyner Spidsbolten med Modhager, der griber ind i Træet (Spidshakkebolte, Fig. 250).



Fig. 250.

VIII. FASKINER.

202. Grene af Træer anvendes paa forskellig Maade til Bygværker i Vand, f. Eks. til Dæmninger og Moler i Floder, som Underlag for Bygværker af Sten i løs Kastning paa Steder, hvor Bunden er blød, til Bundbeskyttelse og til Skraaningsbeskyttelse i Kanaler og Vandløb.

Grenkonstruktionernes væsentligste Egenskaber er deres forholdsvis ringe Vægt og deres Bøjelighed. Hvis Faskinbygværket skal staa ubeskyttet i Vand, er Anvendelsen af denne Art Bygværker betinget af, at der ikke findes Pæleorm eller Pælekrebs det paagældende Sted.

Til Faskinbygværker anvendes Grene eller Rodskud af Løvtræer, fortrinsvis Pil og Hassel. Ofte anvendes ogsaa Grene af Naaetræer. Grenene skal i Rodenden være 2 til 3 cm tykke og være nogenlunde lige. De maa være saa friske, at de lader sig bøje uden at knække.

De til Faskinbygværker anvendte Faskinelementer er: Almindelige Faskiner, Sænkefaskiner og Bindefaskiner.

En *almindelig Faskine* er et Bundt Grene, der er sammenholdt ved Hjælp af to Baand af Staaltraad eller Pilevidjer. En saadan Faskine er ca. 3 m lang og ca. 0,3 m i Diameter. Grenene vender alle Topenderne samme Vej. En Faskines Rumfang er ca. 0,16 m³, men fylder, naar den anbragt i Bygværket udsættes for Sammentrykning, kun ca. 0,1 m³.

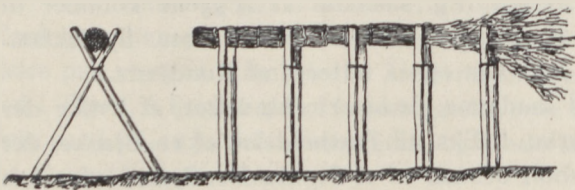


Fig. 251.

Faskinerne bindes i Reglen i Skoven, sjældnere paa Byggepladsen. Bindingen foretages i en saakaldet Faskinbænk (Fig. 251), bestaaende af nogle Bukke, der hver er

dannet af to tykke Grene. Faskingrenene lægges i Bænken, alle med Rodenderne samme Vej, og snøres stærkt sammen med Kæder, hvorefter Baandene lægges om Faskinen.

En *Sænkefaskine* er et af Grene dannet Hylster, der er fyldt med Grus og Smaasten, saaledes at hele Sænkefaskinen bliver tungere end Vand. Sænkefaskiner anvendes som Erstatning for Stenfyld paa Steder, hvor Bunden er for blød til at kunne bære Stenfyld, og paa Steder, hvor det, saaledes som Tilfældet ofte er ved Bygning af Flodreguleringsværker, er vanskeligt at fremskaffe store Sten.

En Sænkefaskine er 4 til 5 m lang, 0,7 til 1,0 m i Diameter paa Mid-

ten og noget tyndere ved Enderne. Faskinen bindes i en Faskinbænk (Fig. 252), anbragt tæt ved det Sted, hvor Faskinen skal sænkes, f. Eks. paa en Flodbred eller paa en Flaade. Grenene (almindelige Faskingrene) lægges saaledes i Faskinbænken, at der ved begge Sænkefaskinens Ender kommer til at ligge Rodender af Grenene, medens Topenderne forløber hen over Midten af Sænkefaskinen. Grenene ordnes saaledes, at de danner et Trug, hvilende paa Bænkens Bund og rækkende noget op langs Bænkens Sider. I dette Trug lægges Fyldmaterialet (Grus og Smaasten) med Top paa og dækkes med et Lag Grene. Enderne af Sænkefaskinen lukkes med cirkulære Bundstykker, af Brædder eller dannede af Bundter af korte Grenestykker, sammenholdte med Staaltraadsbaand. Omkring Sænkefaskinen lægges derefter Kæder eller Tove, der

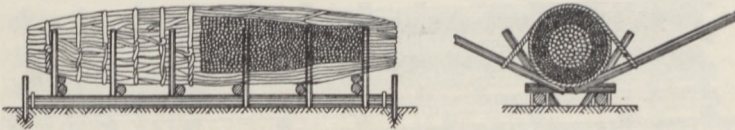


Fig. 252.

trækkes stramt an ved Hjælp af de Stokke, der danner Sidebegrænsningerne i Faskinbænken, hvorefter Baandene anbringes omkring Sænkefaskinen. Baandene, der er af Staaltraad eller af Pilevidjer, anbringes med ca. 0,5 m indbyrdes Afstand. Naar Faskinen er færdig, tages det ene Sæt Sidestokke op, saaledes at Sænkefaskinen kan rulles ud fra Bænken.

Bindefaskiner (Faskinpølser) er en Slags Tove, udført af Faskingrene. De bruges til at holde sammen paa de enkelte Faskiner, der indgaar i en større Grenkonstruktion. De gøres 12 til 15 cm tykke og saa lange, som deres særlige Anvendelse kræver.

En Bindefaskine fremstilles sædvanlig i en lang Faskinbænk af samme Slags som de Faskinbænke, der bruges til Binding af almindelige Faskiner. Grenene lægges alle med Rodenderne samme Vej, men forskudt i Længderetningen indbyrdes, saaledes at der bliver Forbandt mellem Grenene. Bindefaskinen sammensnøres og forsynes med Baand ligesom ved Fremstilling af almindelige Faskiner, men Baandene anbringes her tættere (ca. 0,25 m indbyrdes Afstand).

Som Eksempel paa et mere sammensat Funderingselement udført af Faskiner skal her omtales de saakaldte *Faskinmadrasser* (Sænkestykker). De bruges f. Eks. til Underlag for Dæmninger af Sten eller af Sænkefaskiner paa Steder, hvor Bunden er blød, og til Beskyttelse af løs Bund mod Udskæring af strømmende eller bølgebevæget Vand.

En Faskinmadras (Fig. 253) bestaar af flere Lag almindelige Faskiner,

der holdes sammen af Bindefaskiner. Den bygges paa en mod Vandet jævnt skraanende Flade (Flodbred) og fremstilles paa følgende Maade.

Hvilende paa Ruller af Rundholter lægges med ca. 1 m indbyrdes Afstand og efter den skraanende Flades Faldretning en Række Planker. Oven paa hver af disse lægges en Bindefaskine og paa tværs over disse et nyt Lag Bindefaskiner, ligeledes med 1 m indbyrdes Afstand, saaledes at der dannes et Net af Bindefaskiner med 1 m Maskevidde. Ved Krydsningerne mellem de to Lags Bindefaskiner sammenbindes disse med Hampetove eller Staaltraad, og disse Tove (de saakaldte Luntliner) føres op langs Stokke (Luntstokke), som drives gennem begge Bindefaskinerne i Krydsningerne. Oven paa Bindefaskiner-Nettet lægges der efter almindelige Faskiner, f. Eks. i fire eller fem Lag, saaledes at den

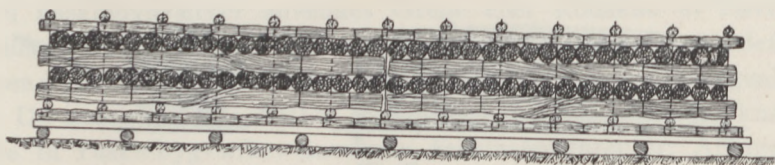


Fig. 253.

samlede Tykkelse af Lagene bliver ca. 1,25 m. Faskinerne lægges saaledes, at Faskinerne i det ene Lag er vinkelret paa Faskinerne i det næste Lag, og saaledes, at Faskinerne langs Madrassens Sider vender Rodenderne udad. Faskinlagene, op gennem hvilke Luntstokkene og de tilhørende Luntliner er ført, afdækkes foroven med et Net af Bindefaskiner, som det ved Faskinmadrassens Underside, og Luntlinerne fastgøres til det øvre Nets Bindefaskiner i disses Krydsninger. Forbindelsen mellem Lagene af almindelige Faskiner og Bindefaskiner-Nettet sikres yderligere ved, at der rammes Faskinpæle (Grene, 0,6 til 1,5 m lange, 4 til 5 cm tykke) paa skraa ned gennem det øvre Nets Bindefaskiner og de underliggende Lag almindelige Faskiner.

Naar Faskinmadrassen er saa vidt færdig, sættes den i Vandet og bugseres til Anbringelsesstedet, hvor den ved Belastning med Grus og Smaasten sænkes paa Plads. Under Sænkningen styres den fra Stillads eller fra Pramme ved Hjælp af fire til Madrassens Hjørner befæstede Tove. For at holde Belastningsmaterialet paa Plads og hindre det i at forskydes, hvis Madrassen under Sænkningen stiller sig skraat, kan man afskilre Madrassens Overflade i smaa firkantede Rum ved Hjælp af lave Vægge af Fletværk udført af Grene, der flettes mellem smaa i Madrassens Overside nedrammede Pæle. Under Anbringelsen af det til Sænkningen fornødne Belastningsmateriale bearbejdes Madrassens Overflade med Støder for at bringe Belastningsmaterialet til at falde ned i Madrassens Indre mellem Faskinerne.

IX. PÆLE.

1. Ramning af Pæle.

203. Almindelig Rambuk. En Rambuk af den almindelig anvendte Type kan være indrettet som den i Fig. 254 viste. Rambukkens Stativ består af et Fodstykke *aa*, en opretstaaende Bjælke *b*, kaldet Mægleren, og Skraastivere *c*. Fodstykket danner en Platform, til hvilken Mægleren og Skraastiverne er befæstede, og paa hvilken Spillet til Ophejsning af Ramklodsen er anbragt. Mægleren tjener dels som Styreskinne for Ramklodsen, dels til Styring af Pælen under Ramningen, og kan dannes af et Stykke Tømmer, paa hvis Forside der er anbragt en Slidskinne af Jernplade. De paa Ramklodsen siddende Hager *h* griber ind over Slidskinnen saaledes, at Ramklodsen holdes ind til Mægleren. For oven bærer Mægleren en Tovskive for Ramklodsens Ophejsningstov. Rambuksstativet bør være konstrueret saaledes, at det nogenlunde let kan skilles ad, af Hensyn til Rambukkens Transport fra det ene Arbejdssted til det andet.

Ramklodsen er af Støbejern og har Form som en slank firsidet Pyramidestub. Dens nederste Grundflade er lidt større end Pæletværssnittet. Ophejsningstovet kan være befæstet direkte til Ramklodsen, som vist i Fig. 254. Ved denne Ordning gaar en Del af Ramslagets Energi tabt for Rammearbejdet, idet Ramklodsen under Faldet maa trække Tovet med sig og derved trække Tovskiven og Spillet Tromle rundt. Energitaabet er under almindelige Forhold ca. 25% af den til Ramklodsens frie Fald svarende Energimængde, men kan godt blive betydelig større, hvis Ramklodsens Vægt er lille.

Dette Tab i Energi undgaas, naar Forbindelsen mellem Ramklodsen

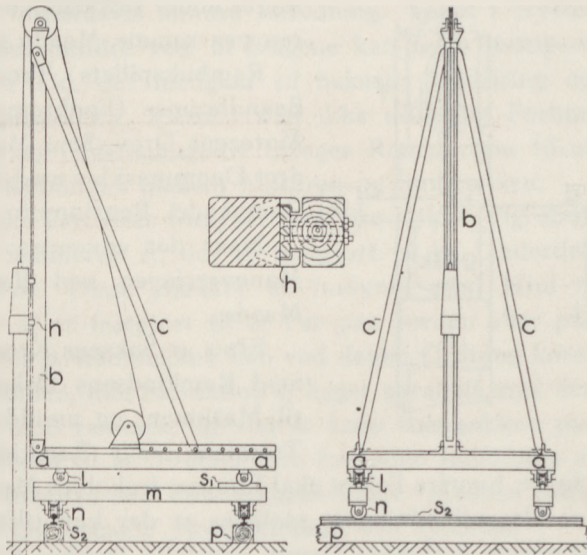


Fig. 254.

og Ophejsningstovet er indrettet saaledes, at Forbindelsen kan udløses, saa at Ramklodsen falder frit. Til udløselig Forbindelse mellem Ramklods og Ophejsningstov kan anvendes en saakaldt Saks (Fig. 255). Ophejsningstovet *o* er med Fjedren *f* som Mellemlid her befæstet til en Støbejernsklods *r*, der bærer en om Tappen *t* drejelig toarmet Vægtstang *dd*. Vægtstangen, til hvis ene Arm er befæstet en Linc *l* (den saakaldte Nipperline), og hvis anden Arm bærer en Kontravægt *Q*, er forsynet med en Krog *k*, der kan gribe ind i Ramklodsens Øsken *g*, og som holdes i Indgribning af Kontravægten. Klodsen *r* er forsynet med Hager, der griber om Mæglerens Skinne, saaledes at Saksen derved er styret under Bevægelsen op og ned langs Mægleren paa samme Maade som Ramklodsen.

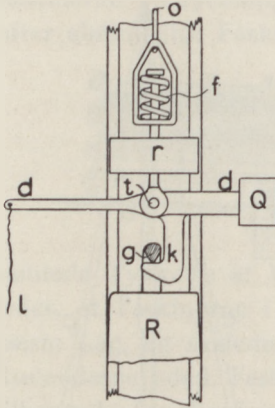


Fig. 255.

Rambukspillet's Tromle er forsynet med Baandbremse (Fodbremse) og med Kobling til Motorens Drev. Som Motor anvendes een-cylindret Dampmaskine med tilhørende opretstaaende Dampkedel, Benzinmotor eller Elektromotor.

Naar der anvendes Dampmaskine, foregaar Manøvreringen ved Ramningen paa følgende Maade:

Efter at Saksens Krog er bragt i Indgribning med Ramklodsens Øsken, aabnes for Dampen til Maskinen, og umiddelbart derefter tilkobles Tromlen. Naar Ramklodsen er løftet til den Højde, hvorfra Faldet skal foregaa, frakobles Maskinen, og der afspærres for Damp tilførelsen, saaledes at der kun tilføres den for Maskinens Tomgang fornødne Damp; samtidig trykkes paa Spillet's Bremse, saaledes at Tromlen forhindres i at gaa rundt. Efter Frakoblingen bringes Ramklodsen til at falde (ved Træk i Nipperlinen, saaledes at Forbindelsen mellem Ophejsningstovet og Ramklodsen udløses). Derefter løsnes Bremsen, saaledes at Saksen enten ved sin Egenvægt alene eller, hvis Saksen ikke er tilstrækkelig tung, ved Træk i Nipperlinen glider ned ad Mægleren, idet Tovet trækker Tromlen med rundt. Naar Saksen er naaet ned til Ramklodsen, bringes Krogen paa ny i Indgribning, idet Tromlens Bevægelse samtidig standses med Bremsen.

Undersiden af Krogen er tildannet skraat, som vist i Fig. 255, hvorved opnaas, at Krogen ved at støde mod Øskenens Overkant trykkes til Side og automatisk føres ind i Øskenens Øje. Den i Forbindelsen mellem Ophejsningstovet og Saksen indskudte Fjeder tjener til at afbøde Virkningen af det ved Ophejsningens Begyndelse fremkommende Ryk i Tovet, som ikke kan undgaa, naar Forbindelsen mellem Tromlen

og Drivakslen — saaledes som det bruges ved almindelige Rambuks- Dampmaskiner — bestaar af en Tandkobling. Hvis der til Spillet anvendes Benzinmotor eller Elektromotor, bruges Friktionskobling til Forbindelse mellem Spil og Motor. I saa Fald er det ikke nødvendigt at have fjedrende Forbindelse mellem Ophejsningstovet og Ramklodsen.

Anvendelse af Saks, saaledes at Ramklodsen forinden Faldet frigøres fra Ophejsningstovet, er at foretrække, naar Ramklodsens Vægt ikke er stor (mindre end ca. 500 kg). Er Ramklodsen tungere, bruger man ofte at have Ophejsningstovet sjækket direkte i Ramklodsens Øsken, idet det med den ikke udløselige Forbindelse følgende Tab i Nyttens virkning i saa Fald har forholdsvis mindre Betydning. Tabet i Nyttens virkning opvejes mer eller mindre ved, at Slagene kan følge hurtigere efter hinanden, idet den Tid, der medgaar til Saksens Nedfiring og Sammenkobling med Ramklodsen, spares. Ved ikke udløselig Forbindelse mellem Ramklods og Ophejsningstov bringes Ramklodsen til at falde ved Udløsning af Koblingen mellem Motoren og Spiltromlen.

Rambukkens Fodstykke kan være forsynet med fire Hjul *l* (Fig. 254), og med disse staa paa Skinnerne s_1 , der er fastgjort til en Underdel, bestaaende af Bjælker *m*. Disse Bjælker er forsynet med Hjul *n*, hvis tilsvarende Skinner s_2 er fastgjort til et Par paa Jorden eller paa et Stillads anbragte Sveller *p*. Rambukken kan ved denne Ordning køres fra den ene Pæl til den anden, idet Skinnerne s_2 ligger parallelt med den Flugt, i hvilken Pælene skal rammes, og ved at køre Rambukken paa Skinnerne s_1 , er man i Stand til at foretage den fornødne Indstilling af Rambukken i Retning vinkelret paa Pælerækkens Flugt. Medens Ramningen foregaar, sættes kileformede Stoppeklodser ved Hjulene.

Flytning af Rambukken fra en Pælerække til en anden, Drejning af Rambukken, og i det hele taget enhver Flytning af Rambukken ud over den, som kan ske ved, at Rambukken køres paa Skinnerne s_2 , er ved den her beskrevne almindelige Rambukskonstruktion ret besværlig og tager ret lang Tid i Forhold til den til selve Rammearbejdet medgaaende Tid. Ramning af en enkelt Pæl, der staar uden for Rækken af flere andre Pæle, og som derfor kræver Flytning af Rambukken tværs paa dennes Køeretning, bliver derfor betydelig dyrere end Ramning af hver af et større Antal i Række staaende Pæle.

For at Rambukkens Mægler skal kunne indstilles med Hældning til Ramning af skraat stillede Pæle, er saavel Forbindelsen mellem Mægleren og Fodstykket som Skraastivernes Forbindelse foroven til Mægleren udført med Charnier, og Skraastivernes Befæstelse til Fodstykket indrettet saaledes, at Skraastivernes nederste Ender kan fastgøres i større eller mindre Afstand fra Mæglerens Fod, eller der haves anden til-

svarende Ordning, f. Eks. som vist i Fig. 256, med en stiv Forbindelse mellem Skraastivere og Mægler, og den nederste Ende af hver af Skraastiverne fastgjort til en efter en Cirkelbue formet Skinne S.

Til Ramning af Skraapæle kan Mægleren stilles saavel fremadhældende som tilbagehældende. Med almindelige Rambukke kan det ikke lade sig gøre at ramme skraat stillede Pæle med større Anlæg end 1:2¹⁾.

Det kan være praktisk at have Rambukken indrettet saaledes, at Pælen kan rammes saa dybt, at Pælehovedet kommer under Rambukkens Fodstykke.

Rambukken maa da være forsynet med en Sænke-mægler (Fig. 257). Mægleren *m* er her befæstet med Jernbøjler *a* til Bjælken *b*. Skraastiverne er befæstet til Bjælken *b*, og denne bærer Tovskiven for Ramklodsens Ophejsningstov. Mægleren kan da indstilles saaledes efter Højden, at den naar

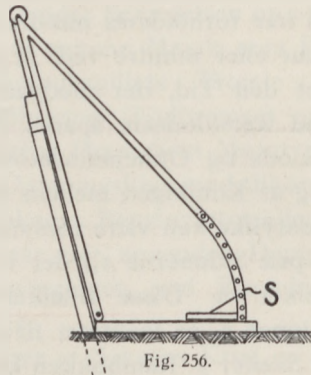


Fig. 256.

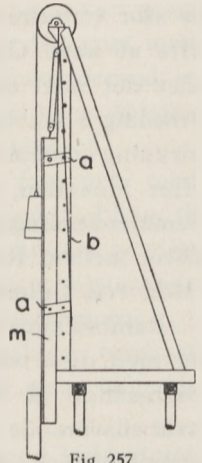


Fig. 257.

et i Forhold til Pædens laveste Stilling passende Stykke under Rambukkens Fod, idet den er ophængt i en i Bjælken *b* anbragt Talje, og idet Bjælken er forsynet med Boltehuller for Jernbøjlernes Bolte, svarende til forskellige Stillinger af Mægleren.

I Stedet for den i Fig. 254 viste Konstruktion af Mægler bruges ogsaa den i Fig. 258 viste Konstruktion, hvor Mægleren bestaar af to Bjælker (tvedelt Mægler). Ramklodsens og Pælen anbringes her imellem de to Bjælker.

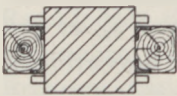


Fig. 258.

Meget høje Rambukke (til Ramning af meget lange Pæle) udføres af Jern, med Fodstykke, Mægler og Skraastivere af Profiljernsbjælker, men iøvrigt af samme Konstruktion som den i det foranstaaende beskrevne Rambukke. Mægleren kan udføres af et I-Jern eller af to U-Jern.

Ved almindelige Rambukke af den ovenfor beskrevne Art anvendes Ramklods paa indtil ca. 2000 kg. Ved Rambukke til Ramning af meget lange og svære Pæle anvendes Ramklods af større Vægt (indtil 4000 kg). Det er praktisk til samme Rambukke at have flere Ramklodser, f. Eks. 400 kg, 600 kg, 1000 kg og 1500 kg, idet Ramklodsens bør være tungere, jo sværere de Pæle er, der skal rammes. Til Ramning af Jernbetonpæle

¹⁾ Jfr. § 200.

maa bruges forholdsvis tungere Ramklods end til Pæle af Træ, fordi Jernbetonpæle ikke saa godt som Træpæle taaler Ramning med stor Faldhøjde. For Træpæle lader man Faldhøjden variere mellem 0,5 m og ca. 3 m, den lille Faldhøjde ved den første Del af Ramningen, hvor Pælens Modstand mod Nedtrykning er lille, og voksende efterhaanden som Modstanden forøges. Ved Ramning af Jernbetonpæle bruges i Reglen ikke større Faldhøjde end ca. 1,25 m. Rammehastigheden afhænger af Ramklodsens Vægt, Faldhøjden og Motorens Arbejdsstyrke. Med en almindelig Rambuk med ca. 1000 kg Ramklods, ca. 8 HK Motor og ca. 3 m Faldhøjde faas 2 til 3 Ramslag pr. Minut, naar der bruges Saks, og 4 til 6 Ramslag pr. Minut, naar der haves ikke udløselig Forbindelse mellem Ramklodsens og Ophejsningstovet (»Piskning«).

204. Smaa Rambukke. Rambukke til Ramning af forholdsvis smaa Pæle er for det meste ikke forsynet med Hjul under Fodstykket, og Mægler og Skraastivere er her stift forbundet med Fodstykket. Flytning af en saadan Rambuk sker ved, at den bakses frem paa Underlaget (der kan bestaa af et Par Bjælker eller Planker), eller lettere ved, at den rulles frem, idet der mellem Fodstykket og Underlaget anbringes to Jernrør eller Rundholter. Benyttes Ruller, maa Rambukken, naar den er kommet paa Plads, kiles op fra Rullerne, for at den kan staa fast under Ramningen. Hvis der skal rammes skraat stillede Pæle, maa man ved Opklodsning under Fodstykket give hele Rambukken den til Skraapæle-nes Hældning svarende skraa Stilling.

I Stedet for at have Motor til at drive Spillet kan man bruge Haandspil. I Almindelighed betaler det sig dog ikke at anvende Haandspil, med mindre det kun drejer sig om Ramning af ganske faa Pæle af forholdsvis smaa Dimensioner. Til Haandspil-Rambuk anvendes Ramklods paa 200—500 kg. Der bruges to eller fire Mand ved Spillet, efter som der anvendes let eller tung Ramklods. Til hvert Ramslag medgaaer 2 til 3 Minutter, efter Faldhøjdens Størrelse.

Til Ramning af smaa Pæle, som f. Eks. Stilladspæle, der skal danne Understøtning for det Stillads, paa hvilket en svær Rambuk skal opstilles, og til Ramning af lette Plankepunsvægge bruges ofte Rambukke, ved hvilke Ophejsningen af Ramklodsens sker ved, at Rambukkens Mandskab trækker direkte i Ophejsningstovet uden Anvendelse af Spil. En saadan Rambuk kaldes en Piskebuk. Den bestaar af et Rambukstativ af Træ, af lignende Konstruktion som det ovenfor beskrevne, men ganske let bygget. Ramklodsens er i Reglen ikke over 100 kg. Ophejsningstovet er et smækkert Hampetov. Til Ophejsningstovet er fastbundet flere Træktøve (Haandliner), saaledes at flere Mand kan trække

i Ophejsningstovet samtidig. Ramklodsens Faldhøjde er kun ca. 1,5 m. Der arbejdes med hurtigt paa hinanden følgende Ramslag, 20 til 25 Slag pr. Minut. Efter hver Serie paa 30 til 40 Ramslag holdes en Hvilepause paa et Par Minutter. Man plejer at regne med, at der til Rammearbejdet udkræves 1 Mand for hver 12 til 15 kg af Ramklodsens Vægt.

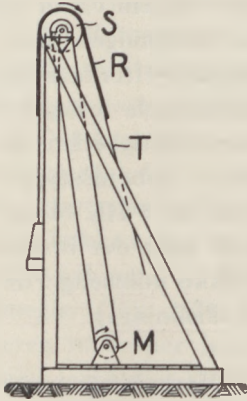


Fig. 259.

En særlig Konstruktion af Piskebuk er den i Fig. 259 viste motordrevne Rambuk. Den egner sig kun til Ramning med forholdsvis let Ramklods — 100 til 200 kg — og derfor kun til Ramning af smaa Pæle og Planker. Rambuksstativet bærer foroven en Remskeive *S*, der af Motoren *M* bevæges i den med Pilen angivne Omløbsretning. Ramklodsens er med et Tov forbundet med Remmen *R*, og til denne er desuden befæstet Træktovet *T*. Ved Udøvelse af Træk i dette trykkes Remmen ind mod den roterende Remskeive, hvorved Remmen føres med Remskeiven, og Ramklodsens løftes. Naar der derefter slækkes paa Tovet, falder Ramklodsens, trækkende Remmen med sig, idet Remmen, der nu ikke er trykket ind mod Remskeiven, glider paa denne.

205. Til Ramning af ganske smaa Pæle og Planker kan bruges en Haandramme (Fig. 260), bestaaende af en Klods (af Egetræ), der er forsynet med fire Haandgreb. Klodsens Vægt er ca. 40 kg. Ramningen foregaar ved, at fire Mand løfter Klodsens og lader den falde paa Pælhovedet. Faldhøjden kan herved ikke blive større end ca. 1 m.

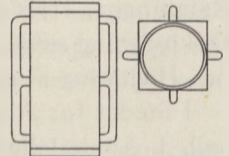


Fig. 260.

206. Rambukke med hurtigt paa hinanden følgende Ramslag. Noget hurtigere paa hinanden følgende Ramslag — nemlig 6 til 9 Ramslag pr. Minut — end der faas ved Anvendelse af almindelig Rambuk med ikke udløselig Forbindelse mellem Ramklods og Ophejsningstov, opnaas med den i Fig. 261 viste Rambuk med endeløs Kæde. Ophejsningen af Ramklodsens sker her ved Hjælp af en Galls Kæde *k*, som er ført over Ledehjulene *s*₁ og *s*₂, Strammerullen *r* og Kædeskeiven *T*. Denne drives af en paa Rambukkens Fodstykke anbragt Motor og bevæges stadig i samme Omløbsretning. Mægleren er tvedelt (kan f. Eks. dannes af 2 Stkr. U-Jern). Den opadgaaende Part af Kæden bevæger sig imellem Mæglerens to Bjælker. Ramklodsens er forsynet med en Rigel *R*, der kan bevæges frem og tilbage ved Drejning af Vægtstangen *A*, idet der til denne er fastgjort Linerne *l*₁ og *l*₂. Ved Træk i *l*₁ føres Riglen ind

mod Kæden k og kommer i Indgribning med denne, saaledes at Ramklodsen følger med Kæden op ad Mægleren. Ved Træk i l_2 rykkes Riglen ud af Indgribning, saaledes at Ramklodsen falder, medens Kædens Bevægelse fortsættes opad. Paa Bagsiden af Ramklodsen er anbragt to Bøjler B , der hindrer Kæden i at føres bort fra Ramklodsen, naar Riglen ved Træk i Linen l_1 trykkes ind mod Kæden. Udløsningen af Ramklodsens Forbindelse med Kæden kan ske automatisk, ved at der i passende Højde paa Mægleren anbringes en Stopper, mod hvilken den ene Arm af Vægtstangen A støder, naar Ramklodsen er naaet til den Højde, fra hvilken den skal falde.

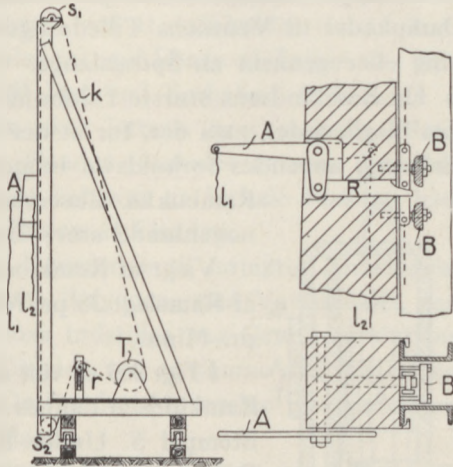


Fig. 261.

Betydelig hurtigere paa hinanden følgende Slag faas med Damprammer. Disses Virkemaade er i Princippet den samme som en Dampammers. — Af Damprammer haves flere forskellige Konstruktioner.

I Fig. 262 er vist Konstruktionen af en enkeltvirkende Dampramme¹⁾. Ramklodsen dannes af en Cylinder C , der kan glide op og ned langs en Styrramme R . Styrrammen støtter forneden paa Pælen og holdes ind til Mægleren M ved en lignende Anordning som den, der haves ved en almindelig Rambuk til Styring af Ramklodsen. Styrrammen har foroven en Konsol, der bærer den rørformede Stempelstang S . Denne har foroven en Ventil, der kan omstyres ved Træk i Linerne l_1 og l_2 . Ved den ene Stilling af Ventilen tilledes der Damp gennem Tilledningsrøret T til Rummet oven over Stemplet, hvorved Cylinderen løftes. Ved den anden Ventilstilling aabnes for Dampens Udstrømning gennem Afgangsrøret A , hvorved Cylinderen bringes til at falde ned paa Pælen. Den lille Kanal b ved Cylinders bund tjener til Afløb for Fortætningsvand. Gennem den lidt højere siddende Kanal a vil der strømme Damp ud, naar Cylinderen har naaet sin højeste Stilling, hvorved den Mand, der passer Manøvreringen af Ventilen, averteres om, at

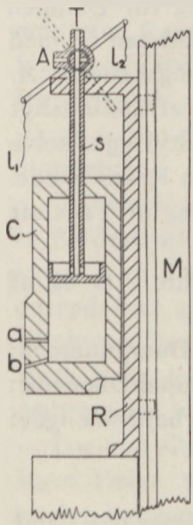


Fig. 262.

¹⁾ Figé's Dampramme; Menck & Hambrock's Dampramme.

Bemærk Forbindelse med Mægler

der skal aabnes for Udstrømning af Dampen. I Stedet for Haand-Manøvrering af Ventilen kan man have automatisk Omstyring.

Dampen tilledes fra en paa Rambuksstativets Fodstykke staaende Dampkedel til Ventilens Tilledningsrør gennem en leddet Jernrørsledning eller gennem en Spiralslange.

Da Ramklodsens største Faldhøjde her er begrænset (lig med Stempels Slaglængde), maa der, for at der kan opnaas passende stor Rammesvirkning, anvendes forholdsvis tungere Ramklods end ved almindelige Rambukke. Eksempelvis haves for en Dampramme af nogenlunde store Dimensioner:

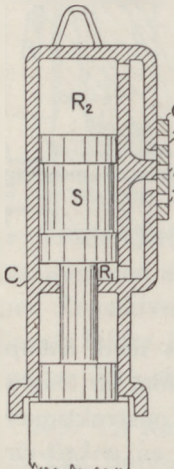


Fig. 263.

Vægt af Ramklods: 5000 kg, Faldhøjde: 1,3 m, Antal af Ramslag: 35 pr. Minut, Arbejds mængde: 227.500 kgm pr. Minut.

I Fig. 263 er vist en dobbeltvirkende Dampramme¹⁾. Ramklodsens dannes her af det i Cylinderen C gaaende Stempel S. Under Ramningen støtter Cylinderen paa Pælen. Stemplet hæves, ved at der ledes Damp til Rummet R₁, og bringes til at falde, ved at der aabnes for Dampens Udstrømning. Under Stemplets nedadgaende Bevægelse ledes der Damp til Rummet R₂ oven over Stemplet, hvorved Stemplets Faldhastighed forøges. Omstyring af Tilledning og Afstrømning for Dampen til og fra Rummene R₁ og R₂ sker ved Glideren G, med Indstrømningskanalerne T og Afstrømningskanalen A.

Til Ramning af lodret staaende Pæle er Anvendelse af almindeligt Rambuksstativ med Mægler ikke nødvendigt af Hensyn til Styling af selve Damprammen, idet Damprammen kan være ophængt i en Krans Kæde.

I Stedet for Damp anvendes ofte Trykluft. Anvendelse af Trykluft har den Fordel, at Ramningen kan ske under Vand.

Dimensionerne for en Dampramme af den her nævnte Art og af temmelig svær Type er f. Eks.²⁾:

Vægt af Ramklods (Stempel): 750 kg, Vægt af hele Damprammen: 3400 kg, Stemplets Faldhøjde (Slaglængden): 0,3 m, Stempel-Diameter: 0,381 m, Damptryk: 5,6 kg, Antal Slag: 200 pr. Minut, Arbejds mængde: 215.000 kgm pr. Minut.

207. Rammearbejdets Udførelse. Hvis Ramningen foregaar paa Land, haves Langsvellerne for de Skinner, paa hvilke Rambukken køres, liggende direkte paa Jorden eller paa korte Tværsveller af Planker.

¹⁾ Mc. Kiernan's Dampramme.

²⁾ Edouard Noë et Louis Troch: Pieux et Sonnettes.

Skal Ramningen foregaa paa et af Vand dækket Areal, kan man have Rambukken staaende paa en Flaade, der fortøjes med fire Trosser til udlagte Ankre. Da Flaaden maa ligge fuldstændig fast fortøjet, for at Pælen kan styres under Ramningen, ved at den holdes ind til Rambukkens Mægler, maa Trosserne hales tot ved Hjælp af Taljer eller Spil. Flytning af Rambukken fra Pæl til Pæl ved Forhaling af Flaaden er derfor noget besværlig. Flytningen sker lettere, naar man har Rambukken staaende paa Skinner paa Flaaden, saaledes at man kan køre Rambukken fra Pæl til Pæl og blot behøver at forhale Flaaden hver Gang, Rambukken er kommet til Enden af Flaaden.

Hvis der stilles særlige Krav i Henseende til nøjagtig Anbringelse af Pælene, eller hvis der kan komme Bølgegang paa Vandarealet, saaledes at Rammearbejdet jævnlige maa indstilles paa Grund af Vejrforholdene, staar man sig i de fleste Tilfælde ved at ramme de i Bygværket indgaaende Pæle fra fast Stillads. De for dette fornødne Bærepæle rammes da med en let Rambuk paa Flaade.

Rejsning af en Pæl og Anbringelse af Pælen i Stilling op ad Mægleren sker ved Hjælp af et Tov, der gaar over en Skive i Rambukkens Top. Rambukkspillet bør være forsynet med Spilkop, saaledes at Ophejsningen kan ske med Spillet, ved at Tovet lægges med Tørn paa Spilkoppen.

Under Ophejsningen af Pælen og de følgende Forberedelser til Ramning maa Ramklodsen holdes saa højt oppe paa Mægleren, at man kan faa Pælen ind under Ramklodsen. Hvis der anvendes Saks som Forbindelsesled mellem Ramklods og Ophejsningstov, bør Ramklodsen sikres i denne Stilling, ved at den støttes af en gennem Mægleren ført Stoppebolt.

Ophejsningstovets Befæstelse til Pælen kan ske ved, at der lægges en Kædestrop omkring Pælen, og Tovets Krog sættes ind i denne Kædestrop. Ved Træpæle trykker Kæden sig noget ind i Træet og hindres derved i at glide paa langs ad Pælen. Ved Pæle af Jern og Pæle af Jernbeton kan Kædestroppen let glide paa langs ad Pælen. Ved denne Slags Pæle kan det være praktisk at forsyne Pælen med et Hul til Anbringelse af en Øjebolt til Fastgørelse af Tovets Krog.

For ved Ophejsningen at kunne rejse Pælen fra liggende Stilling og styre Pælen saaledes, at den kommer i rigtig Stilling ved Mægleren, er det bekvemt at have Kædestroppen siddende lidt oven for Pælens Midte. Ved lange Pæle af Jernbeton er der ofte det særlige Forhold at tage Hensyn til, at Pælen med det Jernindlæg, der er bestemt af dens Paavirkning i det færdige Bygværk, eller af de Paavirkninger, den udsættes for under selve Ramningen, ikke er tilstrækkelig stærk til at

kunne taale den Bøjningspaavirkning, som fremkommer, naar Pælen i vandret Stilling kun er understøttet paa Midten. Lange Jernbetonpæle maa man derfor under Pælens Ophejsning give Understøtning i to Punkter, saaledes beliggende i Forhold til hinanden (hver af Understøtninger i en Afstand $\frac{1}{5}$ af Pælens Længde fra den nærmeste Pæleende), at den i Pælen optrædende Bøjningsspænding bliver mindst mulig.

Naar Pælen, hængende i Tovet, er stillet op ad Mægleren, lægges en Tovstrop, en saakaldet »Vase«, omkring Pæl og Mægler, og med en Haandspage, som stikkes ind i Stroppens Bugter, vrides Stroppens Parter om hinanden, saaledes at Pælen trykkes ind mod Mægleren. Vasen holdes strammet omkring Pælen og Mægleren under hele Ramningen.

Ved Ramning af Pæle paa et af Vand dækket Areal, hvor Pælens Indstilling alene skal ske ved, at man holder Pælen ind til Rambukkens Mægler, er det som Regel ikke tilstrækkeligt kun at have den ene Styring af Pælen, som faas ved Hjælp af Vasen, men Pælen maa desuden styres ved Rambukkens Fodstykke. Det kan ogsaa være nødvendigt at have en særlig ved Fodstykket anbragt Styring for Pælen, hvis det er af Betydning at hindre Pælen i at dreje sig under Ramningen.

En saadan Styring af Pælen ved Rambukkens Fodstykke kan tilvejebringes ved en Anordning som den i Fig. 264 viste. Paa hver Side af Mægleren anbringes en Bjælke, et saakaldt Horn, *H*, hvis Stilling sikres ved Klamper *K*, dels paa Hornets Underside, dels paa den forreste Bjælke i Fodstykket, og som er forsynet med Hul i den yderste Ende, saaledes at man ved at stikke en Jernstang *S* igennem Hornenes Huler faar tilvejebragt en Ramme omkring Pælen. Ved at anbringe Kiler mellem Pælen og Hornene kan man styre Pælen sideværts og ved Kiler mellem Pælen og Jernstangen *S* trykke Pælen ind mod Mægleren. Dersom Pælen har Tilbøjelighed til at dreje i den ved Pælen angivne Retning, kan saaledes Drejning modvirkes ved, at man anbringer Kilerne k_1 , k_2 og k_3 og driver paa disse med en Mukkert samtidig med Ramningen.

Hvis der skal større Vridningspaavirkning til at hindre Pælens Drejning end den, man kan faa ved Hjælp af Kilerne, kan man bruge en Kantrehage, saaledes som vist i Figuren. Med en Talje udøves der et Træk i Kantrehagens Skaft under Ramningen.

Ved Ramning af Spunsvægge og i andre Tilfælde, hvor Pælene ligeledes skal staa tæt Side om Side, er der ikke Plads til Anbringelse af Hornene. Ramningen gaar da for sig paa følgende Maade: Ved Spunsvæggens ene Ende rammes en Spunspæl, og i en passende Afstand fra

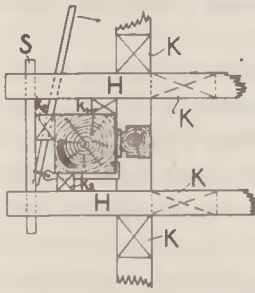


Fig. 264.

denne (f. Eks. 6—8 m) rammes i Spunsvægs-
gens Flugt en Stilladspæl af samme Tykkelse
som Spunspælene. Paa disse to Pæle befæstes
et Sæt Tvinger, bestaaende af to Stykker
Tømmer, der fastboltes til Pælene (Fig. 265),
og mellem disse Tømmer opstilles Spunspælene
i Række. Der anbringes Kiler mellem den sid-

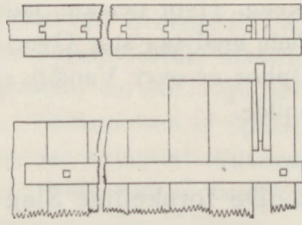


Fig. 265.

ste af Spunspælene og Stilladspælen, med hvil-
ke Kiler Pælene trykkes tæt sammen. Hvis Bunden ikke er nogenlunde
let at ramme i, staar man sig ved at lade Rambukken køre flere Gange
frem og tilbage langs de opstillede Spunspæle, og for hver Gang ramme
Pælene et lille Stykke ned, i Stedet for at ramme hver Spunspæl til fuld
Dybde paa een Gang. Under Ramningen styrer den ene Spunspæl den
anden, idet de griber ind i hinanden med Fjer og Not. Naar Spunsvæ-
ggen er færdig rammet indtil Stilladspælen, trækkes denne op og
rammes paany 6—8 m længere henne i Flugten o. s. fr. Dersom Bunden
er haard og derfor vanskelig at ramme i, og Ramningen finder Sted paa
et af Vand dækket Areal, kan det være nødvendigt til Styling af Pælene
at anbringe et Sæt Tvinger (to Stykker Tømmer eller Profiljern) ogsaa
forneden ved Bunden. Ved Spunsvægge, der udføres af dertil særlig eg-
nede Profiljern (Spunsvægsjern), er Sammenspænding af Spunsvægs-
jernene med Kiler, saaledes som ovenfor nævnt for almindelige Spunsvæ-
pæles Vedkommende, ikke nødvendig, idet Indgribningen mellem Spunsvæ-
gsjernene indbyrdes er i Stand til at holde Spunsvægsjernene sam-
men under Nedramningen. Tvingerne tjener her kun til under Ramnin-
gen at holde Spunsvægsjernene ind i Spunsvæggenes Plan (hindre Drej-
ning). I Almindelighed er det nødvendigt af dette Hensyn at anvende
Styre-Tvinger ved Ramning af Spunsvægsjern.

Dersom en Pæl skal rammes saa langt ned, at Pælehovedet kommer
under Vand, kan man ikke lade Ramklodsen falde direkte paa Pæle-
hovedet. Der kan i saadant Tilfælde anvendes en Paasætter (»Ramme-
ged« eller »Rammeknægt«): et Stykke Tømmer, som anbringes oven paa
Pælen i dennes Forlængelse. Ramslagets Stød overføres da gennem
Paasætteren til Pælen. Paasætteren bør være af Egetræ. I den ene
Ende har den en Jerntap. Ved at denne drives ned i Pælehovedet, til-
vejebringes Forbindelse mellem Pælen og Paasætteren, saaledes at Pæ-
len kan styres ved, at man holder Paasætteren ind til Mægleren med
en Vase.

I Reglen vil man helst undgaa Anvendelse af Paasætter, fordi Virk-
ningen af Ramslaget formindskes en Del paa Grund af den indirekte
Stødvirkning fra Ramklodsen til Pælen, og fordi Styling af Pælen er van-

skelig. Hvor det kan lade sig gøre, foretrækker man derfor at anvende Pæle med saa stor Overlængde, at Pælehovedet endnu ved Ramningens Ophør er over Vandet, selv om der derved gaar nogen Pælelængde til Spilde.

2. De forskellige Slags Pæle og deres Tildannelse til Ramning.

208. Træpæle. Til Pælefundamenter under Vand anvendes mest Pæle af Træ. Tømmer er særlig velegnet til Fremstilling af Pæle. Det er let at bearbejde (Afskæring af Pæle, Boring i og Tildannelse af Pæle), er ikke tungere, end at det kan flyde paa Vand, saaledes at det er let at transportere Pælene, hvis Byggestedet er et af Vand dækket Areal, og er i Almindelighed ogsaa billigere end anden Slags Pælemateriale. Træets Uforgængelighed er dog betinget af, at det stadig er vaadt. Et Pælefundament af Træ for et permanent Bygværk maa derfor ikke række op over laveste Grundvandspejl det paagældende Sted. Staaende frit i Vand er Træets Holdbarhed betinget af, at der det paagældende Sted ikke findes Skadedyr, der angriber Træet (Pæleorm, Pælekrebs). Træpæles Holdbarhed er derfor, naar Pælene staar frit i Vand, kun sikker i ferskt Vand. I Saltvand er det Holdbarheden af det mod Skadedyrenes Angreb paa Træet anvendte Beskyttelsesmiddel, der er afgørende for, i hvor langt Tidsrum Trækonstruktionsdelene kan holde sig.

Til almindelige Bærepæle i Pælefundamenter anvendes Rundtømmer. Til Hjertepæle i Bolværker, til Pælebukke og Spunspæle anvendes i Reglen firhugget eller savskaaret Tømmer, og til lettere Spunsvægge, Halvtømmer og Planker.

Træpæle rammes med Rodenden vendende opad. Rodenden har nemlig større Kærneindhold og taaler derfor bedre Ramklodsens Stød end Topenden. Ved Bærepæle af Rundtømmer er der desuden den Fordel ved at have den tykke Ende, Rodenden, opad, at man derved faar stor Bæreflade for de af Bygværkets Dele, som skal hvile paa Pæleenderne. Hertil kommer yderligere, at en nedadtil tilspidsende Pæl i Almindelighed har større Bæreevne end en Pæl, der er tykkere for enden end foroven. Undertiden bruger man, naar Bunden er blød, at anbringe Rundtømmerpæle, som i det færdige Bygværk paavirkes til Opstrækning, med Rodenden nedad, for derved at opnaa større Opstrækningsmodstand.

Almindelige Fundamentspæle af Træ spidses i Reglen ikke. Naar Ramklodsens er nogenlunde tung, gaar Pælen praktisk taget lige ned, hvad enten Pælen er forsynet med Spids, eller er plant afskaaret.

Ved Ramning med forholdsvis let Ramklods kan det være fordel-

agtigt at spidse Pælene. Pælespidsen gives, saavel ved firkantede Pæle som ved Rundpæle, Form som en slank firsidet Pyramidestub, afsluttet forneden med en firsidet Pyramide med Topvinkel ca. 90° . Spidsens Længde gøres 1,5 til 2 Gange Pælens Tykkelse. Tildannelsen af Spidsen sker ved Hjælp af Økse. Pælespidsen bør være ret nøjagtigt tildannet, med Aksen liggende i Pælens Akse; Skævhed i Pælespidsen bevirker, at Pælen har Tilbøjelighed til under Ramningen at vandre til Siden.

Spunspæle forsynes i Reglen med Spids.

Spidsen gives en saadan Form (Fig. 266), at Spunspælen, idet den ved Ramningen føres ned i Grunden, trykkes op mod den i Forvejen rammede Spunspæl. Planker, der rammes bag et Bolværks Plankeflager (Fig. 267), de saakaldte Spidsplanker, spidses ensidigt og skraat, saaledes at Plankerne under Ramningen trykkes saavel ind mod Plankeflagen som til Siden mod den rammede Naboplanke.

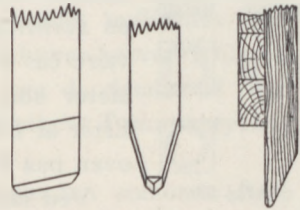


Fig. 266.

Fig. 267.

Almindelige Fundamentspæle, hvis Bestemmelse alene er at bære en vis Belastning, der virker til Tryk i Pælens Længderetning, rammes i Reglen ikke dybere ned i Grunden, end det er fornødent for Opnaelse af tilstrækkelig Bæreevne.

Ved Pæle, der paavirkes af Kræfter tværs paa Pælens Længderetning (Pæle til Indfatningsvægge og Bolværker), kan det være nødvendigt, at Pælene, for at Modstanden mod deres Forskydning i vandret Retning kan blive tilstrækkelig stor, rammes til en vis Dybde, uafhængig af, hvor stor Modstanden mod Nedramningen er. I saadanne Tilfælde, hvor Pæle skal føres dybt ned i fast Bund, bruges det at forsyne Pælene med Spids og undertiden desuden at give Spidsen en Beskyttelse bestaaende af en Pælesko af Jern. Pæleskoen maa være indrettet saaledes, at der er tilstrækkelig stor Anlægsflade mellem Pæl og Sko, til at Pæleskoen ikke trykkes op i Pælcenden, og saaledes, at Forbindelsen mellem Pæl

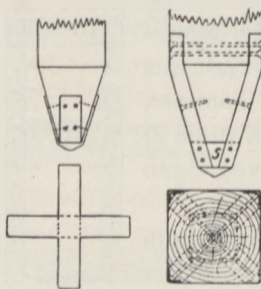


Fig. 268.

Fig. 269.

og Sko er tilstrækkelig stærk, til at Skoen ikke smøges af Pælen, hvis den under Ramningen træffer en Sten eller anden Hindring. Vanskeligheden ved at befæste Skoen tilstrækkelig solidt til Pælen bevirker i mange Tilfælde, at Nytten af Anvendelse af Pælesko er ret problematisk. I Fig. 268 er vist en Pælesko, fremstillet af fire Stykker fladt Jern, der er sammensvejste og paa Svejestedet tildannet som Pælespids. Fladjernsstykkerne gaar op paa Pælespidsens Si-

deflader og er befæstet til Pælen med Spiger. Den i Fig. 269 viste Pælesko bestaar af en Støbejernsspids *S* med fire paaskruede Stykker Vinkeljern, som er ført op langs Pælens Kanter og fastgjort til Pælen med Spidsbolte og diagonalt gennemgaaende Klinkbolte.

Tildannelse af Pælens øvre Ende, Pælehovedet, bestaar blot i Afskæring vinkelret paa Pælens Akse. Hvis der skal rammes med tung Ramklods og stor Faldhøjde, kan man for at hindre, at Pælen flækker, og for at modvirke, at Pælehovedet knuses, lægge en Jernring omkring Pælen (Fig. 270). Ringen, som kan være ca. 4 cm høj og af 1 cm tykt Jern, har samme Diameter som Pæletømmerets Kærne og er svagt konisk. Efter at Pælehovedet er tildannet som vist, lægges Ringen oven paa Pælen og slaas ned i Træet med Ramklodsens.

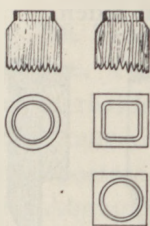


Fig. 270.

Ved langvarig Ramning paa en Pæl kan det ikke undgaas, at Pælehovedets Træ knuses ved Ramklodsens Stød, selv om der anvendes Jernring. Den knuste Træmasse danner en fjedrende Pude, som formindsker Ramslagernes Nyttetvirkning. Ved langvarig Ramning paa en Pæl maa Pælen derfor renskæres og paany forsynes med Jernring flere Gange under Ramningen. I Almindelighed maa Pælene renskæres, naar de er færdig rammet, fordi Pælehovederne er mer eller mindre beskadiget ved Ramningen. En anden Grund til, at der som Regel maa regnes med Afkortning af Pælene, kan være, at man ikke forud kan bestemme den Rammedybde, der er nødvendig for Opnaaelse af den paakrævede Bæreevne, eller i Tilfælde af, at Rammedybden er fastsat, at man ikke kan afpasse Ramslagene ved Ramningens Slutning saa nøje, at Pælehovedet ved Ramningens Ophør kommer til at staa i den rigtige Højde. Ved Anskaffelsen af Pæle maa der derfor regnes med en vis Overlængde, efter Omstændighederne 0,2 til 0,75 m.

I Almindelighed bør Pælelængden ikke være større end den Længde, i hvilken passende Tømmer kan fremskaffes, fordi det ved Fremstillingen af en Pæl, dannet af to (eller flere) Stykker Tømmer, er vanskeligt at udføre Forbindelsen mellem Tømmerstykkerne tilstrækkelig stærk, til at der ikke er Fare for Sideudbøjning i Samlingsstedet. Hvor det ikke kan undgaas at anvende saa lange Pæle, at hver Pæl maa fremstilles af to Stykker Tømmer, bør Tømmersamlingerne udføres med Lasker af Jern (ikke af Tømmer), da Pælen ellers bliver meget tykkere ved Samlingsstedet end paa den øvrige Del af Pælen.

I Fig. 271 er vist en særlig Konstruktion af Tømmerforbindelse til Pæle af Rundtømmer. Forbindelsesdelen bestaar her af en omkring Tømmerstykkernes Ender støbt Kappe af



Fig. 271.

Jernbeton. Forbindelse mellem Jernbetonkappen og Tømmeret er tilvebragt ved Hjælp af et stort Antal svære Søm, der er slaaet halvvejs ind i Træet, medens de uden for Træet rækkende Dele af Sømmene er indstøbt i Betonen. Mellem Tømmerstykkernes Endeflader er der et Mellemrum paa nogle faa Centimeter; dette Mellemrum er udfyldt med Mørtel.

Pæle af større Længde end den, i hvilken Tømmer kan faas, kan ogsaa fremstilles paa den Maade, at hver Pæl dannes af fire Bjælker af firkantet (savskaaret) Tømmer, der sammenholdes indbyrdes med Skruebolte og (eventuelt) Laase. Pælens Sidelinie bliver herved 2 Gange Tømmerets Sidelinie. Hver af de fire Bjælker kan da dannes af flere Stykker Tømmer, idet Stødene mellem de fire Bjælkers Tømmerstykker forsættes for hverandre.

Til Indfatningsvægge, udført af tæt ved hinanden staaende Pæle anvendes sædvanlig Spunspæle. En Spunspæl er paa den ene Sideflade forsynet med Fjer og paa den modsatte Sideflade med tilsvarende Not (Fig. 272). Under Nedføringen (Ramning) af Pælen styres denne ved, at den i Forvejen rammede Nabopæls Fjer griber ind i den under Ramning værende Pæls Not. Ved denne Styling hindres Spunspælen i under Ramningen at forskydes ud af Væggens Plan. Ved passende Foranstaltninger under Ramningen (Sammenspænding af Spunspælene) og særlig Tildannelse af Pælespidsen, saaledes som nævnt, holdes den under Ramning værende Pæl trykket op mod Nabopælen. En af Spunspæle dannet Væg (Spunsvæg) er tættere end en Væg af Side om Side staaende Pæle uden Fjer og Not.

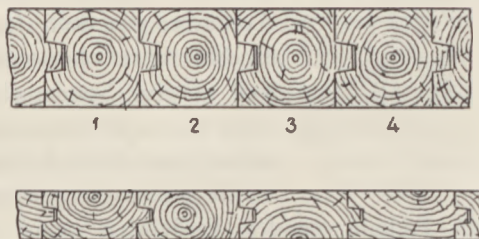


Fig. 272.

Sædvanlig gives Fjer og Not den i Fig. 272 viste Form, og Fjærens Højde gøres lidt mindre end Notens Dybde. Herved opnaas, at Fjæren kommer til at sidde i Spænd i Notens (med Fjærens Sideflader liggende an mod Notens Flader), naar Spunspælene staar tæt sammen.



Fig. 273.



Fig. 274.



Fig. 275.

Skal Spunsvæggens Tykkelse ikke være større, end at der til Væggen kan anvendes Planker, bruges ofte almindelig Sløjfning af Plankerne, Fig. 273 (Fjer

og Nots Sideflader parallelle med Plankens Sideflader). Undertiden anvendes Spunnsning saaledes som vist i Fig. 274. Med denne Form af Fjer og Not haves der vel god Styring under Ramningen, men Tætheden bliver mangelfuld, hvis Plankerne under Ramningen forskydes i Væggens Plan. Ved at lade Plankerne gribe over hinanden med Fals (Fig. 275) opnaas, at en Forskydning af Planken i Væggens Plan ikke bevirker, at Væggen bliver utæt, men Plankerne er her mindre godt styret under Ramningen, idet Falsen kun hindrer Plankens Vandring til den ene Side.

Ved Spunspælens Fremstilling af firkantet Tømmer gaar der en Del Træ til Spilde, idet Spunspælens nyttige Bredde er et Stykke (lig med Fjerens Højde) mindre end Bredden af det til Fremstillingen anvendte Tømmer. Dette Spild af Træ undgaas, naar man benytter Rundtømmer til Fremstilling af Spunspælene, idet der af et Rundtømmer kan faas en Spunspæl med samme Nyttbredde i Spunsvæggen som Bredden af det fuldkantede Tømmer, der kan faas af Rundtømmeret (Fig. 276). Endnu mere økonomisk Udnyttelse af Træet opnaas ved at give Spunspælene en til Rundtømmerets Konicitet svarende Form, d. v. s. med mindre Bredde i Topenden end i Rodenden. Spunspælene maa i saa Tilfælde anbringes saaledes i Spunsvæggen, at hveranden af Pælene vender Rodenden opad og hveranden Topenden opad.

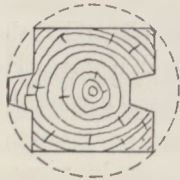


Fig. 276

Ved Anvendelse af firkantet Tømmer (Planker) til Spunsvæg kan det nævnte Spild af Træ undgaas ved simpelthen at erstatte Fjeren med en paa Tømmerets Side fastsømmet Trælist eller ved at forsyne Spunspælens Not i begge Sider, og i den ene af Noterne anbringe en til Pælen fastsømmet Trælist («løs Fjer»), Fig. 277. Hvis Bunden, hvori Spunsvæggen rammes, er fast, kan der ved denne Ordning være den Ulempe, at Sømmene ikke er i Stand til at holde Fjeren tilstrækkelig fast, til at Fjeren følger med ned ved Ramning alene paa Pælen. Hvis dette er Tilfældet, forskydes Fjeren opad i Forhold til Pælen, saaledes at Ramslaget kommer til at virke direkte paa Fjeren. Da denne er spinkel, knuses dens øverste Del ved Ramklødsens Stød og presser i Notens, saaledes at Pælen flækker. Ved Vægge af Spunspånker, hvor det af Hensyn til Svækkelsen af Plankerne kan være nødvendigt at indskrænke Notens Bredde saa meget som muligt, bruges det undertiden til Fjeren at anvende anden Slags og stærkere Træ-

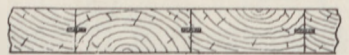


Fig. 277.

materiale (f. Eks. Egetræ) end det, hvoraf Plankerne er fremstillet, eller at lade Fjeren være af Jern. I sidstnævnte Tilfælde bringes Fjeren til at sidde fast i den paagældende Spunsplanke, ved at man gør Notens Bredde lidt mindre end Fjerens Tykkelse, saaledes at Fjeren kommer til at sidde i Spænd i Noten (Fig. 277). Til tynde Spunsplanker kan anvendes Fjer af 2 til 3 mm tykt Baandjern. Noterne fremstiller man da ved med en Rundsav at give Plankerne et Savsnit i hver af de to Not-Sider. Spunsplanker med Jernfjere kan kun anvendes til Spunsvægge i forholdsvist blød Bund.

Ved Ramning af Spunspæle maa man med Hensyn til Retningen for Ramningens Fremadskriden ordne det saaledes, at den under Ramning værende Pæls Not vender mod den forud rammede Nabopæls Fjer. Ramningen skal altsaa foregaa i den med Tallene i Fig. 272 angivne Rækkefølge. Hvis Pælene rammes i den modsatte Rækkefølge, vil den Not, hvori den under Nedføring værende Pæls Fjer skal have Plads, være fyldt med Jord, og denne Jord hindrer Fjeren i at følge Noten, saaledes at Pælen har Tilbøjelighed til under Ramningen at vandre bort fra den forud rammede Spunspæl. Det kan ogsaa indtræffe, at den Jord, der sidder i Noten, kommer under saa stort Tryk fra den under Ramning værende Pæls Fjer, at Pælen flækkes af det i Noten fremkommende Tryk. Det her om Rækkefølgen ved Ramningen anførte gælder ogsaa Spunspæle af Jern og Spunspæle af Jernbeton.

209. Pæle af Jern. Til egentlige Fundamentspæle anvendes kun sjældent Pæle af Jern. Noget hyppigere finder Jernpæle Anvendelse til Pæle i fritstaaende Pæleaa (Broer), og da mest i Form af Rørpæle, af svejste Rør eller af Rør fremstillet ved Sammennitning af Kvadrantjern. Rørpæle forsynes for det meste med Pælesko af Støbejern. Under Ramningen er Pælen forsynet med Hoved, ligeledes af Støbejern, paa hvilket man lader Ramslaget virke.

Rørpæle, som staar i strømmende Vand, og som derfor er udsat for at tæres stærkt, bruger man at beskytte mod Vandets Angreb ved efter Nedramningen at omgive Pælen med Beskyttelseslag af Cementmørtel (eller af ren Cement). Uden omkring Rørpælen anbringes et videre Rør af tynd Jernplade, og Mellemrummet mellem de to Rør udfyldes med Cementmørtel eller med ren Cement. Det paa denne Maade tilvejebragte Beskyttelseslag naar imidlertid kun ned til Jordbunden. Hvis der sker Udskæring i Bunden, blottes Rørpælens Jern her for Vandets Angreb.

Jernpæle anvendes i meget stor Udstrækning til Fremstilling af Spunsvægge. Jernspunsvægge udføres af specielt for dette Formaal

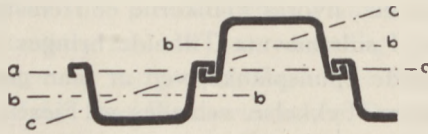


Fig. 278.

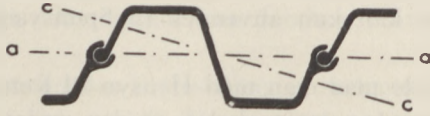


Fig. 279.

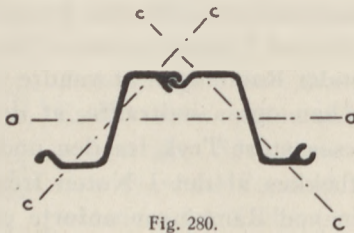


Fig. 280.

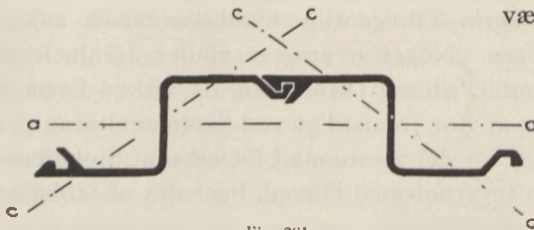


Fig. 281.

valsede Profiljern
(*Spunsvægsjern*).

Blandt de almindelig anvendte Spunsvægsjern kan nævnes ¹⁾:

Larssen-Jern,

Fig. 278.

Rothe-Erde-Jern,

Fig. 279.

Ransome-Jern,

Fig. 280.

Hoesch-Jern,

Fig. 281.

Krupp-Jern,

Fig. 282.

Ved at Jernene er forsynet med særlig formet Fals, saaledes som vist, opnaas, at der haaves bedre Styling mellem Spunsvægsjernene ind-

byrdes under Ramningen, og at Spunsvæggen bliver tættere, end Tilfældet er ved Spunsvægge udført af Træ. En anden Fordel ved Spunsvægsjern i Forhold til Spunspæle af Træ (eller af Jernbeton) er, at der ved Nedramningen af Spunsvægsjern kun skal fortrænges en forholdsvis lille Jordmængde i Bunden, og at Modstanden mod Jernets Nedramning der-

¹⁾ Angaaende Spunsvægsjerns Tværnsnitsdimensioner, Modstandsmomenter og Vægte for de forskellige Profilnumre inden for de forskellige Arter af Spunsvægsjern henvises til Special-Kataloger eller til Haandbøger (*Hütte, Foerster, Teknisk Staabi*).

for er forholdsvis lille. Spunsvægsgjern egner sig endvidere langt bedre end Spunspæle af Træ og Spunspæle af Jernbeton til Nedramning i haard og stenet Bund.

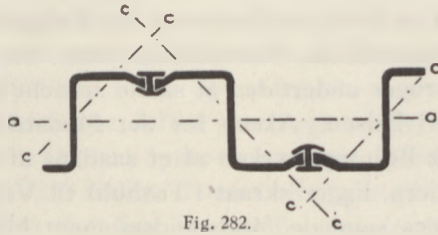


Fig. 282.

Krupp-jernet (Fig. 282) adskiller sig fra de øvrige af de viste Profiler ved, at den indbyrdes Forbindelse mellem Hovedjernene, de Z-formede Profilerjern, dannes af et særligt, dobbelt T-formet Falsjern. Falsjernet, som er ganske spinkelt i Forhold til Hovedjernet, kan ikke rammes for sig paa Grund af dets ringe Stivhed, men maa fastgøres ved Svejsning til det tilhørende Z-formede Jern.

Sædvanlig er Hensynet til, at Spunsvæggen skal have en vis Styrke for Bøjning¹⁾ bestemmende for, hvor svært Profil Spunsvægsgjern der skal anvendes til den paagældende Spunsvæg.

De i de respektive Kataloger og i Haandbøger anførte Modstandsmomenter for Spunsvægsgjern er for hvert af de paagældende Profilers Vedkommende Modstandsmomentet for en Akse gennem Profilets Tyngdepunkt og parallel med Spunsvæggens Plan, som f. Eks. Aksen *aa* i Fig. 278. Betingelsen for, at der skal kunne regnes med den til Modstandsmomentet om Aksen i Væggen Plan svarende Bøjningsstyrke, er for de i Fig. 278 og Fig. 279 viste Profilers Vedkommende, at Jernene er saaledes indbyrdes forbundne, at der mellem Jernene kan overføres de til Bøjningspaavirkningen svarende Forskydningskræfter i Jernenes Længderetning, men saadan Forbindelse haves i Almindelighed ikke mellem Væggen Spunsvægsgjern. Den i Falsene optrædende Friktion mellem Jernene kan vel overføre nogen Forskydningskraft, men Sikkerheden for, at der i alle Tilfælde vil være saadan Friktion til Stede, er for ringe til, at der paa Grund af den mulige Friktionsforbindelse mellem Jernene tør regnes med Modstandsmoment om Aksen i Væggen Plan. Hertil kommer, at Størrelsen af den Friktion, der i det hele taget kan være Tale om, er ret ubetydelig i Forhold til de Forskydningskræfter, der skal kunne overføres mellem Jernene, naar Væggen Bøjningsstyrke skal udnyttes helt. Hvis man vil holde sig paa den sikre Side, bør man derfor ved det i Fig. 278 viste Profil i Stedet for med Modstandsmomentet

¹⁾ Spunsvæggen kan f. Eks. være en foroven og forneden understøttet Indfatningsvæg, der er paavirket af vandrette Kræfter: Jordtryk og Vandtryk.

om den nævnte Akse i Væggens Plan, regne med Summen af de enkelte Jerns Modstandsmomenter for Tyngdepunktsakserne *b b*. Herved faas imidlertid et Modstandsmoment for Væggen som Helhed, der er betydelig mindre end det Modstandsmoment, der svarer til Aksen *a a*.

Man bruger undertiden at samle Jernene parvis, f. Eks. ved Sammensvejsning i Falsen. Aksen for det Modstandsmoment, der er bestemmende for Bøjningsstyrken af et saadant af to Spunsvægsjern sammensat Profiljern, ligger skraat i Forhold til Væggens Plan (*c c* i Fig. 278), og Væggens samlede Modstandsmoment bliver i dette Tilfælde større end det Modstandsmoment, der faas, ved at man regner med Akserne *b b*, men mindre end det til Aksen *a a* svarende Modstandsmoment. Endnu større samlet Modstandsmoment for Væggen som Helhed og temmelig nær det Modstandsmoment, der svarer til Aksen *a a*, faas, naar Væggen dannes af Fag, bestaaende af (f. Eks. 6 Stk.) parvis ved Svejsning samlede Spunsvægsjern, og der mellem disse Fag indskydes et enkelt Spunsvægsjern. De skraat stillede Modstandsmoment-Akser (*c c*) i to Nabofag vil da være modsat vendt, saaledes at der for hvert af Fagene havs en Bøjningsstyrke svarende til Modstandsmomentet om Aksen (*a a*) i Væggens Plan.

Ved det i Fig. 279 viste Spunsvægsjern ligger Aksen (*c c*) for det Modstandsmoment, der er bestemmende for Væggens Bøjningsstyrke, ligeledes skraat i Forhold til Væggens Plan. Modstandsmomentet om den skraat stillede Akse er her 65 til 80 % — noget forskelligt for de forskellige Profilmumre — af Modstandsmomentet om Tyngdepunktsaksen *a a* i Væggens Plan.

Ved de i Fig. 280—282 viste Spunsvægsjern har det for Bøjningsstyrken af et enkelt fritstaaende Jern bestemmende Modstandsmoment sin Akse (*c c*) liggende skraat i Forhold til Væggens Plan, men her kommer, som det ses, disse Akser for to i Spunsvæggen sammenstødende Spunsvægsjern til at vende modsat. Ved Dimensionering af Vægge af denne Slags Spunsvægsjern, kan der derfor uden Betænkelighed regnes med Modstandsmoment om Tyngdepunktsaksen i Væggens Plan.



Fig. 283.



Fig. 284.

Undertiden bruges det at udføre Jernspunsvæg af almindelige Profiljern, f. Eks. saaledes som vist i Fig. 283 af U-Jern, hvor der til hvert andet af U-Jernene er nittet to Z-Jern, saaledes at der dannes Fals for de tilstødende U-Jerns Flanger, eller af H-Jern, saaledes som vist i Fig. 284. Saa-

vel med Hensyn til Styring af Jernene ved disses Nedramning som med Hensyn til den fremstillede Vægs Tæthed er denne Vægkonstruktion daarligere end Vægge af Spunsvægsjern.

Spunsvægsjern kræver ingen særlig Tildannelse af Hensyn til Ramningens Udførelse. Hvis Bunden, hvori Spunsvæggen skal føres ned, ikke er haard, og Spunsvægsjernene derfor gaar nogenlunde let ned, lader man Ramslaget virke direkte paa Spunsvægsjernene. Under samme Forhold kræves der heller ikke særlige Foranstaltninger til Styring af Jernene, ud over Anbringelsen af et Sæt Tvinger foroven, imellem hvilke Jernene opstilles.

Hvor Bunden er fast, og navnlig ved haard, stenet Bund, har Spunsvægsjern Tilbøjelighed til at dreje sig under Ramningen. For at modvirke saadan Drejning maa man holde Spunsvægsjernene stramt indsluttede mellem Tvinger og desuden styre den øverste Ende af Jernet ved Anvendelse af en Rammehætte. En saadan Rammehætte bestaar af en Klods (af støbt Staal), der paa den nedad vendende Side er forsynet med dybe Riller, svarende til det paagældende Spunsvægsjerns Form, saaledes at Hætten kan gribe ned om Spunsvægsjernet's øverste Ende. Rammehætten er desuden forsynet med Hager, der griber om Rambuksmæglerens Slidskinne, saaledes at Rammehætten, og dermed Spunsvægsjernet, holdes ind til og styres af Mægleren. Ramslaget overføres her gennem Rammehætten til Spunsvægsjernet.

Afretning af Spunsvæggen's Overkant ved Afskæring af Jernene bør helst undgaas, da saadan Afskæring er ret besværlig at udføre, særlig hvis den skal ske under Vand. Det paagældende Bygværks (Indfatningsvægs) Konstruktion bør derfor helst være saaledes, at det ikke har nogen Betydning, om de øverste Ender af de færdig rammede Spunsvægsjern staa lidt højere eller lidt lavere, saa at man kan bringe Spunsvægsjernene til at staa tilstrækkelig nøjagtigt i Højde ved Afpasning af Ramslagene ved den sidste Del af Ramningen. Ved Ramning af Jernspunsvægge i blød Bund, hvor Friktionen i Falsene mellem Jernene indbyrdes er stor i Forhold til Friktionen mellem Jorden og Jernene, kan det ofte ske, at et færdig rammet Spunsvægsjern trækkes noget længere ned i Bunden, naar det næst følgende Spunsvægsjern rammes.

210. Jernbetonpæle. Til Pælefundamenter, hvis Pæle naar op over Grundvandet, kan der ikke bruges Træpæle. Til saadanne Pælefundamenter anvendes sædvanlig Jernbetonpæle¹⁾. Jernbetonpæle egner sig endvidere til Pæleværker, der staa frit i Vand paa Steder, hvor der findes Pæleorm eller Pælekrebs, samt til Pælefundamenter for saadanne

¹⁾ Til saadanne Pælefundamenter anvendes ogsaa de senere omtalte Stampede-beton-Pæle.

Jernbetonbygværker, ved hvilke det er nødvendigt at have en stærk Forbindelse mellem Pælene og Bygværket, særlig i de Tilfælde, hvor der skal kunne overføres Trækpaavirkning eller Bøjningspaavirkning mellem Bygværket og Pælene.

Jernbetonpæle gives sædvanlig kvadratisk Tværsnit (almindelige Fundamentspæle) eller rektangulært Tværsnit (Spunspæle).

Kvadratiske Jernbetonpæle forsynes af Hensyn til, at de skal være tilstrækkelig stærke til at kunne taale Ramning, med en Længdearmring

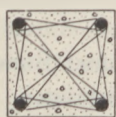
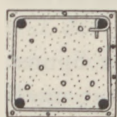


Fig. 285.

af fire Rundjern, et i hvert Hjørne (Fig. 285).

Armeringsprocenten skal være mindst $\frac{3}{4}$.

Pælens Paavirkning i det færdige Bygværk, f. Eks. Søjlepaavirkning, Bøjningspaavirkning eller Trækpaavirkning, kan medføre, at Armeringsprocenten skal være betydelig større.

Tværarmeringen kan bestaa af Bøjler af 5 mm Rundjern, omsluttende Længdejernene og følgende Pæletværsnittets Kontur, eller af Bindinger af 3 mm Jerntraad, hver Binding indeholdende 3 Traadtværsnit og forbindende to Længdejern ved samme Pæleside. Den indbyrdes Afstand mellem Bindingerne maa ikke være større end 10 Gange Længdejernenes Diameter eller større end Pælens mindste Tværmaal og som Maksimum være 20 cm. Det bruges undertiden som yderligere Tværarmering at anbringe diagonalt gaaende Bindinger. I den øverste Del af Pælen (Pælehovedet) anbringes Tværarmeringen tættere af Hensyn til, at Pælehovedet er udsat for at beskadiges ved Ramklodsens Stød. Ved Pælens nederste Ende anbringes i Reglen ligeledes Tværarmeringen noget tættere.

Pælespidsen gives i Reglen Tagform og forsynes, naar Jordbunden ikke er blød, med en Pælesko af Jernplade (f. Eks. 1,5 mm tyk). Skoen kan være befæstet til Pælen ved, at ombøjede Flige af Jernpladen ved Skoens øverste Rande er indstøbt i Pælens Beton.

Afstanden fra Pælens Yderflader til de yderst liggende Armeringsjern bør mindst være 2 cm.

Til Spunsvæg kan anvendes *Spunspæle* (Fig. 286) med Fjer og Not som ved Spunspæle af Træ. Fjeren og de Dele af Pælen, der begrænser Notene, maa forsynes med Armering (Bøjler, eventuelt i Forbindelse med Længdejern). Skal den af Spunspælene fremstillede Væg danne en mod Vand vendende Indfatningsvæg for saadan Jordfyld (f. Eks. fint Sand), der let skylles bort af Vandet, kan det være vanskeligt at faa Væggen tilstrækkelig tæt med almindelig Fjer- og Not-Forbindelse mellem Pælene. Det bruges ofte i saadant Tilfælde at forsyne Spunspælene med Not i begge Sider (Fig. 287 a) eller at gøre Fjeren saa lav, at den kun rækker lidt ind i den tilhørende Not (Fig. 287 b), paa den Del af Spunsvæggen,

der rækker op over den faste Bund, hvori Spunsvæggen er ført ned, og da efter Ramningen af Spunspælene udfylde henholdsvis de to sammenstødende Noter (a) eller den resterende Del af Noten (b) med Cementmørtel. Mørteludfyldningen udføres ved, at Mørtelen fyldes i en til Notens Størrelse afpasset lang Sæk, som med en Jernstang føres ned i Noten, efterhaanden som Mørtelen fyldes i Sækken.

Jernbetonpæle taaler ikke Ramning med saa stor Faldhøjde som den, der kan anvendes ved Ramning af Træpæle. Til Jernbetonpæle maa der derfor bruges forholdsvis tungere Ramklods end til Træpæle. Det bruges ofte at beskytte Pælehovedet mod Ramklodsens Stød ved An-



Fig. 286.

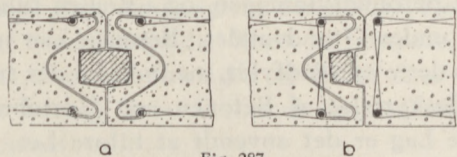


Fig. 287.

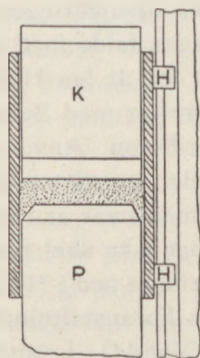


Fig. 288.

bringelse af en Stødpude paa Pælehovedet. Som Stødpude kan simpelt hen anvendes nogle Cementsække, lagt løst oven paa Pælehovedet. Eller der anvendes en Rammehætte af Jern paa Pælehovedet (Fig. 288). P er Pælen, K en Klods af Egetræ, paa hvilken Ramklodsens Stød virker. Rummet mellem Klodsens og Pælen kan være udfyldt med Træuld eller lign.. Hætten er forsynet med Hager H, der griber ind omkring Rambuksmæglerens Slidskinne, saaledes at Hætten og dermed Pælen er styret under Ramningen.

Tykke Jernbetonpæle er meget tunge og derfor vanskelige at transportere og opstille ved Rambukken. Denne Ulempe har man i nogle Tilfælde omgaaet ved at anvende rørformede Jernbetonpæle. En saadan rørformet Pæl kan, naar den er lukket med Prop i begge Ender, flyde i Vand. Efter Ramningen udfyldes Pælens Hulrum med Beton. Man har baade anvendt Rørpæle, forsynet med Pælespids, og Rørpæle, aabne i begge Ender. I sidste Tilfælde maa den i Pælen under Pælens Nedføring i Grunden indtrængende Jord fjernes. Fremstillingen af et af saadanne Rørpæle dannet Fundament er i Princippet ganske ens med Udførelse af Sænkebrønd-Fundamenter¹⁾.

1) Jfr. § 234.

211. Stampebetonpæle (ogsaa kaldet: Pæle, støbt i Jorden). Medens almindelige Jernbetonpæle fremstilles ved Støbning i liggende Forme og med Hensyn til Transport til Anbringelsesstedet og til Nedbringelse i Jordbunden behandles paa samme Maade som Pæle af Træ, fremstilles Stampebetonpæle ved Udfyldning med Beton af et paa Pælens Plads i Fundamentet tilvejebragt Hul i Jorden¹⁾. Af denne Slags Pæle haves mange forskellige Konstruktioner. De er for de flestes Vedkommende patenterede og benævnes efter den paagældende Patentindehaver.

Den simpleste Fremgangsmaade ved Fremstilling af Stampebetonpæle er den, der anvendes ved Compressor-Pæle (Dulac-Pæle). Hullet i Jorden tilvejebringes her ved Hjælp af en kegleformet Ramklods, som man lader falde med ret stor Faldhøjde saa mange Gange, som er nødvendent for at faa Hullet tilstrækkelig dybt ned i Jorden²⁾. Hullet fyldes derefter med Beton, under stadig Stampning efterhaanden som der tilføres Beton. Anvendelsen af denne Fremstillingsmaade er betinget af, at Jorden er tilstrækkelig kohæsiv, til at Hullet ikke falder sammen, inden man naar at faa udført Betonudfyldningen, og i Reglen tillige af, at Pælen ikke skal føres ned under Grundvandet. Betonen kan nemlig ikke bringes ned i Hullet, hvis dette er vandfyldt, medmindre der træffes særlige Foranstaltninger til Beskyttelse af Betonen ved Udstøbningen under Vand³⁾. I vandførende Lag er det anvendt at tilføre Ler, efterhaanden som Hullet fremstilles ved Ramning, og derved opnaaet at hindre Vandets Indtrængen, indtil Betonen er blevet anbragt og færdig stampet.

Ved Fremstilling af Hullet ved Ramning komprimeres den omgivende Jord, og ved Stampningen af Betonen trykkes noget af denne ud i Jorden omkring Pælen. Herved komprimeres Jorden yderligere, og der frembringes desuden bedre Forbindelse og tilsvarende større Friktion og Adhæsion mellem Pælen og Jorden, end Tilfældet er ved almindelige nedrammede Pæle. Med Hensyn til den fra Friktionen og Adhæsionen hidrørende Del af Pælens Bæreevne bør man dog her være opmærksom paa det i § 174 omtalte Forhold angaaende den Afstand, der mindst maa være mellem Pælene indbyrdes, for at man ud fra en f. Eks. ved Prøvebelastning konstateret Bæreevne for en isoleret staaende Pæl skal kunne drage Slutninger med Hensyn til en Pælegruppes Bæreevne. Hvis Pælene staaer med saa lille indbyrdes Afstand, at de Jordlegemer, gennem

¹⁾ Det er undertiden brugt at fylde Hullet med Sand i Stedet for med Beton: *Sandpæle* (jfr. § 246).

²⁾ Det anvendes ogsaa at tilvejebringe Hullet i Jorden ved at ramme en Pæl og trække den op igen, eller ved Boring med Jordbor.

³⁾ Støbning gennem Rør (jfr. § 228) som ved de senere omtalte *Abas-Lorenz's Pæle*.

hvilke Pæletrykkene overføres til Undergrunden, griber ind i hverandre, er Pælefundamentets samlede Bæreevne ikke bestemt af, hvor stor Belastning hver af Pælene kan taale, men bestemt af Størrelsen af hele Pælefundamentets Trykareal i den vandrette Snitflade i Pælespidsernes Dybde og af Jordbundens Bæreevne i denne Dybde. I jo højere Grad den enkelte Pæls Bæreevne — for Belastning alene paa den enkelte Pæl — forøges som Følge af den ved Pælens Fremstilling tilvejebragte Kompression af den omgivende Jord, desto større er den for den fulde Udnyttelse af de enkelte Pæles Bæreevne paakrævede Minimumsafstand mellem Pælene.

Ved de fleste Metoder til Fremstilling af Stampebetonpæle anvendes der Jernrør ved Tilvejebringelsen af det Hul i Jorden, der udfyldes med Beton. Ved nogle af disse Metoder forbliver Jernrøret i Jorden, ved andre genvindes Jernrøret, idet det trækkes op samtidig med, at Betonfyldningen finder Sted.

Af de Fremstillingsmaader, ved hvilke Jernrøret forbliver i Jorden, er den af Raymond angivne den ældste. Der anvendes her et svagt konisk Rør af tynd Jernplade. Røret er forneden lukket med en som Pælespids formet Sko. Nedføringen af Røret sker ved Ramning paa en inden i Røret anbragt konisk formet Rammekærne, der tages op, naar Røret er rammet.

Ved Mast-Pæle anvendes ligeledes et Rør (cylindrisk eller svagt konisk) af tynd Jernplade. Røret er forneden lukket med en som Pælespids formet Prop af Træ eller af Jern. Denne Prop er saa solidt forbundet med Røret, at dettes Nedføring kan ske ved, at Ramslaget overføres til Proppen, idet der anvendes en i hele Rørets Længde gaaende Paasætter af Træ eller af Jern. Ved almindelig Pæleramning, hvor Ramslaget virker paa Pælehovedet, kommer Pælen for hvert Ramslag i Svingninger, og disse forplanter sig til den omgivende Jordbund og kan frembringe Rystelser, der maaske kan være generende eller skadelige (f. Eks., hvis der tæt ved det Sted, hvor Pæleramningen foregaar, findes daarligt funderede Bygværker). Saadanne Rystelser i Jordbunden undgaas eller bliver mindre stærke, naar Ramslaget, saaledes som det sker ved Fremstilling af Mast-Pæle, virker gennem Paasætter paa Proppen ved Rørets nedre Ende.

Stampebetonpæle, ved hvilke Jernrøret forbliver i Jorden, har den Mangel, at Røret i Tidens Løb kan rusttæres. Idet der herved opstaar Hulrum mellem Betonpælen og den omgivende Jord, formindskes den Del af Pælens Bæreevne, der hidrører fra Friktionen mellem Pælen og den omgivende Jord.

Til Stampebetonpæle, ved hvilke Jernrøret trækkes op, kan anvendes et Rør, der forneden er forsynet med en i Røret løst siddende Pæle-

spids. Efterhaanden som Betonfyldningen finder Sted og under stadig Stampning af Betonen med en gennem Røret faldende Ramklods, trækkes Røret op, idet man under Rørets Optrækning hele Tiden holder Rørets Rand lidt neden for Overfladen af den indfyldte Betonmasse. Ved denne Fremgangsmaade opnaas, at der presses Beton ud i Jorden paa lignende Maade, som det sker ved *Compressol-Pæle*. Pælespidsen, som forbliver nede i Jorden, kan være af Jern eller af Jernbeton. Til Fremstilling af *Simplex-Pæle* anvendes et Rør, der forneden er forsynet med

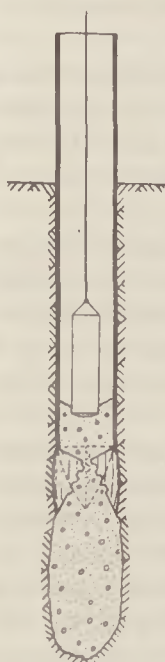


Fig. 289.

en saakaldet *Alligator-Spids* (Fig. 289). Spidsen er af Støbejern eller af Staal og delt i to Dele, som hver er befæstet til Røret med et Hængsel. Naar Røret er rammet ned til fuld Dybde, begynder Betonudfyldningen. Samtidig med, at der fyldes Beton i Røret, trækkes dette op lidt efter lidt. Under Optrækningen aabner Spidsen sig, saaledes at Betonen kan passere ned under Spidsen. Hvis Pælen skal føres ned under Grundvandet, maa Betonudfyldningen til at begynde med ske paa samme Maade som ved almindelig Betonstøbning under Vand.

Ved Fremstilling af *Franki-Pæle* (*Frankignoul-Pæle*) anvendes ikke nogen egentlig Spids paa Røret. Røret anbringes staaende paa Jorden, og der hældes en mindre Mængde Beton ned i det (Fig. 290). Der rammes derefter med en svær, forneden kegleformet Ramklods paa denne Betonprop, hvorved Be-

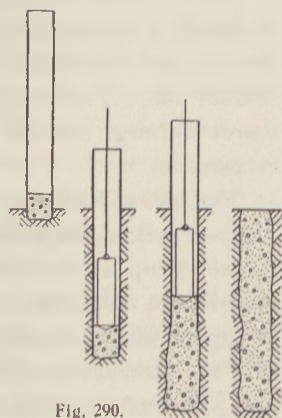


Fig. 290.

tonen presses saa stærkt ud i Røret, at Betonproppen ved fortsat Ramning paa denne trækker Røret ned i Jorden. Hvis der er for stor Modstand mod Rørets Nedføring, til at Betonproppen kan trække Røret med sig ned, belastes Røret, eller der rammes med lette Ramslag paa det. Idet der ved Fremstilling af *Franki-Pæle* alene eller hovedsagelig rammes paa Betonproppen, haves der ved denne Slags Pæle de samme Forhold med Hensyn til Undgaaelse af Rystelser som ved Pæle udført efter System *Mast*. Den videre Udførelse af Arbejdet — Udstøbning af Beton, Stampning af denne og Optrækning af Røret — foregaar iøvrigt paa samme Maade som ved Fremstilling af *Simplex-Pæle*. Ved *Franki-Pæle* hindrer Betonproppen Grundvandet i at trænge ind i Røret, saaledes at der her ikke kræves særlige Foranstaltninger ved den videre

Betonfyldning, hvis Pælene skal føres ned under Grundvandspejlet.

Ved Fremstilling af *Strausz-Pæle*, *Aba-Lorenz-Pæle* og *Wolfsholz-Pæle* føres Røret ned uden Ramning. Nedføringen sker ved, at man drejer Røret, idet det samtidig belastes, og fjerner den inden for Røret værende Jord, d. v. s. paa lignende Maade som Nedføring af Foringsrør ved Jordboring. Rystelser i den omgivende Jordbund undgaas helt ved denne Fremgangsmaade. Som ved de foran omtalte Pæle udfyldes Røret her med Beton, og Røret trækkes op under Betonudfyldningen. *Aba-Lorenz-Pæle* forsynes med en Fortykkelse (Pælefod) ved Pæleens nederste Ende (Fig. 291), idet Hullet i Jorden udvides under Rørets Kant ved Løsning af Jorden med et særligt Skæ-reapparat (Fig. 291 a) og Optagning af den saaledes løsnede Jord. Betonudfyldning af den under Grundvandspejlet værende Del af Røret sker gennem et tyndere Rør (paa samme Maade som ved Betonstøbning under Vand, jfr. § 228, Betonstøbning gennem Rør). Ved *Wolfsholz-Pælene* sker Betonudfyldningen med Anvendelse af Trykluft. Efter Rørets Nedføring lukkes Røret foroven med et Dæksel. Der tilføres derefter Trykluft, saaledes at det i Røret staaende Grundvand fortrænges og gennem en, ligeledes under Tryk staaende Ledning tilføres Betonen. Naar Betonen er naaet et Stykke op i Røret, forøges Luftrykket, hvorved Betonen komprimeres og presses noget ud i den omgivende Jord neden for Rørets Kant, og ved yderligere Forøgelse af Luftrykket hæves Røret et Stykke. Der tilføres derefter atter Beton, og den før nævnte Operation gentages.

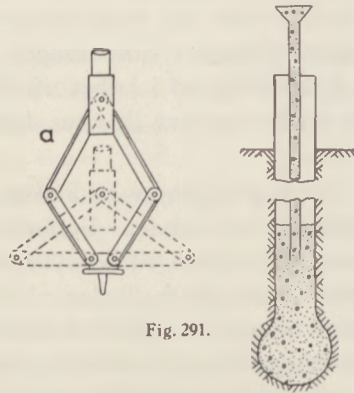


Fig. 291.

3. Nedskylning af Pæle.

212. I Bund, der bestaar af Sand (eller af Grus), kan Pæle bringes ned ved Skylning. Denne Metode til Nedføring af Pæle grunder sig paa, at Sand, i hvis Porer der foregaar Vandstrømning under nogenlunde stort Tryk, derved omdannes til Flydesand¹⁾. Idet Flydesand forholder sig som en Vædske, vil et Legeme, hvis Vægt er større end Vægten af den af Legemet fortrængte Mængde Flydesand, eller paa hvilket der udøves et tilsvarende Tryk, synke ned i Flydesandet. Størrelsen af det for Sandets Omdannelse til Flydesand fornødne Vandtryk i Sandets Porer afhænger af Sandets Kornstørrelse, Lejringsstæthed og Kornform. Jo fi-

¹⁾ Jfr. § 75.

nere Sandet er, og jo løsere det er lejret, samt jo mindre dets Indhold af skælformede Korn er, desto mindre Vandtryk i Porerne kræves der til Sandets Omdannelse til Flydesand.

Trykkes et Jernrør lidt ned i Sandbund, og føres der derefter Trykvand ned gennem Røret, vil det ved Rørmundingen udstømmende Vand omdanne Sandet omkring Rørmundingen til Flydesand, saaledes at Røret synker ved sin egen Vægt, og den omkring Røret opadgaende Vandstrøm bevirker, at Sandet fra Rørmundingen og opefter til Sandets Overflade holder sig som Flydesand, saalænge der pumpes Vand gennem Røret. Ophører Tilledningen af Trykvand, lejrer Sandet sig atter fast, i Almindelighed i Løbet af nogle Minutter, og Røret kommer derved til at sidde omtrent lige saa fast i Sandet, som hvis det var rammet ned deri.

Man kan bringe en Pæl ned i Grunden ved først at føre et Skyllerør ned til den Dybde, i hvilken Pælespidsen skal staa, tage Røret op, medens der endnu tilføres Trykvand, og hurtigt derefter anbringe Pælen paa Rørets Plads. Pælen vil da paa Grund af, at der, som nævnt, hængaar nogen Tid, inden Sandet atter lejrer sig, synke ned i Flydesandet. Hvis Pælen er for let til at synke ned i Flydesandet, maa den belastes, og Trykket maa ikke tages bort fra Pælen, før Sandet har faaet Tid til at lejre sig tæt om Pælen, da den ellers atter løftes til Vejrs. Det er dog kun undtagelsesvis, at denne Fremgangsmaade benyttes i Praksis til Nedskylning af Pæle (og da kun til smaa Pæle). Dens Anvendelse er betinget af, at Sandet er meget fint, saaledes at det varer forholdsvis længe efter Pumpningens Ophør, inden Sandet atter har lejret sig fast.

Den almindelige Fremgangsmaade ved Nedskylning af Pæle er, at Pæl og Skyllerør føres ned samtidig. Man er nødsaget til at have Pælen styret, medens den føres ned i Grunden, og endvidere er det hensigtsmæssigt, at Pælen belastes, eller at der rammes paa den under Nedskylningen. Ved Nedskylning af Pæle benytter man derfor gerne en almindelig Rambuk. Denne er da foruden med det sædvanlige Udstyr forsynet med en Trykvandspumpe. Røret, der skal føres ned i Sandbunden, kan være et almindeligt trukket Rør (4 til 10 cm Rørdiameter), ophængt saaledes i Rambukkens Mægler, at det kan føres ned i Sandbunden, og forbundet med Pumpens Trykledning med en Spiralslange. Under Pælens Nedføring holdes Skyllerøret tæt op til Pælen og bevæges stadig lidt op og ned, og til Siden, for derved at faa det Volumen Sand, som af Trykvandsstraalen omdannes til Flydesand, tilstrækkelig stort, til at Pælen kan synke ned i Sandet. I Almindelighed er Skyllerøret ikke forsynet med Spids. Trykvandet strømmer da blot ud fra Rørmundingen. Undertiden bruges det at forsyne Skyllerøret med særlig Spids og i denne have dels en i Rørets Akse siddende Udstømningsaabning, dels nogle lidt oven

over denne siddende Udstrømningshuller, saaledes at der faas baade en efter Rørets Akse rettet Vandstraale og flere vinkelret paa denne Akse gaaende Vandstraaler. Hensigten med de tværs paa Røret rettede Vandstraaler er at forøge Flydesandsvolumenet.

Hvis der kun anvendes et enkelt Skyllerør, er Pælen tilbøjelig til under Nedføringen at vandre til Siden, hen mod Skyllerøret. Det er derfor bedre at bruge to Skyllerør samtidig, et ved hver Side af Pælen. Ved Jernbetonpæle bruges det undertiden at have et Skyllerør indstøbt i Pælen (midt i denne).

Ramning med smaa Ramslag fremmer Pælens Nedsynkning. Ramning med kraftige Ramslag kan, navnlig i fint Sand, have den modsatte Virkning, idet Sandet komprimeres saa meget ved Ramningen, at Skyllendet ikke er i Stand til at løsne det.

I Sandbund er det sædvanlig betydelig lettere at bringe Pæle ned ved Skylning end ved Ramning. Ved Nedskylning af Pæle er der den Mangel i Forhold til Pælens Nedbringelse ved Ramning, at Sandet omkring Pælen ikke komprimeres, og at Friktionen mellem Sandet og Pælen og dermed dennes Bæreevne derfor er mindre end en nedrammet Pælens Bæreevne, og tillige den Mangel, at man ikke, saaledes som Tilfældet er ved nedrammede Pæle, af Pælens Nedsynkningsmodstand under dens Nedføring faar nogen Oplysning, der kan tjene til Bestemmelse af Pælens Bæreevne. Hvor det drejer sig om egentlige Fundamentspæle, kan det være nødvendigt, at man, efter at Pælen er ført ned ved Skylning og har staaet nogen Tid i Ro, bringer Pælen noget længere ned i Bunden ved Ramning. Herved komprimeres Sandet under Pælenspidsen, saaledes at der faas fuld Spidsmodstand, og af Nedsynkningen ved denne Efterramning kan Bæreevnen bestemmes paa sædvanlig Maade. En Fordel ved Nedskylning af Pæle er, at Pælene ikke er udsat for at beskadiges, saaledes som de er ved Ramning. Dette Forhold kan have nogen Betydning, hvor det drejer sig om Jernbetonpæle.

Rørpæle af Jern (eller af Jernbeton) egner sig særligt til at bringes ned ved Skylning, idet Skyllerøret da dannes af selve Rørpælen. Denne forsynes forneden med et tilspidset Formstykke med Udstrømningsaabninger for Trykvandet. En særlig Slags Pæle, de saakaldte Skivepæle, der bestaar af en Rørpæl (af Jern) forneden forsynet med en Fodplade med større Diameter end Rørpælen, kan kun bringes ned ved Skylning. Vandet strømmer her ud gennem en (central) eller flere Aabninger i Fodpladen.

Til Nedskylning af Pæle anvendes Pumper med Ydeevne 10 til 70 l/Sek. og 3 til 10 at Tryk, større eller mindre Vandmængde og Tryk, efter som Pælene er svære eller spinkle, og efter som den paagældende Sandbund er mer eller mindre vanskelig at omdanne til Flydesand.

4. Skruerpæle.

213. Skruerpæle anvendes forholdsvis sjældent og kun under ganske særlige Forhold, f. Eks. til Pælefundament tæt ved et skrøbeligt Bygwerk, der ikke vilde kunne taale de med Pæleramning forbundne Ry-

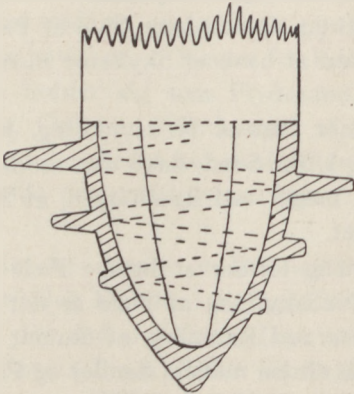


Fig. 292

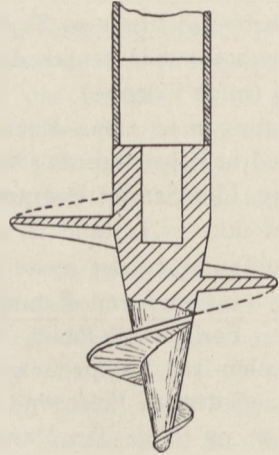


Fig. 293.

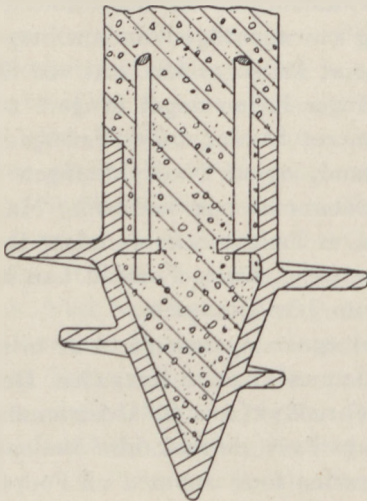


Fig. 294.

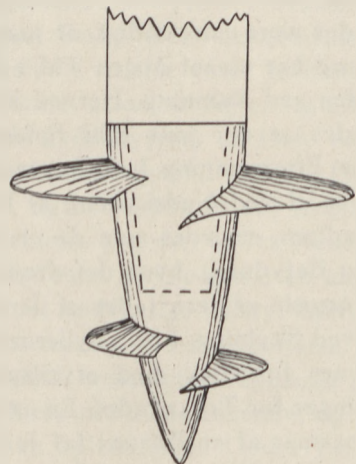


Fig. 295.

stelser i Jordbunden. Til Pæle, der skal kunne taale at paavirktes til Op-
trækning, kan det ogsaa undertiden være fordelagtigt at anvende Skruer-
pæle. En Pæl, der skal bringes ned i Grunden ved Skruning, maa være
cylindrisk og forsynet med en med Skruægænger udstyret Pælesko. Denne

skal være solidt befæstet til Pælen. Forbindelsen mellem Pæl og Pælesko er vanskelig at udføre tilstrækkelig stærk, vanskeligst, hvis Pælen er af Træ, mindre vanskelig, hvis det er Jernpæle (Rørpæle) eller Jernbetonpæle.

I Fig. 292—94 er vist Sko af Støbejern til henholdsvis Træpæl, Rørpæl af Jern og Jernbetonpæl. Ved Pæle af Træ gaar Pælen med en seksidet (eller firsidet) Tap stramt ned i Skoen. Denne fastgøres med Skruer til Træpælels Tap. Ved Rørpæle har Skoen et firsidet Taphul, hvori er befæstet en massiv Jerntap. Dennes øverste cylindriske Del er klemt fast i Rørpælen og befæstet til denne med Nitter. Ved Jernbetonpæle kan Forbindelsen mellem Pæl og Pælesko tilvejebringes ved, at Pælels langsgaaende Armeringsjern føres ned i Huller i en indvendig i Skoen siddende Flange.

Skruepæles Anvendelse er i Almindelighed betinget af, at Bunden er fri for Sten.

I Fig. 295 er vist en Skruépælesko, som er noget bedre anvendelig end de i Fig. 292—294 viste, i Tilfælde af, at Bunden ikke er stenfri. Pæleskoens Skruerflade er her delt i flere adskilt siddende Dele.

Nedføring af en Skruépæl foregaar ved, at man, efter at have tilvejebragt et lille Hul i Jordbunden (f. Eks. ved at man rammer en Pæl og trækker denne op igen) og derefter anbragt Skruépælels Spids i dette Hul, drejer Pælen rundt. Paa Pælels øverste Ende sættes en Skruenøgle, bestaaende af en svær Jernstang med en Hætte, der gaar ned om det som en firsidet Tap tildannede Pælehoved. Paa Skruenøglen fastkiles et Nav med Huller, i hvilke der kan stikkes Træbomme (Haandspager) ind. Pælels Drejning sker ved, at der paa hver af disse Bomme virker en eller to Mand paa samme Maade som i et Gangspil.

X. FREMSTILLING AF BYGGEGRUBE.

214. Et Bygværks Fundament skal i Almindelighed føres et Stykke ned under Jordoverfladen ¹⁾. Udførelsen af Fundamentet kræver derfor (naar der ikke anvendes særlige Funderingsmetoder som f. Eks. Pælefundering eller Trykluffundering), at der tilvejebringes en Byggegrube med Bunden liggende i Fundamentsfladens Dybde. Hvis Jordbunden i Jordoverfladen har en for det paagældende Bygværk tilstrækkelig stor Bæreevne, føres Fundamentsfladen blot ned til frostfri Dybde (her i Danmark: ca. 1 m). Ellers er Funderingsdybden sædvanlig bestemt ved den Dybde, i hvilken Jordbunden det paagældende Sted har tilstrækkelig Bæreevne.

Hvis Jorden kan staa med lodrette Vægge helt til Byggegrubens Bund, kræver Fremstilling af Byggegruben ingen særlige Foranstaltninger. Hvor stor den Højde er, i hvilken Jorden kan staa med lodret Væg uden Afstivning, afhænger af Jordens Beskaffenhed. Jo mere kohæsiv Jorden er, i desto større Højde kan den staa med lodret Væg. I Jordbund bestaaende af meget fast Ler med stort Indhold af Sten kan Jordvæggens Højde være 3 til 4 m eller mere; ved saa stor Højde af en uafstivet Jordvæg er der dog altid nogen Fare for, at Jorden kan skride ud. Ved almindeligt sandblandet Ler regnes sædvanlig med, at Jorden under iøvrigt gunstige Forhold kan staa med lodret Væg i 1 til 1,5 m Højde.

Den for Fremstilling af en Byggegrube fornødne Udgravning bestaar, hvis der ikke er Vand i Byggegruben, i et almindeligt Jordarbejde. Hertil anvendes de sædvanlig benyttede Fremgangsmaader og Redskaber. Ved Udgravningsarbejder af mindre Omfang: Haandgravning og Transport af Jorden i Trillebøre eller paa Transportbaand; ved større Udgravningsarbejder: De almindelige til Tørgravning indrettede Gravemaskiner (Spandkædemaskiner, Skovlmaskiner) og Transport af Jorden i Tipvogne paa Skinnespor. Ved dyb Byggegrube kan det, hvis der anvendes Haandgravning, være fordelagtigt at transportere Jorden op fra Byggegruben, ved at Jorden hejses op i en i Kran hængende Spand. Fra denne fyldes Jorden i Tipvogne, der kører paa et oven for Byggegruben liggende Spor. Hvis der anvendes Gravemaskine i Byggegruben og Tipvogne til Transport af Jorden, maa Tipvognssporet føres ad en Rampe op til Terrænet uden for Byggegruben, eller det kan ordnes saaledes, at Tipvognskas-

¹⁾ For Bygværker, der staa frit i Vand, gælder dette ikke som almindelig Regel. Saadanne Bygværker opføres i de fleste Tilfælde hvilende direkte paa Jordbundens Overflade.

serne løftes med Kran fra de i Byggegruben staaende Tipvognsstel og anbringes paa Tipvognsstel, der kører paa et oven for Byggegruben liggende Spor.

Hvis Udgravningen skal ske under Vand, kan der i de særlige Tilfælde, hvor Udgravningen finder Sted, forinden Byggestedet omgives med Fangedæmning, anvendes Uddybningsmaskine. I andre Tilfælde maa der anvendes særlige Fremgangsmaader og Redskaber (se herom: § 236).

215. Indfatningsvægge for Byggegruber over Grundvandet. Hvis Byggegrubens Dybde er større end den Højde, i hvilken Jorden kan staa med lodret Væg, og man vil undgaa den Forøgelse i Udgravningsmængde, som fremkommer, naar man lader Jorden langs Byggegrubens Omkreds staa med den for den paagældende Jordart fornødne Skraaning¹⁾, maa Byggegruben forsynes med lodrette Indfatningsvægge til Afstivning af Jorden.

Indfatningsvægge, hvis Bestemmelse alene er at danne Afstivning for Jorden, udføres sædvanlig af Træ.

Ved kohæsiv Jord (Ler, sandblandet Ler) kan saadanne Indfatningsvægge, hvis Byggegruben er forholdsvis smal, udføres af vandret liggende Planker, saaledes som vist i Fig. 296. Plankevæggene behøver ikke at være tætte, idet Jorden paa Grund af Kohæsionen er i nogen Grad sammenhængende. Lysningen mellem Plankerne kan for oven være 0,3 til 0,6 m, mindre, jo løsere Jorden er, og aftagende ned mod Byggegrubens Bund. De to Plankevægge kan afstives mod hinanden, ved at der anbringes lodret stillede Planker, f. Eks. i 2 m indbyrdes Afstand, og mellem disse Planker tværgaaende Sprosser af Tømmer. Ved denne Konstruktion af Indfatningsvæg maa der for hver Gang, der skal anbringes en ny af de vandrette Planker, graves et Stykke ned under den sidst anbragte Planke. Jorden kommer saaledes her til at staa uafstivet, indtil den ny Planke er anbragt og understøttet med Sprosser.

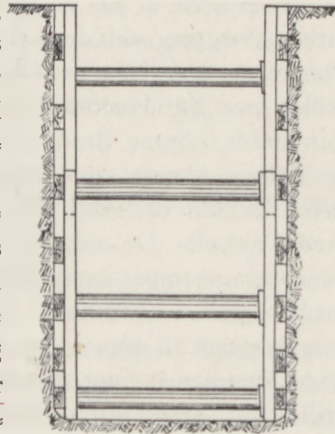


Fig. 296.

Hvis Jorden ikke er tilstrækkelig kohæsiv (Sand, lerblandet Sand o. l.), til at en saadan Undergravning kan foretages, uden at Jorden fra

¹⁾ Denne Forøgelse i Udgravningsmængde spiller større Rolle, jo længere Byggegrubens Omkreds er i Forhold til Byggegrubens Areal. Den har særlig Betydning ved lange, smalle Byggegruber.

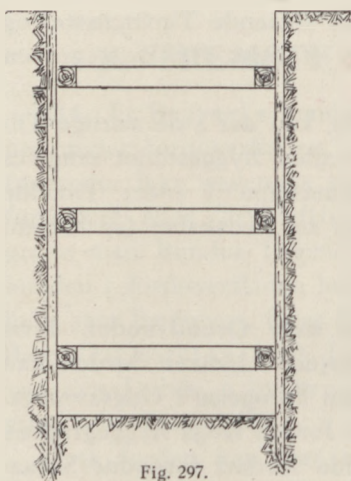


Fig. 297.

Siden falder ind i Byggegruben, og Indfatningsvæggen derfor maa række et Stykke ned under Udgravningens Bund, udføres Indfatningsvæggen af lodret og tæt stillede Planker, der med Rambuk rammes ned i Jorden, efterhaanden som Byggegruben udgraves. (Fig. 297). I Sandbund maa Indfatningsvæggen for at blive tilstrækkelig tæt for det meste udføres som Spunsvæg. Til Afstøtning af de to Plankevægge mod hinanden haves her langsgaaende vandrette Tømmer og mellem disse tværgaaende Sprosser. De langsgaaende Tømmer og Sprosserne anbringes, efterhaanden som Udgravningen skrider frem. Rambukken til

Nedramning af Plankerne kører langs Byggegruben oven for denne. Ved denne Konstruktion af Indfatningsvæg skal Plankerne være saa lange, at de naar fra Byggegrubens Overkant til et Stykke (f. Eks. 0,5 m) under Byggegrubens Grund.

Anvendelse af saa lange Planker kan man undgaa ved at udføre Indfatningsvæggen saaledes, som vist i Fig. 298.

Plankerne, der her er forholdsvis korte, stilles med lidt Hældning, saaledes at man kan holde samme Bredde af Byggegruben forneden i denne som foroven, og drives ned i Jorden ved Slag med Mukkert eller med Trækølle. De enkelte Dele af Plankevæggene anbringes samtidig med, at Byggegruben graves ud. Naar f. Eks. Udgravningen er naaet til *ab*, anbringes de langsgaaende Tømmer *c*, hvorefter Plankerne *d* opstilles, og Tømmerne *e* og Sprosserne *f* sættes paa Plads. Derefter rammes Plankerne ned, følgende den videre Udgravning saaledes, at Plankerne er kommet ned i Stillingen *d₁*, naar Udgravningen er naaet til *a₁ b₁*.

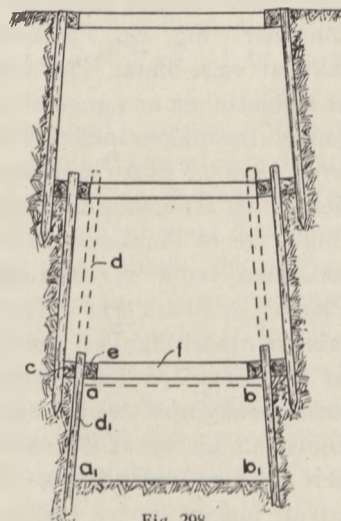


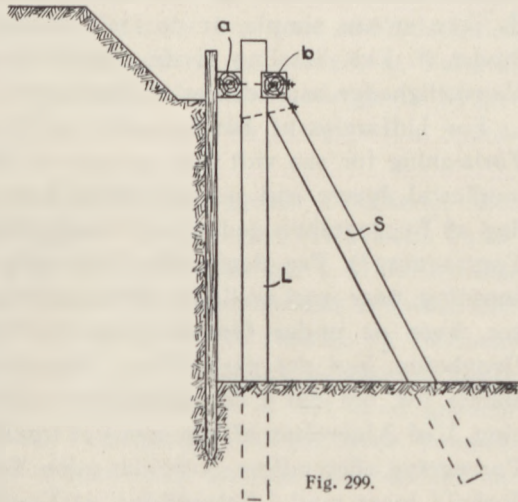
Fig. 298.

Ved smalle Byggegruber, hvor man kan afstive de to modstaaende Indfatningsvægge mod hinanden ved tværgaaende Sprosser, som ovenfor omtalt, kan man ved at gøre den lodrette Afstand mellem Væggens Understøtninger passende lille reducere den fra Jordtrykket hidrørende Bøjningspaavirkning paa Væggen saa

meget, at det ikke bliver denne Bøjningspaavirkning, der er bestemmende for, hvor svære Væggens Planker skal være. Plankerne skal da blot være saa tykke, at de er tilstrækkelig stive til at kunne rammes. Sædvanlig udføres Indfatningsvæggen af 4 til 8 cm tykke Planker.

Ved brede Byggegruber maa hver af Byggegrubens Indfatningsvægge understøttes for sig. Der kan i Reglen kun faas to Understøtninger for Væggen, en forneden, hvor Plankerne er rammet ned under Byggegrubens Bund (passivt Jordtryk paa den under Bunden værende Del af Væggen), og en foroven i Højde med Jordoverfladen eller et lille Stykke under denne. Ved saadanne Indfatningsvægge er det ofte Bøjningspaavirkningen fra Jordtrykket paa Væggen, der er bestemmende for Væggykkelsen. Hvis Byggegrubens Dybde er stor, maa Væggen udføres som Pælevæg af ret svære Pæle, eller der maa anvendes Jernspunsvæg.

Væggens Understøtning foroven kan tilvejebringes ved Hjælp af Pælebukke, saaledes som vist i Fig. 299. Man rammer først Skraapælene *S* og tildanner dem med lodret Flade paa den mod Indfatningsvæggen vendende Side, saaledes at de tilhørende Lodpæle *L* derefter kan rammes i rigtig Stilling, tæt op mod Skraapælene. Lodpælene forsynes med et Sæt Tvinger, Tømmerne *a* og *b*, der befæstes til Lodpælene med Skruebolte. Det Tømmer (*b*), mod



hvilket Skraapælene støtter, lægges ind i Udskramninger i Lodpælene. Skraapæl og Lodpæl sammenholdes med en Skruebolt. Støttende mod Tømmeret *a* kan derefter Spunsvæggens Pæle (eller Spunsvægsjern) rammes ned, enten straks til fuld Dybde, eller saaledes, at Ramning og Udgravning følges ad. I Stedet for at have Skraapælene staaende ret ud for de tilhørende Lodpæle, og Lod- og Skraapæle indbyrdes forbundne med Skruebolte, saaledes som nævnt, kan man have Skraapælene staaende lidt til Siden for Lodpælene og lade Skraapælene gribe med Gedefod om Tømmeret *b*.

216. Byggegruber under Grundvandet. Opførelse af Bygværker, hvor Fundamentet og maaske større eller mindre Dele af selve Bygværket

1) skal ligge under Grundvandspejlet det paagældende Sted, kan ske, enten ved at man foretager Udgravningen af Byggegrube og Udførelsen af de paagældende Dele af Bygværket under Vand, idet man da til Udgravningen maa benytte dertil særlig egnede Redskaber og Maskiner, og til Bygværket maa anvende saadanne Konstruktioner, som kan udføres under Vand, eller Opførelsen kan ske ved, at man udfører hele Arbejdet under Tørlægning (tørlagt Byggegrube), idet man da, medens Udgravningen af Byggegruben foregaar, og videre ved Udførelsen af de under Grundvandspejlet liggende Dele af Bygværket, holder Byggegruben tør ved Udpumpning af det til Byggegruben kommende Vand.

2) Hvis de under Grundvandspejlet liggende Dele af Bygværket skal fremstiles af Murværk eller af Jernbeton, er det nødvendigt at anvende Tørlægning, og det samme er Tilfældet, naar der i disse Bygværksdele indgaar Konstruktioner af Træ eller af Jern — hvis disse Konstruktioner da ikke er saa simple, at de Dele af Arbejdet, der skal udføres paa Stedet (f. Eks. Samling af de enkelte Konstruktionsdele), uden større Vanskeligheder kan udføres af Dykker.

For Udførelse af Fundamenter og Bygværksdele af Grovbeton er Tørlægning for saa vidt ikke paakrævet. Betonstøbning under Vand er imidlertid dyrere end at støbe Beton tørt, og med Hensyn til Fremstilling af Byggegruben gælder, at Vaadgravning sædvanlig er dyrere end Tørgravning¹⁾. Paa den anden Side sparer man Udgifterne til Vandlænsning, naar man undlader Tørlægning af Byggegruben. Ved Bygværker, hvor de under Grundvandspejlet liggende Dele helt bestaar af Grovbeton, kan det derfor være Bekostningshensynet, der er bestemmende for, om der i det paagældende Tilfælde bør anvendes Tørlægning. Ved Afgørelsen af, om man i et foreliggende Tilfælde skal anvende Tørlægning eller udføre Arbejdet uden Tørlægning, maa dog ogsaa det Forhold tages med i Betragtning, at Kvaliteten (Styrke og Tæthed) af Beton støbt under Vand i Almindelighed er betydelig ringere end Kvaliteten af Beton, der er fremstillet i tør Byggegrube, og endvidere, at det ved Anvendelse af Tørlægning er let at kontrollere Arbejdets Udførelse og at sikre sig, at Arbejdet udføres godt, medens det er meget vanskeligt eller ugørligt at foretage Kontrollering og Prøvning, naar Arbejdet udføres under Vand.

I Almindelighed vil man altid foretrække at udføre de under Grundvandspejlet liggende Dele af et Bygværk i tør Byggegrube, hvis Tørlægning er praktisk gennemførlig og ikke er forbundet med alt for stor

¹⁾ Hvis Bunden bestaar af Sand, saaledes at der kan anvendes Sandpumpning ved Byggegrubens Udgravning, er Fremstilling af Byggegruben under Vand i Reglen billigere, end hvis der anvendes Tørgravning.

Udgiftsforøgelse. Meget ofte stiller Sagen med Hensyn til Valget mellem at anvende Tørlægning eller at udføre de paagældende Bygværksdele under Vand sig forøvrigt saaledes, at det ikke er Bygværkets Konstruktion, der er givet paa Forhaand og Udførelsesmaaden (Tørlægning eller Udførelse i Vand) bestemt af Bygværkets Konstruktion, men at man derimod maa lade Bygværkets Konstruktion være helt eller i væsentlig Grad bestemt af, om det i det foreliggende Tilfælde er muligt eller økonomisk rimeligt at anvende Tørlægning, eller om man er nødsaget til at maatte indrette sig paa at udføre Bygværket uden Tørlægning.

Indfatningsvægge til Byggegruber, der naar ned i Grundvandet, maa være saa tætte, at der ved Vandtilstrømningen gennem Væggens Utætheder ikke kan føres Jordpartikler gennem Væggen, d. v. s. Væggene skal være jordtætte. Hvis Væggene ikke er jordtætte, dannes der Hulrum i Jorden uden for Væggene, og dette bevirker, at Modstanden mod Vandbevægelsen i Jorden bliver mindre, og derved, at Vandtilstrømningen til Byggegruben bliver større. Indfatningsvægge til Byggegruber, der naar ned i Grundvandet, udføres derfor i Reglen som Spunsvægge (af Træ eller Jern).

Foruden fra Siderne gennem Indfatningsvæggenes Utætheder sker der ogsaa Vandtilstrømning til Byggegruben fra neden. Hvis denne Vandtilstrømning op gennem Byggegrubens Bund er saa stærk, at Jorden løsnes og føres med det indstrømmende Vand, formindskes efterhaanden Jordbundens Lejringstæthed (Hulrummene bliver større), og Jordbundens Bæreevne bliver derved mindre. Hvis Bunden bestaar af Sand, kan det ske, at Sandet omdannes til Flydesand af det opad gennem Sandets Porer strømmende Vand. I saadanne Tilfælde, hvor Vandbevægelsen op gennem Bunden er i Stand til at forringe Jordbundens naturlige Lejringstæthed og derved forringe Jordbundens Bæreevne, og da navnlig i de Tilfælde, hvor Bunden omdannes til Flydesand, kan Tørlægning paa almindelig Maade (med Vandlæsning fra selve Byggegruben) ikke anvendes.

Hvis Jordbunden er Ler eller en Blanding af Sand og Ler med nogenlunde rigeligt Indhold af Ler, er der sædvanlig ingen Vanskeligheder ved Fremstilling af tør Byggegrube. Paa Grund af Jordbundens ringe Permeabilitet er Vandtilstrømningen saa lille, at Jorden ikke løsnes af det op gennem Byggegrubens Bund kommende Vand.

Jo mere porøs Jorden er, til desto større Dybde under Byggegrubens Bund maa Indfatningsvæggen føres ned for derved at formindske Vandtilstrømningen op gennem Byggegrubens Bund.

Hvis der et Stykke under Byggegrubens Bund findes et vandførende

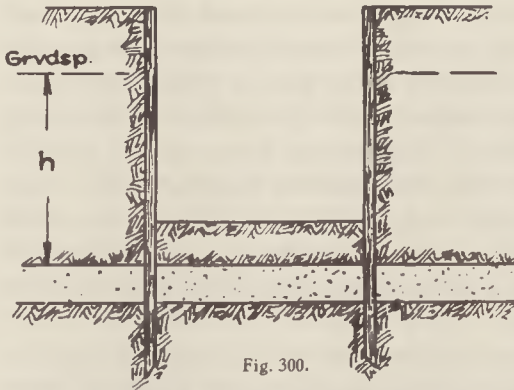


Fig. 300.

porøst Jordlag, f. Eks. Sand, saaledes som fremstillet i Fig. 300, er Forholdene mere vanskelige for Udførelse af Arbejdet i tør Byggegrube.

I Overfladen af Sandlaget vil der være et Vandtryk (h) svarende til Sandlagets Grundvandstryk, og hvis dette Tryk er større end Vægten (pr. Arealenhed af Byggegrubens Bund) af det overliggende

Jordlag, vil dette blive løftet. Herved fremkommer der Sprækker i dette Jordlag, og gennem disse vil der fremkomme stærk Vandtilstrømning, som ødelægger den ellers bæredygtige Jordbund. For at undgå, at Byggegrunden inde i Gruben sprænges og ødelægges, saaledes som her nævnt, maa man forinden Udgravningen af Byggegruben føre Indfatningsvæggene ned gennem det vandførende porøse Lag for derved at afskære Vandbevægelsen i dette. Til en saadan Væg, der skal tjene til at formindske Vandtrykket paa Undersiden af det inde i Byggegruben liggende Jordlag, stilles der betydelig større Krav i Henseende til Væggenes Tæthed end til almindelige Indfatningsvægge for Byggegruber. For at Vandtrykket paa Jordlagets Underside skal blive mindre (eller væsentlig mindre), end det vilde være uden Afskæring af Sandlaget, maa Væggen være saa tæt, at Modstanden mod Vandbevægelsen gennem Væggen er betydelig større end Modstanden mod Vandbevægelsen gennem det over Sandlaget liggende Jordlag inde i Byggegruben.

Til Indfatningsvægge er Jernspunsvægge i dette Tilfælde at foretrække for Spunsvægge af Træ (særlig hvis Sandlaget ligger i stor Dybde), dels fordi Jernspunsvægge er tættere end Spunsvægge af Træ, dels fordi Spunsvægsjern lettere end Spunspæle af Træ lader sig ramme ned til stor Dybde.

Det sker ikke sjældent, at Ulemperne fra Tilstedeværelsen af en Sandaare under det Jordlag, paa hvilket Bygværket skal funderes, først viser sig, naar Udgravningen af Byggegruben inden for Indfatningsvæggene er naaet et Stykke frem, og da ved, at der bryder stærkt vandførende Kilder frem inde i Byggegruben. Man har undertiden med Held i saadanne Tilfælde hindret den videre Ødelæggelse af Byggegrunden og muliggjort Fuldførelsen af Arbejdet i tør Byggegrube, ved at man har ført Jernrør ned gennem Jordlaget til det vandførende Sandlag. Ved Anbringelse af saadanne Rør skaffes der Afledning til Bygge-

gruben og videre til dennes Pumpeanlæg for det gennem den afskærende Spunsvæg kommende Vand. Da den for Vandets Afstrømning op gennem Afledningsrørene fornødne Trykhøjde — naar Rørene er nogenlunde vide og deres indbyrdes Afstand ikke er for stor — ikke er syn- derlig større end Jordlagets Tykkelse (= Rørenes Længde), opnaas der herved, at Vandtrykket i Skillefladen mellem Sandlaget og det overliggende Jordlag reduceres saa meget, at der ikke længer er Fare for, at det overliggende Jordlag skal gennembrydes eller løftes. Hvis der er store Utætheder i Spunsvæggen, rummer An- vendelsen af Afledningsrør gennem Jordlaget den Fare, at det afstrømmende Vands Hastig- hed bliver saa stor, at Vandet kan føre Sand med fra den inden for Spunsvæggene værende Del af Sandlaget, saaledes at det bærende Jordlag derved undermineres. Jordlaget vil da senere, naar Bygværket opføres, give efter for Trykket fra Bygværket, saaledes at der frem- kommer forholdsvis store Sætninger.

Hvis Byggegrubens Bund kommer til at ligge i et vandførende Sandlag, bør Spunsvæg- gene helst føres saa langt ned i Bunden, at de naar et Stykke ned i et under Sandlaget lig- gende tæt og fast Jordlag. Ved at føre Spuns- væggene saa langt ned kan man i Almindelighed opnaa at faa Vandtil- strømningen saa vidt begrænset, at Sandbunden inden for Spunsvæggene bevarer den naturlige Lejringsstæthed under Byggegrubens Tørholdelse.

Saaframt Sandlagets Mægtighed er saa stor, at det ikke kan lade sig gøre at føre Spunsvæggene ned til underliggende tæt og fast Jord, er det meget ofte ugørligt at tilvejebringe tørlagt Byggegrube, fordi Vandtil- strømningen kan blive saa stærk, at Sandbunden inde i Byggegruben ødelægges af det op gennem Bunden kommende Vand, eventuelt om- dannes til Flydesand. Ved at man fører Spunsvægge et Stykke ned i Sandbunden (Fig. 301), indsnævres det vandførende Profil (*ab*), gen- nem hvilket Vandtilstrømningen til Byggegruben sker. Jo mere finkornet Sandet er, ved desto mindre Vandbevægelse og ved desto mindre Vand- tryk i Porerne finder Sandets Omdannelse til Flydesand Sted. Spuns- væggene skal derfor være tættere og føres desto længere ned under Byggegrubens Bund, jo mere finkornet Sandet er. Midler til paa For- haand at bestemme, hvor dybt man i givet Tilfælde skal føre Spuns- væggene ned for at være sikret mod, at Vandtilstrømningen op gennem Byggegrubens Bund faar skadelige Følger, haves ikke. Det sker derfor

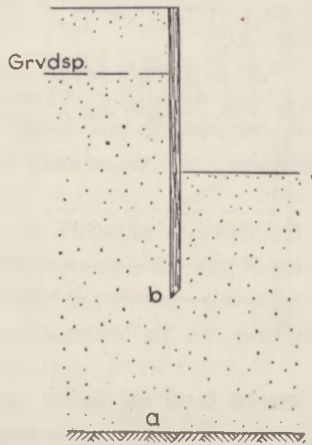


Fig. 301.

ret ofte, at Forsøg paa at fremstille tør Byggegrube i Sandbund mislykkes.

217. Grundvandsænkning. Fremstilling af tør Byggegrube kan ske paa den Maade, at Grundvandspejlet sænkes paa et Areal, der er lidt større end det Areal, som Byggegruben indtager. Der anbringes en Række Pumperør eller Pumpebrønde i Kreds om Byggegrubens Areal. Ved Pumpning fra alle Rørene samtidig kan Grundvandspejlet inden for Pumperørenes Kreds sænkes til saa stor Dybde under Byggegrubens Bund, at der ikke kan trænge Vand ind i Byggegruben (Fig. 302).

Pumperørene føres ned i Jordbunden paa samme Maade, som det sker ved Nedføring af Pumperør til Vandforsyningsanlæg. De forbindes

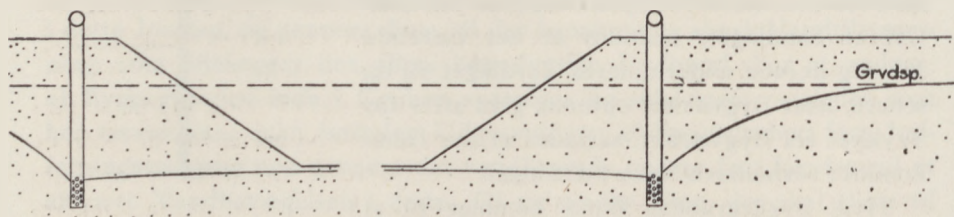


Fig. 302.

foroven med en fælles Sugledning, der atter har Forbindelse med en Pumpe. Pumperørene maa forinden forsynes med Filtre, saaledes at der ikke kan følge Sand med Pumpevandet.

Indfatningsvægge for Byggegruben er for saa vidt overflødige, naar Byggegruben tørholdes ved Grundvandsænkning, og anvendes kun i Tilfælde af, at det af Hensyn til Begrænsning af Udgravningen for Byggegruben er ønskeligt at lade Byggegruben have lodrette Vægge (som ved Byggegruber over Grundvandet).

I Forhold til den almindelige Fremgangsmaade ved Tørlægning — Spunsvægsindfatninger og Vandlænsning ved Pumpning inde i Byggegruben — har Grundvandsænkningmetoden den væsentlige Fordel, at det helt undgaas, at der trænger Vand ind i Byggegruben gennem dennes Sidebegrænsninger og fra neden op gennem Jorden i Byggegrubens Bund. Grundvandsænkning er derfor særlig velegnet i de Tilfælde, hvor der under det Jordlag, paa hvilket Bygværket skal opføres, findes et vandførende porøst Jordlag, og hvor der ved almindelig Tørlægning kan være Fare for, at det overliggende Jordlag sprænges af Vandtrykket i Sandlaget (jfr. Fig. 300), samt i de Tilfælde, hvor Byggegruben ligger helt i Sandbund, og hvor Vandbevægelsen op gennem Byggegrubens Bund ved almindelig Tørlægning kan blive saa stærk, at Sandbundens Lejring bliver løsere, eller at Sandet inden for Spunsvægs

gene omdannes til Flydesand. Paa den anden Side er Tørlægning ved Grundvandsenkning forholdsvis kostbar. Dette er navnlig Tilfældet, hvis Byggegrunden har langagtig Form, da Antallet af Pumperør i saa Fald bliver stort i Forhold til Størrelsen af Byggegrubens Areal.

Med en Ordning som den i Fig. 302 viste kan Grundvandspejlet ikke sænkes dybere end Pumpens Sugehøjde, i Almindelighed ikke dybere end 6 til 7 m under Grundvandspejlet. Skal Byggegrubens Bund føres ned til større Dybde, kan der anvendes en trinvis Grundvandsenkning. Efter at der er gravet ud til den Dybde, som man kan naa til ved Pumpning fra de først anbragte Pumperør med en over Grundvandspejlet staaende Pumpe, anbringes der inden for disse en ny Kreds af Pumperør med Sugeledning og Pumpe i Bunden af den først tilvejebragte Udgravning. Ved at der derefter pumpes paa begge Sæt Pumperør, kan Grundvandspejlet uden for den indre Kreds Pumperør sænkes yderligere en Sugehøjde.

I Stedet for denne Ordning har man i nogle Tilfælde indrettet Anlægget saaledes, at der pumpes fra hvert af Pumperørene for sig. Rørene er da saa vide (30 cm), at der ned i hvert af disse kan føres et for dette Øjemed særlig konstrueret Pumpeaggregat bestaaende af en Elektromotor og en af denne drevet Centrifugalpumpe¹⁾.

218. Delvis Tørlægning af Byggegrube. I de (ovenfor omtalte) Tilfælde, hvor der ved almindelig Tørlægning kan være Fare for, at det Jordlag, der skal bære Bygværket, sprænges af Vandtrykket paa Jordlagets Underside ved Vandets Udpumpning fra Byggegruben (jfr. Fig. 300), eller hvor almindelig Tørlægning ikke kan gennemføres paa Grund af, at Bunden helt bestaar af Sand, kan følgende Fremgangsmaade ofte finde Anvendelse, saafremt Bygværkets Fundament eller den nederste Del af Bygværket skal udføres af Grovbeton. Udgravningen af Byggegruben — efter Opførelsen af sædvanlig Spunsvægsindfatning — foretages da uden Tørlægning ved Gravning under Vand, og derefter støbes (Betonstøbning under Vand, § 226) et saa tykt Lag af Fundamentets Beton, at dette er i Stand til at modstaa det Vandtryk, der fremkommer paa Betonlagets Underside, naar Vandet pumpes ud af Byggegruben. Efter at Betonlaget er hærdnet, tørlægges Byggegruben indtil Betonlagets Overside, saaledes at de herover liggende Dele af Bygværket kan udføres tørt.

Betonlaget maa føres helt ud til Indfatningsvæggene, for at der ikke skal kunne finde skadelig Vandbevægelse Sted fra Jordbunden (Sand-

¹⁾ Om Fremstilling af Byggegrube ved Hjælp af Grundvandsenkning henvises iøvrigt til: *Kyrieleis-Sichardt: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. 1930.*

bunden) under Betonlaget til den tørlagte Byggegrube. En stærk Vandbevægelse her vil kunne underhule Fundamentet, uden at man forinden Bygværkets videre Opførelse bliver opmærksom paa den skete Skade.

Et i Bunden af en Byggegrube før dennes Tørlægning udstøbt Betonlag (en »Betonprop«), der saaledes som her beskrevet tjener til at hindre Vandets Indtrængen i Byggegruben, naar denne senere tørlægges, kaldes ofte en Grundfangedæmning.

Med Hensyn til Spørgsmaalet om, hvilken Tykkelse Betonlaget mindst skal have for at kunne modstaa det opad virkende Vandtryk, da vil man være paa den sikre Side ved at gøre Tykkelsen saa stor, at Betonens Vægt alene er tilstrækkelig til at hindre, at Betonlaget løftes af Vandtrykket. Er Vandspejlets Højde over Betonlagets Underside h , og er Betonlagets Tykkelse x , faas, naar Betonens Rumvægt er γ , Betonlagets Tykkelse bestemt af:

$$x \geq \frac{h}{\gamma}.$$

I Reglen gives Betonlaget dog en noget mindre Tykkelse.

Saafernt Indfatningsvæggen for Byggegruben bestaar af en Træspunsvæg, kan der uden større Vanskeligheder tilvejebringes saadan Forbindelse mellem Betonlaget og Væggen, at en Del af Vandtrykket kan overføres til denne. Forbindelsen kan f. Eks. tilvejebringes ved, at der paa Spunsvæggens Inderside med Spidsbolte eller Skruer befæstes vandret liggende Tømmer i Højde med Betonlagets Overside. Under Forudsætning af, at Spunsvæggen er i Stand til som Trækpaavirkning at optage Differensen mellem det opad virkende Vandtryk og Betonlagets Egenvægt, er Tykkelsen af Betonlaget bestemt ved, at dets Bøjningsstyrke skal være tilstrækkelig til, at det kan taale et ensformig fordelt Tryk $h - \gamma x$.

Hvis Indfatningsvæggen bestaar af en Jernspunsvæg, er det vanskeligt at tilvejebringe tilsvarende Forbindelse mellem Betonlaget og Spunsvæggen. Nogen Adhæsion kan man vel gøre Regning paa, at der er mellem Betonen og Jernspunsvæggen, men om den er tilstrækkelig til at overføre de Kræfter, som det drejer sig om, er det i de fleste Tilfælde vanskeligt at afgøre.

Paa Grundlag af en af Krey¹⁾ opstillet Beregningsmaade, ved hvilken Betonlaget betragtes som en Hvælving med Vederlag ved Spunsvæggene, og, idet Belastningstrykket (Vandtrykket med Fradrag af Betonens Egenvægt) virker opad, med Hvælvingstryklinien vendede Konkaviteten opad, angiver Lohmeyer²⁾, at man kommer til Værdier for Betonlagets

¹⁾ Krey: Erddruck, Erdwiderstand. 1932.

²⁾ Brennecke-Lohmeyer: Der Grundbau. III. 1933.

Tykkelse, der efter Erfaring fra Praksis kan anses for at være rimelige, naar Betonlagets Tykkelse x bestemmes af:

$$2x^3 - 3hx^2 - 1,65l^2x + 0,75hl^2 = 0,$$

hvor l er Byggegrubens Bredde (= Afstanden mellem de over for hinanden staaende Spunsvægge). Forudsætningen for, at der kan regnes saaledes, som her angivet, er, at Jorden uden for Spunsvæggene naar op over Betonlagets Overside og er tilstrækkelig fast til, at Vederlagsstrykket kan optages af det passive Jordtryk, uden at Spunsvæggene giver saa meget efter for Vedlagstrykket, at Betonlaget sprænges, eller der opstaar skadelige Revner i Betonen.

219. Frysemetoden. En ganske særlig, men forøvrigt kun i sjældne Tilfælde anvendt Fremgangsmaade til Fremstilling af Indfatning for Byggegrube i vandfyldt Bund er den saakaldte Frysemetode. Denne gaar ud paa, at der ved Afkøling af Jorden omkring Byggestedet tilvejebringes en Væg af frossen Jord, inden for hvilken Udgravning af Byggegruben og Opførelse af Bygværket kan finde Sted.

I en Kreds (Cirkel) omkring Byggestedet rammes der Jernrør A (Fig. 303) et Stykke (f. Eks. ca. 2 m) ned i den faste Bund. I hvert af disse Rør, der er ret vide (15 til 30 cm), og som er lukkede for neden med Støbejernsspids, anbringes et snævert Rør B . Rørene A er for

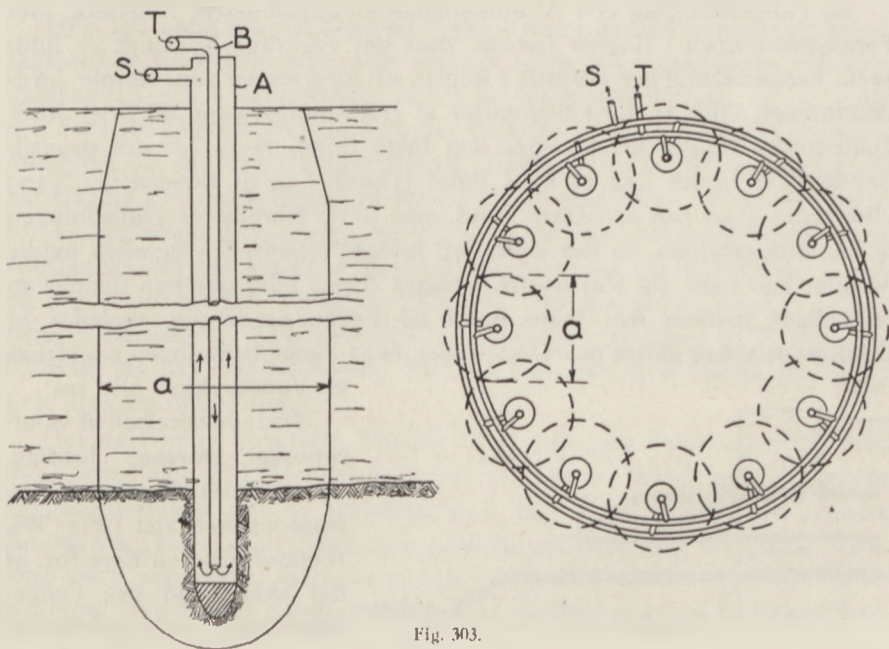


Fig. 303.

oven forsynet med tæt sluttende Dæksler og er ved Grenrør forbundet med Samleledningen *S*, medens Rørene *B* er tilsluttet Tilledningsrøret *T*. Gennem hele Rørsystemet lader man strømme Kølevædske (*Klorcalcium-Opløsning*), som fra en Pumpe føres gennem et Køleanlæg og gennem Tilledningsrøret *T* ind i de snævre Rør *B*, og fra disses Mundinger i Bunden af de vide Rør *A* op gennem disse og ud i Samleledningen *S*, hvorfra Vædsken gaar til Pumpen og videre i Kredsløbet. Ved Kølevædskens langsomme Strømning op gennem de vide Rør fryses Vandet i Jorden i en vis Udstrækning om hvert Rør, saaledes at der dannes en vandtæt cylinderformet Skæl af frossen Jord. Inden for den saaledes fremstillede Væg kan Udgravning og Opførelse af Bygværket under Tørlægning af Byggegruben ved Pumpning foregaa paa almindelig Maade. Den frosne Jordskæl maa stadig holdes afkølet, saalænge den skal fungere som Indfatningsvæg.

220. Fangedæmninger. Hvis det Areal, paa hvilket der skal opføres et Bygværk, er dækket af Vand, eller hvis det til Tider er udsat for Oversvømmelse, maa man for at kunne udføre det paagældende Arbejde i tør Byggegrube omgive Arealet med et Indfatningsbygværk, der er i Stand til at holde Vandet ude fra Byggestedet, og inden for hvilket der kan fremstilles fornøden Byggegrube. Et saadant Indfatningsbygværk kaldes en Fangedæmning.

En Fangedæmning er i Almindelighed et interimistisk Bygværk, idet Fangedæmningen i Reglen fjernes, naar det egentlige Bygværk er fuldført. Fangedæmninger udføres i Reglen af Jord, enten som simple Jorddæmninger, eller af Jord begrænset af Indfatningsvægge af Træ. Jordfylden maa lægges direkte paa den faste Bund. Hvis der det paagældende Sted findes Lag af blød Bund (Dynd, Lag af bundfældet Tang eller lign.) oven paa den faste Bund, maa dette fjernes før Udlægningen af Dæmningsfylden, da der ellers let opstaar Utætheder, gennem hvilke Vandet kan bane sig Vej til det tørlagte Areal, eller der kan dannes en Skilleflade mellem den faste Bund og Fangedæmningen, saaledes at Dæmningsfylden glider paa Underlaget, naar Fangedæmningen paavirkes af Vandtrykket ude fra.

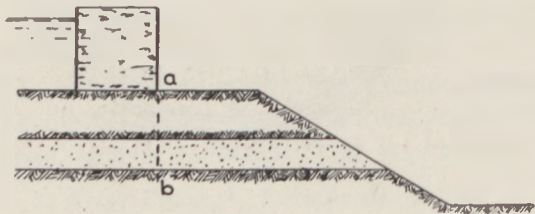


Fig. 304.

Tilstedeværelsen af vandførende porøse Jordlag, (Sand, Grus) i Bunden, f. Eks. saaledes som vist i Fig. 304, rummer altid en Fare for, at der sker Brud paa Fangedæmningen, og nødvendig-

gør i Reglen, at der træffes særlige Foranstaltninger til at begrænse Vandbevægelsen i det porøse Jordlag. Selv om en saadan Sandaars Vandføring ikke er større, end at Byggegruben uden Vanskelighed kan holdes tør ved Udpumpning af det fra Sandaaren kommende Vand, kan Vandbevægelsen i Sandet være tilstrækkelig stærk til, at Vandet trækker Sandkorn med ind i Byggegruben. Hvis dette er Tilfældet, forøges efterhaanden Sandaarens Porøsitet, og der danner sig Hulrum under det overliggende tætte Jordlag, saaledes at dette undermineres og synker. Ved Jordlagets Sammensynkninger dannes der, naar Undermineringen strækker sig hen til Fangedæmningen og uden for denne, Sprækker i det overliggende Jordlag, og gennem disse Sprækker opstaar der da Forbindelse fra Vandet oven over det tætte Jordlag gennem Sandaaren ind til Byggegruben. Herved forøges Vandtilstrømningen meget stærkt, og Bortskylningen af Sandaarens Sand og Underminering af det overliggende Jordlag tager derefter større og større Fart, saaledes at der i Løbet af kort Tid sker Dæmningsbrud, idet det i Byggegruben indstrømmende Vand skyller Grunden bort under Fangedæmningen, saaledes at denne synker. Ved saadant Fangedæmningsbrud sker det ofte, at ikke alene selve Fangedæmningen og Jorden over Sandaaren skylles bort, men at der tillige ved Brudstedet dannes en Udkolkning, der naar ned til betydelig større Dybde end den, til hvilken Byggegruben er udgravet. Ved Retablering af Fangedæmningen kan denne da ikke opføres paa dens oprindelige Plads, men maa føres uden om Brudstedet.

Hvis det vandførende Sandlag ligger dybere end Byggegrubens Bund, saaledes at Sandaaren ikke, som ved det i Fig. 304 fremstillede Tilfælde, overskæres ved Udgravningen inden for Fangedæmningen, er der mindre Fare for Dæmningsbrud som her beskrevet. I hvor høj Grad der er Mulighed for saadant Dæmningsbrud, afhænger imidlertid af, hvor dybt Sandlagets Overflade ligger under Byggegrubens Bund. Hvis der inden for Fangedæmningen graves saa dybt, at det her tilbageblivende tætte Jordlag ikke er i Stand til at modstaa Vandtrykket fra Sandaarens Vand, og der derfor dannes Sprækker (Kilder) i Byggegrubens Bund, kan den deraf foraarsagede Vandbevægelse i Sandaaren medføre, at Forholdene udvikler sig paa samme Maade, som det kan ske, hvis Sandaaren ligger over Byggegrubens Bund.

Det sædvanlig anvendte Middel til at sikre en Fangedæmning mod Brud som Følge af Tilstedeværelsen af Sandaarer i Bunden, er at forsyne Fangedæmningen med en Spunsvæg (*a b*, Fig. 304), der gaar ned gennem Sandaaren. En saadan Spunsvæg skal for at have den tilsigtede Virkning være »sandtæt«, saaledes at det forhindres, at en eventuel Underminering af det over Sandaaren liggende Jordlag naar ud til Fangedæm-

ningens Vandside, og derved forhindres, at der kommer Forbindelse mellem Sandaaren og Vandet uden for Fangedæmningen. Anvendelse af Spunsvæg som her nævnt har desuden den Fordel, at Vandtilstrømningen til Byggegruben formindskes, dette dog kun under Forudsætning af, at Spunsvæggen er saa tæt, at den frembyder stor Modstand mod Vandgennemstrømning i Forhold til Sandaarens egen Modstand mod Vandbevægelsen.

Hvis Bunden det paagældende Sted helt bestaar af Sand, saaledes at Fangedæmningen kommer til at staa direkte paa Sandbunden (Fig. 305), er Faren for Underskæring af Fangedæmningen og deraf føl-

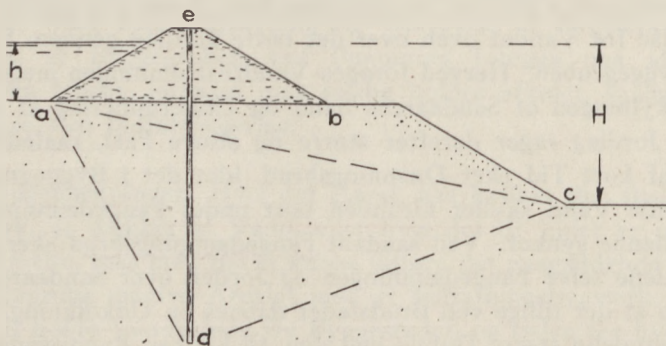


Fig. 305.

gende Dæmningsbrud meget større end i de ovenfor nævnte Tilfælde. Vandet vil her trænge ind langs Fangedæmningens Underside (ab) og, navnlig hvis Byggegrubens Dybde H under Vandspejlet er stor i Forhold til Afstanden mellem Fangedæmningen og Byggegruben, ind gennem Byggegrubens Skraaning og Bund. Hvis Vandbevægelsen sker med saa stor Hastighed, at Vandet kan trække Sandkorn med sig, vil Sandbundens Lejringsstæthed og Modstanden mod Vandgennemstrømning efterhaanden formindskes, saaledes at der ret hurtigt sker Underskæring og Dæmningsbrud. Da Gennemstrømningshastigheden vokser med Trykhøjden (h og H) og er omvendt proportional med Vejlængden (ab og ac), bør Fangedæmningens Bredde være desto større, jo større Vanddybden h er, og Afstanden fra Fangedæmningen til Byggegruben være desto større, jo større Byggegrubens Dybde (H) under Vandspejlet er. Til Fangedæmninger paa Sandbund er derfor Jorrdæmninger med Skraaninger (bredt Fod) bedre end Kassefangedæmninger.

Ved Anvendelse af Spunsvæg (som f. Eks. ed i Fig. 305) i Forbindelse med Fangedæmningen kan man opnaa at formindskes Faren for Dæmningsbrud som Følge af Underskæring, idet Vandets Vej (adc) fra Ydervandet til Byggegruben her forlænges, ved at Vandet skal pas-

sere uden om Spunsvæggen, saaledes at Modstanden mod Vandets Bevægelse forøges.

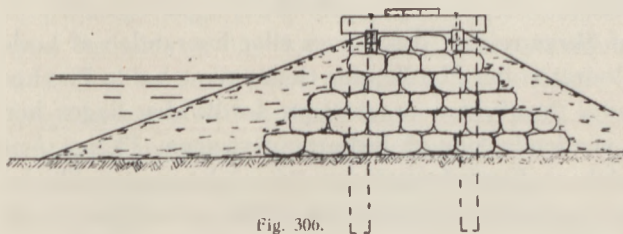
Jo mere storkornet Sandbunden er det paagældende Sted, desto mere udsat er en Fangedæmning for at blive ødelagt ved Underskæring. Hvor Bunden bestaar af groft Sand eller af Grus, bør man helst undgaa at anvende Tørlægning inden for Fangedæmning, medmindre Vanddybden og Byggegrubens Dybde kun er ganske ringe. Hvis der anvendes Fangedæmning, bør der i hvert Fald i denne indgaa en Spunsvæg, som rækker dybt ned i Bunden.

221. Fangedæmning af Jordfyld, uden Indfatningsvægge. En Fangedæmning kan bestaa af en ganske simpel Jorddæmning, begrænset af Skraaninger saavel mod Byggegruben som mod Vandet. I Almindelighed anvendes saadanne Jordfangedæmninger kun i de Tilfælde, hvor Vanddybden er forholdsvis lille (indtil ca. 1 m), fordi der paa større Vanddybder medgaaer saa store Jordmængder til saadanne Fangedæmninger, at de er dyrere end andre Slags Fangedæmninger. Hvis Fangedæmningen kan indgaa som en Del af en permanent Opfyldning, og Fangedæmningen derfor ikke skal graves bort igen, efter at det paagældende under Tørlægning udførte Bygværk er fuldført, kan det i mange Tilfælde være fordelagtigt at anvende Jordfangedæmning, selv om Vanddybden er stor.

Dæmningens Krone gøres i Reglen 1 til 2 m bred, Skraaningsanlægget sædvanlig ca. 3 (eller noget større) under Vandlinien og ca. 2 over Vandlinien. Til Dæmningsfyld anvendes gerne lerblandet Sand. Rent Sand er ogsaa anvendeligt. Fyld, som er meget lerholdigt, og stenet Fyld egner sig mindre godt, fordi saadan Fyld ikke lejres tæt, naar den udlægges i Vand og derfor ikke kan stemples.

Anvendelse af Jordfangedæmning er betinget af, at der ikke er Strøm eller Bølger af nogen Betydning det paagældende Sted. Beskyttelse af den ud mod Vandet vendende Jordskraaning, f. Eks. med Stenbelægning, vil i Reglen betyde saa stor Udgiftsforøgelse, at det vil betale sig at anvende anden Fangedæmningskonstruktion.

Til en Fangedæmning, der skal føres tværs over et Vandløb, og hvor



Jorden derfor, naar den styrtes ud i Vandet, vil blive skyllet bort af det strømmende Vand, kan anvendes en Kærne af sandfyldte Sække og

Jordfyld paa begge Sider af denne Kærne (Fig. 306). Der bygges først en Træbro i Fangedæmningens Midtlinie til Transport af Fyldmaterialerne, saaledes at Fangedæmningen kan opføres lagvis fra den ene af Vandløbets Bredder helt til den anden Bred. Fra Broen udlægges først et Par Lag sandfyldte Sække, og paa begge Sider af disse Lag anbringes Jordfyld indtil lidt under det øverste Lag Sandsække. Derefter udlægges de næste Lag Sække, og Jordfyldningen paa Siderne føres op til tilsvarende Højde o. s. fr., indtil Dæmningskærnen af Sandsække naar op over Vandspejlet. Vandstrømmen er da standset, saaledes at Dæmningsprofilet kan fuldføres ved Efterfyldning med Jord.

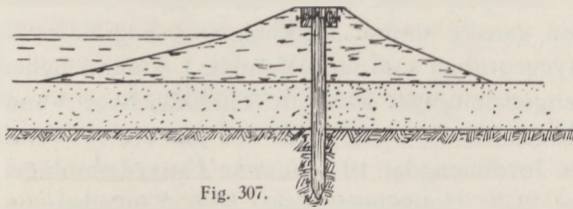


Fig. 307.

Hvis der findes vandførende Sandlag i Bunden, maa der føres en Spunsvæg ned gennem Sandlaget til Begrænsning af Vandbevægelsen i dette (Fig. 307).

Sædvanlig vil en Spunsvæg af Træ kunne anvendes her. Hvis den Sandaare, i hvilken Vandbevægelsen skal afskæres, ligger i betydelig Dybde, og særlig hvis den over Sandaaren liggende Jordbund er haard og stenfyldt, maa der anvendes Jernspunsvæg.

Hvis Bunden bestaar helt af Sand, maa der ligeledes anvendes Spunsvæg til Begrænsning af Vandtilstrømningen til Byggegruben fra Vandet uden for Fangedæmningen, saaledes som allerede nævnt i det foregaaende.

222. Fangedæmninger af Jord, med enkelt Indfatningsvæg. I Fig. 308 er vist en saadan Fangedæmning. Indfatningsvæggen bestaar her af Plankeflager, der støttes af Pæle. Disse er foroven forsynet med en

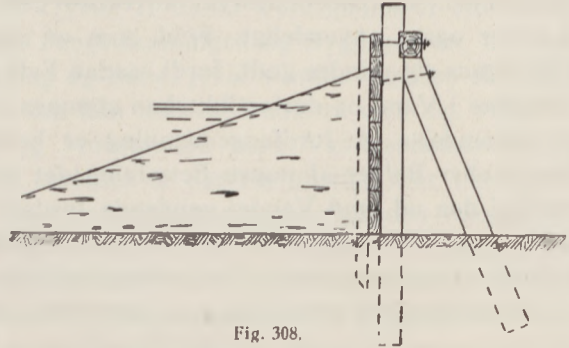


Fig. 308.

Tvingu og er støttet af Skraapæle. Ud for hver eller hveranden af Lodpælene er rammet en lodret stillet Planke, der tjener til at holde Plankeflagerne paa Plads, indtil Jordfylden er anbragt. Jordfylden ligger her paa den mod Vandet vendende Side af Indfatningsvæggen. Denne Anordning har den Fordel, at Fangedæmningen ikke lider nogen Skade, selv om der er større Utætheder i Jordfylden (f. Eks. som Følge af, at

Jorden ikke lejrer sig tæt ved Udlægningen, fordi den er klumpet). Naar der ved Udpumpning af Vandet inden for Fangedæmningen sker stærk Gennemstrømning gennem Jordfylden, hvad der ved en Jordfangedæmning uden Indfatningsvægge kunde medføre Dæmningsbrud, vil de Jorddele, som føres med af Vandet, her standses af Væggen (som derfor maa være jordtæt), saaledes at Fangedæmningen efterhaanden bliver tæt.

Vandtrykket og Jordtrykket virker ved denne Konstruktion i samme Retning, hvorfor Væggens Afstivning her maa være forholdsvis stærk.

Anbringes Jordfylden paa den mod Byggegruben vendende Side af Indfatningsvæggen, virker Jordtrykket og Vandtrykket mod hinanden. Der behøves her i Reglen ingen Afstivning af Væggen ind mod Byggegruben, idet det passive Jordtryk fra Jordopfyldningen er tilstrækkeligt til at give fornøden Stabilitet over for det paa Væggen virkende Vandtryk. Derimod maa der sættes Skraapæle paa Væggens udvendige Side til Afstivning af Indfatningsvæggen mod det (aktive) Jordtryk, der virker paa denne før Vandets Udpumpning fra Byggegruben. (Efter Vandets Udpumpning vil Vandtrykket paa Væggens udvendige Side være større end det aktive Jordtryk paa den indvendige Side). Denne Konstruktion har dog den Mangel, at den ikke er selvtættende, saaledes som Tilfældet er ved Fangedæmning med Jordfylden liggende paa udvendig Side. Paa Steder, hvor Fangedæmningen kan blive udsat for Bølgepaavirkning, kan det være fordelagtigt at have Jordfylden liggende inden for Væggen. Det bruges ofte at lægge en lille Jordopfyldning nede ved Bunden paa udvendig Side af Indfatningsvæggen, fordi Tilslutningen mellem Plankeflagerne og Bunden ellers er vanskelig at faa tilstrækkelig tæt.

Anvendelse af en Indfatningsvæg, som den viste, er betinget af, at den naturlige Bund er fast og tæt. Hvis der findes Sandarer i Bunden, eller hvis denne bestaar helt af Sand, maa der anvendes Spunsvæg.

223. Kassefangedæmninger. En Kassefangedæmning bestaar af Jordfyld indfattet mellem to Vægge. Naar Vanddybden ikke er ganske ringe, er en saadan Fangedæmning billigere end en Fangedæmning af Jord uden Indfatningsvægge (eller med enkelt Indfatningsvæg), idet der kun medgaar forholdsvis lille Jordmængde. Hertil kommer, at i en Kassefangedæmning er Jordfylden beskyttet mod Bølger og Strøm. En Kassefangedæmning er i det hele taget mere solid og sikker end de ovenfor omtalte Fangedæmningskonstruktioner.

Fangedæmningsens Bredde skal være saa stor, at den mellem Indfatningsvæggene indesluttede Jordfyld dels giver den Tæthed, der er for-

nøden for at begrænse Vandgennemstrømningen i passende Grad, dels giver Fangedæmningen den fornødne Stabilitet for det paa Fangedæmningen virkende Vandtryk. I Reglen er det Stabilitetshensynet, der er bestemmende for Bredden af Fangedæmningen, idet der med den Slags Jordfyld, der i Praksis kan være Tale om at anvende, vil opnaas tilstrækkelig Tæthed, naar Fangedæmningen gøres saa bred, som det er nødvendigt, for at den kan modstaa Vandtrykket uden særlig Afstivning. Man regner ofte som omtrentligt Maal for den af Hensyn til Stabiliteten fornødne Bredde med, at en Kassefangedæmnings Bredde skal være omtrent lig med dens Højde (Højden regnet som Afstanden fra fast Bund til Fangedæmnings Overkant), lidt mindre end denne Højde ved Kassefangedæmninger paa forholdsvis lille Vanddybde (f. Eks. mindre end 2 til 3 m), noget større end denne Højde, hvis Vanddybden er forholdsvis stor (f. Eks. større end 4 til 5 m). Kassefangedæmninger paa stor Vanddybde plejer man dog i Reglen at forsyne med Afstivning mod Vandtrykket (ved Hjælp af Skraapæle), selv om Bredden gøres saa stor, at Fangedæmningen efter den her angivne empiriske Regel skulde kunne regnes at have fornøden Stabilitet uden saadan Afstivning. Grunden hertil er dels den Usikkerhed, der er til Stede med Hensyn til passivt Jordtryks Størrelse og Virkemaade — tilfældige Mangler ved Jordfylden (f. Eks. særlig stort Lerindhold) eller Tilstedeværelse af noget Dynd eller Tang forneden i Fangedæmningen kan formindske Størrelsen af det passive Jordtryk fra Dæmningsfylden meget betydeligt — dels, at Sikring af Fangedæmnings Stabilitet ved Afstivning med Skraapæle ikke er nogen synderlig kostbar Foranstaltning.

Til Fyld er lerholdigt Sand bedst. Rent Sand, der dog ikke maa være grovere end mellemfint Sand, er ligeledes god Dæmningsfyld til Kassefangedæmninger. Anvendelsen af rent Sand medfører dog, at der maa stilles større Krav til Indfatningsvæggens Tæthed, end Tilfældet er, hvis Fylden er lerholdig, fordi Sand lettere end leret Fyld trækkes ud gennem Utætheder i Indfatningsvæggene af det gennemsvivende Vand. Saafremt Indfatningsvæggene udføres saaledes som vist i Fig. 309, er det ofte vanskeligt at faa Sandtæthed forneden, hvor Flagerne slutter til Bunden. Det kan her være praktisk at lægge et Lag sandblandet Ler nederst i Fangedæmningen. Hvis Indfatningsvæggene bestaar af Spunsvægge, behøves der ikke saadant Tætningslag.

Sandfyld og kun lidt lerholdigt Sand har den Fordel fremfor sandet Ler og rent Ler, at der ikke danner sig større Hulheder i Fangedæmningen. Hvis der er større Utætheder i Indfatningsvæggene, gennem hvilke Fylden trækkes med ud af det gennemsvivende Vand, kan der,

hvis det er leret Fyld, dannes store Hulrum inde i Fangedæmningen, inden den overliggende Jord synker efter og udfylder Hulrummene, og disse Hulrum kan da maaske antage saadanne Dimensioner, at Fangedæmningen ikke er i Stand til at modstaa Vandtrykket ude fra, saaledes at der sker Dæmningsbrud. Ved Sandfyld derimod synker det overliggende Sand straks ned, efterhaanden som Sandet trækkes ud gennem Indfatningsvæggens Utætheder, saaledes at man bliver opmærksom paa Manglerne og kan afhjælpe dem, forinden der sker større Skade.

Hvis Fangedæmningens Bredde gøres væsentlig mindre end ovenfor nævnt (Bredden omtrent lig med Højden), faas der ikke tilstrækkelig Tæthed, naar der anvendes Sand eller svagt lerblandet Sand til Fyld i Fangedæmningen. Der maa i saa Fald benyttes tættere Fyldmateriale (Ler med kun lidt Sand). Saadanne forholdsvis smalle Fangedæmninger kræver desuden af Stabilitetshensyn, at der anvendes Afstivning med Skraapæle.

Til Fangedæmninger paa tæt og fast Bund kan anvendes den i Fig. 309 viste Konstruktion. Hver af de to Indfatningsvægge består af en Række Pæle, med 1 til 1,5 m indbyrdes Afstand, og inden for Pælerækken Flager af Planker. Væggene er forankrede mod hinanden ved gennemgaaende Skruebolte og langsaaende Tømmer (Tvinger) udvendig paa Pælene. Hvis der til Tværforbin-

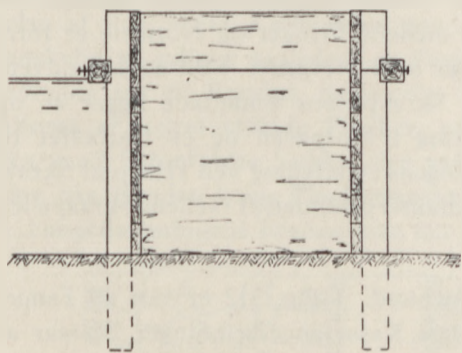


Fig. 309.

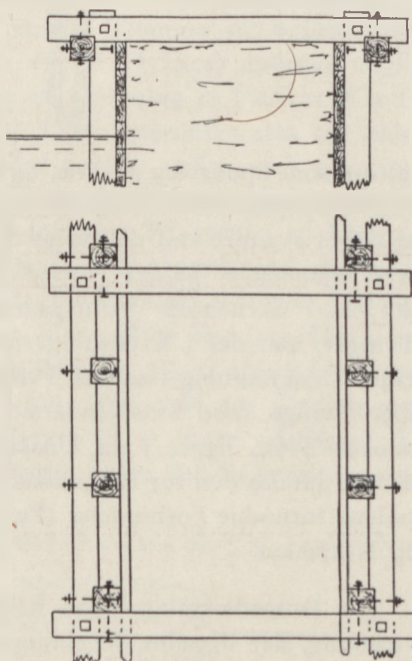


Fig. 310.

delsen mellem de to Indfatningsvægge anvendes Tømmer som vist i Fig. 310 — Forbindelsestømmerne (Ankre) er skrammet over de udvendig paa Pælene siddende Tvinger og fastboltet dels til disse, dels til de ved Siden af Ankeret staaende Pæle — bør disse tværgaaende Tømmer

ligge over Fangedæmningens Jordfyld. Hvis Ankrene anbringes nede i Jordfylden, vil der kunne dannes Hulrum under Ankrene, ved at Jorden under disse synker, og den overliggende Jord, idet denne bæres af Ankrene, af disse hindres i at synke efter, og herved opstaa store Utætheder i Fangedæmningen. Hvis der findes porøse vandførende Lag (Sandaarer) i Bunden, maa den ene af Indfatningsvæggene eller begge Indfatningsvægge udføres som Spunsvæg og føres ned gennem det

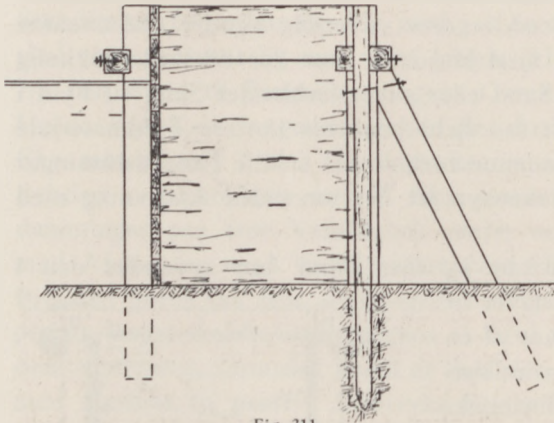


Fig. 311.

vandførende Lag. Spunsvæggen kan, hvis den overliggende Jordbund ikke er særlig haard og er nogenlunde fri for Sten, og hvis det vandførende Lag ikke ligger for dybt nede, udføres af Træ. I modsat Fald maa der anvendes Jernspunsvæg.

I Fig. 311 er vist en Kassefangedæmning, hvis ene Indfatningsvæg er udført som Spunsvæg af Træ, og som (af Stabilitetshensyn) er forsynet med Skraapæle=Afstivning. De ud for Skraapælene staaende Spunspæle er noget sværere end de øvrige Spunspæle. Til hver af disse noget sværere Spunspæle (kaldet Notpæle) er den tilhørende Skraapæl forbundet med Skruebolt. Spunspælene holdes sammenspændt mellem to Tvinger, idet der i Krydsningerne mellem Tvinger og Notpæle er foretaget Udskramning i saavel Tvinger som Notpæle. Ved at den udvendige Tvinge, mod hvis Underside Skraapæle's Endeflade ligger an og udøver Tryk, ligger i en Udskæring i Notpælen og er fastboltet til denne, dannes den for Fangedæmningens Afstivning ved Hjælp af Skraapæle's fornødne Forbindelse (Pælebuks=Forbindelse) mellem Skraapælen og Notpælen.

224. Fangedæmninger paa Klippebund. I Fig. 312 er vist en Fangedæmning, der ligesom de almindelige Kassefangedæmninger bestaar af Jordfyld begrænset af to Indfatningsvægge. Indfatningsvæggernes Pæle er her erstattet med lodret stillede Tømmer¹⁾. Hvert af disse Tømmer er forneden forsynet med en Jerntap, der f. Eks. kan være fastholdt til Tømmeret ved Hjælp af Jern=Spænderinge (Krympningsringe). Med disse

¹⁾ I Stedet for Tømmer kan der anvendes Jernbjælker, f. Eks. H=Jern.

Jerntappe staar Tømmerne i Huller, der er boret i Klippebunden. De to Rækker lodret stillede Tømmer er foroven indbyrdes forbundet med Forankringsbolte, der gaar gennem de udvendig paa Tømmerne

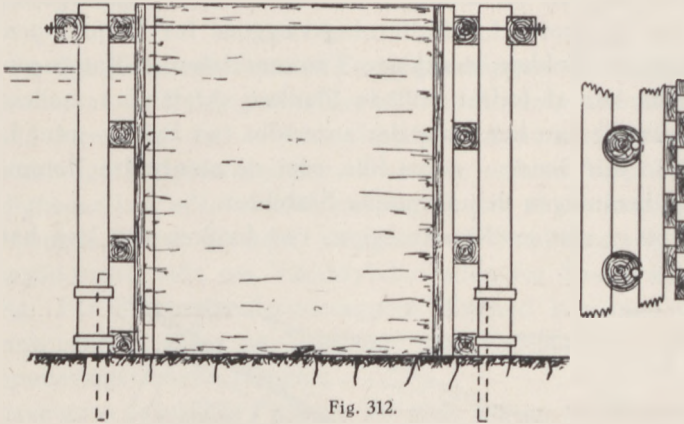


Fig. 312.

anbragte Tvinger. Indvendig paa de nævnte Tømmer og befæstet til disse med Spidsbolte eller Skruebolte er (af Dykker) anbragt nogle vandret liggende Tømmer og paa disse en Klædning af Planker. Klædningen bestaar af lodret stillede Planker. Disse kan enten staa tæt Side om Side, med eller uden Spunsning, eller de kan stilles »een paa to«, saaledes som vist i Figuren. Ved denne Anordning (med lodret stillede Planker) opnaas det lettere at faa Klædningens Tilslutning til Klippebunden nogenlunde tæt (hvis Klippebunden er ujævn), end det kan gøres, naar Klædningen dannes af store Plankeflager, idet en Tildannelse af den nedre Kant af en saadan Flage efter Bundens Form er vanskelig at udføre saaledes, at Flagen kommer til at slutte blot nogenlunde tæt til Bundens. Sædvanlig er man dog, selv om Klædningen udføres af lodret stillede Planker, nødsaget til at tætte yderligere, f. Eks. med betonfyldte Sække, der anbringes inden for Indfatningsvæggene

Fangedæmningens Bredde maa her helst gøres saa stor, at Jordfylden

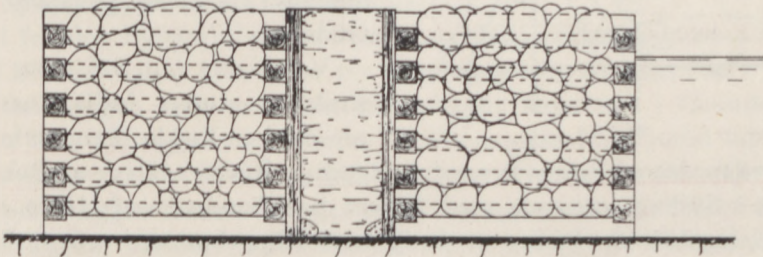


Fig. 313.

alene giver den fornødne Stabilitet for det udvendige Vandtryk, idet det er vanskeligt og bekosteligt at tilvejebringe Afstivning af Fangedæmningen.

I Fig. 313 er vist en anden Konstruktion af Fangedæmning. Ved denne er der til Støtte for Indfatningsvæggene for Dæmningsens Jordfyld anvendt to Rækker stenfyldte Tømmerkister. Indfatningsvæggene dannes ogsaa her af lodret stillede Planker. Afstanden mellem de to Indfatningsvægge kan her, naar der anvendes tæt Fyld — rent Ler eller Ler med kun lidt Sand — gøres lille, idet de stenfyldte Tømmerkister giver Fangedæmningen den fornødne Stabilitet.

I Fig. 314 er vist en Konstruktion, ved hvilken der kun havest

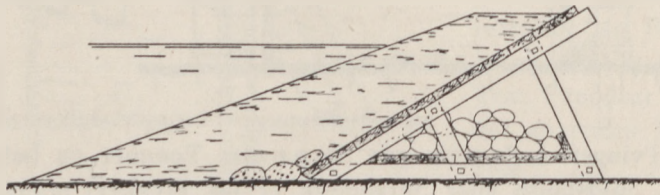


Fig. 314.

Indfatningsvæg, og hvor Fangedæmningsens Jord er ubeskyttet ud mod Vandet. Den kan anvendes paa lille Vanddybde. Til Støtte for Indfatningsvæggens Plankeflager havest her en Række vinkelformede Tømmerrammer, hver hvilende med det ene Vinkelben paa Bunden og fastholdt i Stilling ved Belastning med Sten anbragt paa Plankeflager paa det paa Bunden liggende Vinkelben. Ved den skraa Stilling af Indfatningsvæggen opnaas dels, at der medgaar forholdsvis ringe Mængde Fyld til Fangedæmning, dels en Forøgelse af Fangedæmningsens Stabilitet, idet den Friktion mellem Tømmerrammerne og Bunden, der svarer

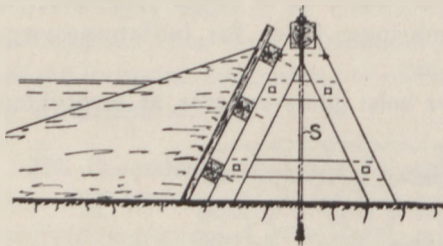


Fig. 315.

til den lodrette Komposant af Vandtryk og Jordtryk paa Plankevæggen, bidrager til Frembringelsen af den for Fangedæmningsens Stabilitet fornødne Modstand mod Glidning.

Ved den i Fig. 315 viste Konstruktion støtter Indfatningsvæggen mod en Række Tømmerbukke, paa hvilke der er befæstet vandret liggende Bjælker. Hver af Bukkene holdes i Stilling, staaende med Benene paa Bunden, ved Hjælp af en Forankringsbolt S. Denne er fastgjort i Klippebunden, ved at Boltes Enden er sat i Spænd i det tilhørende i Forvejen borede Hul i Klippe

bunden. Fastgørelsen sker, ved at der i den opspaltede Ende af Boltten indsættes en Jernkile, som, idet Boltten med Slag drives ind i Hullet, kiler Bolte-Endens to Halvdele noget fra hinanden, saaledes at de kommer til at spænde i Hullet.

225. Særlige Konstruktioner af Fangedæmninger. Til Begrænsning ud mod Vandet af en Byggegrube, der skal tørholdes, anvendes ofte blot en enkelt Jernspunsvæg — uden Jordfyld til at skaffe Tæthed som ved almindelige Fangedæmninger — idet en saadan Væg uden særlige Vanskeligheder kan udføres tilstrækkelig tæt, til at der kun gaar ganske ringe Mængde Vand gennem Væggen ved Samlingsstederne mellem Spunsvægsjernene, selv om Vanddybden uden for Spunsvæggen er ret betydelig. For at forøge Spunsvæggens Tæthed kan man overstryge Spunsvægsjernenes Fjere og Notflader med Kultjære eller Asfalt, forinden Spunsvægsjernene rammes.

Spunsvæggen anbringes i mange Tilfælde tæt op ad Bygværket (eller dets Fundament), hvis dette udføres af Beton, idet man da lader Spunsvæggen danne Forskalling for Betonen.

Byggegruben udgraves i saa Fald helt ind til Spunsvæggen (Fig. 316). Den fornødne Understøtning foroven for Spunsvæggen maa her tilvejebringes ved tværs over Byggegruben gaaende Afstivningstømmer til Spunsvæggen paa den modsatte Side af Byggegruben. Hvis Byggegrubens Bredde og Længde er for stor til, at der kan anvendes en saadan Afstivning af de over for hinanden staaende Spunsvægge, maa Spunsvæggen understøttes ved Hjælp af Pælebukke paa lignende Maade som vist i Fig. 299 (Side 315). I saa Fald maa Spunsvæggen holdes i saa stor Af-

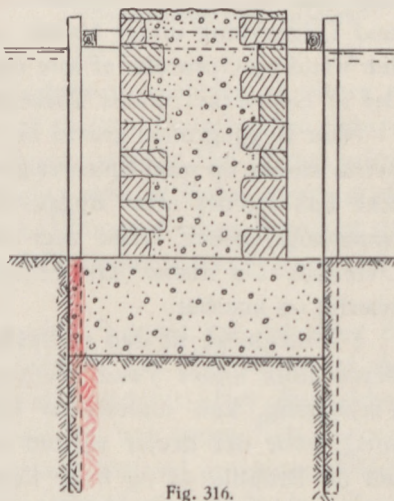


Fig. 316.

stand fra den Byggegrube, der skal fremstilles, at Pælebukkens Skraapæle kommer til at staa uden for den udgravede Byggegrube.

Spunsvæggen maa være ført tilstrækkelig langt ned i Grunden til, at der ikke kan opstaa saa stærk Vandbevægelse fra Vandet uden for Spunsvæggen under denne og ind i Byggegruben, at Jordbunden inden for Spunsvæggen løsnes, idet der ellers hurtigt vil ske Underskæring af Spunsvæggen, saaledes at Vandet strømmer ind i store Mængder, med samme Følger som ved Fangedæmningsbrud. Hvis Jordbunden ikke er

meget tæt, eller hvis der findes Sandaarer i Bunden, og i særlig Grad, hvis der under saadanne Bundforhold udgraves Byggegrube helt ind til Spunsvæggen, er der Risiko for pludselig indtrædende Underskæring af Spunsvæggen som Følge af, at Jordbunden inden for Spunsvæggen sprænges af Vandtrykket fra neden, og at Vandet baner sig Vej under Spunsvæggen. I saadanne Tilfælde, hvor Bundforholdenes Karakter bevirker, at der er stor Risiko for, at der kan ske Underskæring som nævnt, kan man blive nødsaget til at udføre en Del af Bygværket uden Tørlægning, idet man da ligesom ved Anvendelse af delvis tørlagt Byggegrube som beskrevet i § 218 foretager Udgravningen af Byggegruben under Vand og udfører saa stor en Del af Fundamentets Beton ved Støbning under Vand, som er nødvendig for Fremstilling af den for den senere Tørlægning fornødne Grundfangedæmning («Betonprop»). Først efter dennes Hærdning foretages der da Udpumpning af Vandet, saaledes at Resten af Bygværket kan udføres i tør Byggegrube. Det forekommer ret ofte, at det først er efter, at Tørlægning til fuld Dybde er mislykkedes, ved at Spunsvæggen er blevet underskaaret, at man gaar over til at anvende Metoden: delvis Tørlægning af Byggegruben, med Udgravning under Vand, Grundfangedæmning af Beton støbt under Vand og Opførelse af kun den over Grundfangedæmningen værende Del af Bygværket under Tørlægning.

Naar Byggegruben graves helt ind til Spunsvæggen, og Fundamentets Beton støbes op mod Spunsvæggen, er der den Ulempe, at Spunsvæggen ikke kan fjernes efter Byggearbejdets Fuldførelse ved Optrækning af Spunsvægsjernene. Disse maa da afskæres i Højde med Fundamentets Overside. Da denne Afskæring maa ske under Vand, er den ret besværlig og kostbar.

I Tilfælde af, at den nederste Del af et Bygværk kan fremstilles af Beton støbt under Vand, medens Udførelsen af den øvrige Del kræver Tørlægning, kan undertiden følgende Fremgangsmaade være fordelagtig, hvor det drejer sig om ikke særlig store Bygværker — f. Eks. om en Bropille — og hvor Fundamentsfladen ikke skal føres ned til stor Dybde under Jordbundens Overflade.

Ved Udgravning under Vand (med Uddybningsmaskine) til det bæredygtige Jordlags Overflade (Fig. 317) fremstilles en Byggegrube, noget længere og bredere end selve Bygværket og med Jorden staaende med Skraaning rundt om Byggegruben. Paa den saaledes blotlagte Byggegrund anbringes et af Jernplader fremstillet Rør, hvis Vidde er saa stor, at Bygværket kan opføres inde i det. Røret kan være samlet af kortere Rørstykker med Vinkeljernsflanger, mellem hvilke der anbringes Pakning. Ved S sammenspænding af Rørstykkerne indbyrdes med

Skruebolte gennem Vinkeljernsflangerne kan derved fremstilles et vandtæt Rør, rækkende fra Grubens Bund til op over Vandspejlet. Hvis Vanddybden ikke er for stor, kan Røret fremstilles færdigt paa Land og sættes paa Plads med en Kran. I modsat Fald maa Forbindelsen mellem de enkelte Rørstykker udføres af Dykker. Der udstøbes derefter under Vand en Betonbund (Grundfangedæmning) inde i Røret. Betonbunden maa være saa tyk, at Vægten af Betonen og Vægten af selve Jernrøret tilsammen er lidt større end det opad virkende Vandtryk (Opdriften) paa Betonbundens Underside, saaledes at Røret og Betonlegemet ikke løftes, naar Vandet oven over Betonbunden pumpes ud. Ved Tilfyldning af den uden for Røret værende Del af den udgravede Grube kan det opnaas, at Modstanden mod, at Røret hæves af det opad virkende Vandtryk, forøges med Friktionen mellem Røret og den omgivende Jordfyld, og at Tykkelsen af Betonbunden kan gøres tilsvarende mindre.

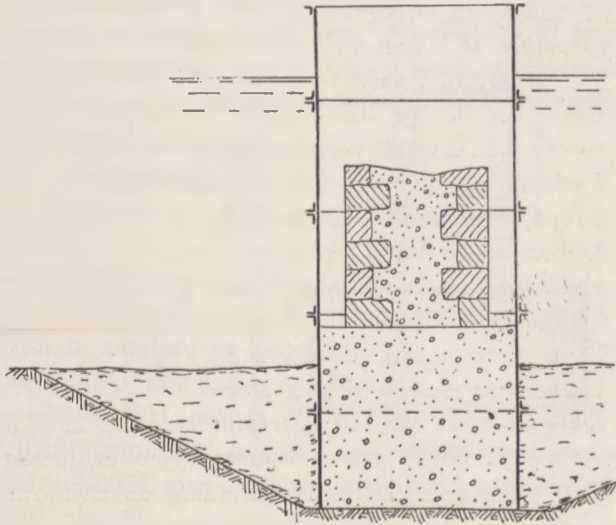


Fig. 317.

Efter Bundbetonens Hærdning udpumpes Vandet, og den over Betonlaget værende Del af Bygværket udføres tørt. Fjernelsen af den oven over Betonbunden værende Del af Jernrøret efter Bygværkets Fuldførelse sker her betydelig lettere, end det kan gøres, hvis der som Indfatning anvendes Jernspunsvæg, idet man her ved at udtage Boltene i den nærmest over Bundbetonens Overflade siddende Flange kan skille den øverste Del af Røret fra den Del, der maa forblive i Bunden.

Efter Bundbetonens Hærdning udpumpes Vandet, og den over Betonlaget værende Del af Bygværket udføres tørt. Fjernelsen af den oven over Betonbunden værende Del af Jernrøret efter Bygværkets Fuldførelse sker her betydelig lettere, end det kan gøres, hvis der som Indfatning anvendes Jernspunsvæg, idet man her ved at udtage Boltene i den nærmest over Bundbetonens Overflade siddende Flange kan skille den øverste Del af Røret fra den Del, der maa forblive i Bunden.

Ved Reparationer af mindre Dele af en Kajmurs Yderflade og ved lignende Arbejder kan man holde Vandet ude fra det Sted, hvor Arbejdet skal udføres, ved paa Murfladen at anbringe en af Planker paa Tømmer-Rammer dannet Kasse, der er aaben paa den Side, der vender ind mod Murfladen (Fig. 318). De tre Ramstykker, med hvilke Kassens to Sider og dens Bund ligger an mod Murfladen, er forsynet

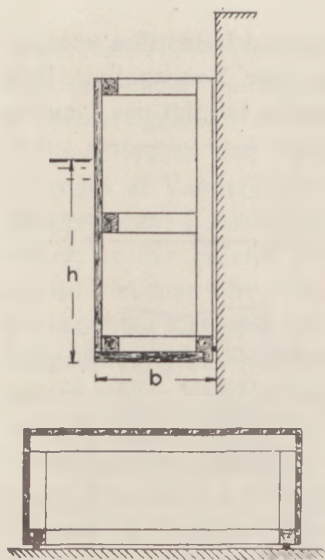


Fig. 318

med Pakningsindlæg, liggende i langsgaaende Noter i Tømmerne. Naar Vandet pumpes ud af det af Kassen og Murfladen begrænsede Rum, presses Kassen af Vandet uden for denne ind mod Muren, saaledes at der faas tilstrækkelig Tæthed til, at man let kan holde Rummet frit for Vand. For at Kassen ikke skal kunne løftes af Vandtrykket paa Bunden maa:

$$bh < \mu \frac{1}{2} h^2,$$

hvor μ er Friktionskoefficienten for Pakningens Glidning paa Muren. Kassens Bredde b er bestemt af, at der skal være den for Arbejdets Udførelse fornødne Plads foran Muren. Hvis h ikke er stor nok til, at Kassen kan holdes fast af den af Vandtrykket

frembragte Friktionsmodstand, maa Kassens Bund belastes.

226. Byggegrubens Tørholdelse. Til en tørlagt Byggegrube vil der stadig ske nogen Vandtilstrømning, dels gennem Utætheder i Indfatningerne for Byggegruben, dels op gennem Byggegrubens Bund, og dette tilstrømmende Vand ligesom ogsaa det Nedbørsvand, der falder paa Byggegrubens Areal, maa fjernes ved Pumpning.

Hvis Grundvandspejlet inde i Byggegruben naar helt op til Byggegrubens Bund, saaledes at der løber eller maaske blot siver Vand hen over Bunden som Overfladevand, vil ved Betonstøbning den paa Bunden udlagte Beton kunne beskadiges, ved at Cementen udvaskes af den nederste Del af Betonlaget.

For at undgaa Ulemperne hidrørende fra Overfladevand i Byggegruben maa man holde Grundvandspejlet noget (f. Eks. mindst 20 cm) lavere end Byggegrubens Bund. Der maa da i Byggegruben graves Afvandingsgrøfter eller lægges Dræn, ad hvilke det fra Bunden og fra Indfatningernes Utætheder kommende Vand ledes til den Sump, hvorfra Vandet oppumpes. Saadanne Dræn bør saa vidt mulig lægges uden for Bygværkets Fundamentsflade.

I mange Tilfælde nødvendiggør dog en tilfredsstillende Tørholdelse af Byggegrubens Bund, at der maa lægges Drænledninger inden for Fundamentsfladen, f. Eks. hvis Fundamentsfladens Areal er meget stort, eller hvis der paa dette fremkommer Kilder i Byggegrubens Bund. Hvis saadanne Drænledninger skal udfyldes af Hensyn til, at Fundamentet

over hele Fundamentsfladen skal slutte saa tæt som mulig til Byggegrunden, maa saadan Udfyldning ske ved Udstøbning, efter at Vandet er hørt op at strømme gennem Drænene. (Se herom § 227, Side 342).

Utætheder i Indfatningsvægge og Fangedæmninger bør søges undgaaet ved omhyggelig Udførelse af disse, idet det er vanskeligt at foretage Udbedring af Indfatningerne for Byggegruben, efter at denne er udpumpet. Større Lækager, navnlig saadanne, som opstaar for neden ved Tilslutningen mellem en Fangedæmnings indvendige Trævæg og Bunden, er der ofte ingen anden Maade at udbedre, end ved at der opføres en ekstra Fangedæmning inden for den egentlige Fangedæmning (Fig. 319).

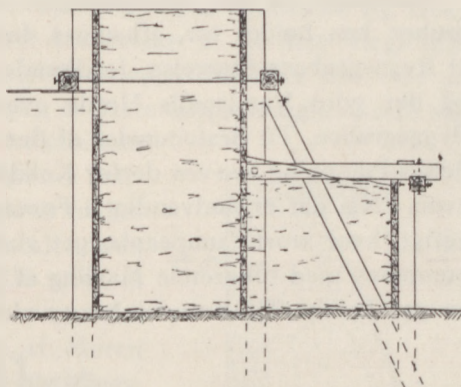


Fig. 319.

Ved Fangedæmninger, der kun bestaar af en enkelt Jernspunsvæg kan mindre Utætheder ved Samlingsstederne mellem Spunsvægsjernene tættes, ved at man hælder fint Koksmuld ud i Vandet uden for Spunsvæggen. Det indstrømmende Vand trækker Koksmuld med ind i Utæthederne, hvor det bliver siddende og tilstopper dem. Til saadan Tætning ude fra kan ogsaa anvendes Savsmuld. I saa Fald maa en Dykker bringe en Sæk med Savsmuld ned til det Sted, hvor Utæthederne findes, og her aabne for Sækken, saaledes at Savsmuldet fordeler sig i Vandet og af dette føres ind i Væggens Utætheder.

Oppumpning af Vandet fra Byggegruben sker fra en Sump, der maa være tilstrækkelig dyb til, at Vandspejlet her kan holdes saa lavt som for nødvendigt for Grundvandspejlets Sænkning under Byggegrubens Bund. Det er i Reglen fordelagtigt at gøre Sumpen rigelig stor, saaledes at den kan tjene som Reservoir, idet man ikke behøver at holde Pumpen i Gang uafbrudt, men kan have kortere eller længere Pauser i Pumpningen, efter som Vandtilstrømningen er mer eller mindre stærk.

Til Tørholdelse af Byggegruben maa anvendes saadanne Pumper, som kan taale at tage Vand med opslæmmed Jord og Sand. Ved store Tørlægningsarbejder bruges Centrifugalpumper. Ved Byggegrubens Udpumpning kan Pumpen og den tilhørende Motor anbringes paa Fangedæmningen. Naar Byggegruben er tørlagt, flyttes Pumpen ned i Byggegruben, for at Sugehøjden kan blive saa lille som mulig. Ved Tørlægningsarbejder af saa lille Omfang, at Pumpningen med Fordel kan ske ved Haandkraft, bruges i Reglen Membranpumper.

Pumpens Sugerør føres ned i Sumpen og er forsynet med en Sugekurv, saaledes at Træstykker, Pinde o. l. hindres i at komme ind i Pumpen. Pumpens Trykrør maa føres op over Fangedæmnings Kronen. For at Løftehøjden ikke skal blive større end nødvendig, kan man føre Pumpens Trykrør saa langt ned paa den udvendige Side af Fangedæmningen, at Rørets Munding ligger lidt under laveste Vandstand uden for Fangedæmningen.

Størrelsen af den Vandmængde, der skal oppumpes, for at Byggegruben kan holdes tør, afhænger, foruden af Indfatningernes Tæthed, af Byggegrubens Størrelse, Jordbundens Gennemtrængelighed for Vand og det ydre Vandspejls Højde over det sænkede Grundvandspejl i Byggegruben. Til Bestemmelse af den fornødne Maskinkraft til Tørholdelses-Pumpning kræves derfor Kendskab til Jordbundens Vandførings-evne. Hvis det er nødvendigt i Forvejen at bestemme, nogenlunde nøjagtigt, hvor stort Pumpeanlægget skal være, maa der foretages Prøvepumpning med tilhørende Maaling af Grundvandsspejlets Sænkning. Som en ganske raa Tilnærmelse bruges det undertiden at regne:

$$N = \frac{F H}{150},$$

hvor N er Pumpemotorens effektive Hestekraft, F Byggegrubens Areal i m^2 og H Løftehøjden (i m) fra Sumpens Vandspejl til det ydre Vandspejl. Under Byggegrubens Lænsning kan man faa noget sikrere Oplysning til Bestemmelse af, hvor stor Vandtilstrømning der kan ventes at komme under Byggegrubens Tørholdelse, ved at man, naar Vandspejlet inden for Fangedæmningen er sænket et Stykke h under det ydre Vandspejl, maaler den Vandmængde q , der skal udpumpes for at holde Vandspejlet i konstant Højde. Er H Løftehøjden under Byggegrubens Tørholdelse, kan Udpumpningsmængden under Tørholdelsen sættes til

$$Q = q \sqrt{\frac{H}{h}}.$$

XI. UDFØRELSE AF BETONBYGVÆRKER.

227. Udførelse i tørlagt Byggegrube. Til Betonbygværker i Havvand bør der i Almindelighed anvendes særlig fed Beton, idet det af Hensyn til Betonens Holdbarhed over for Havvandets Paavirkninger er nødvendigt, at Betonen er saa tæt som mulig.

Ved massive Bygværker, som f. Eks. Kajmure, Slusemure og Dokmure, hvor Bygværkets Dimensioner er bestemt af, at dets Vægt skal være tilstrækkelig stor til at give det fornøden Stabilitet over for de ydre Kræfter (Jordtryk og Vandtryk), er Materialsparingerne ofte saa smaa, at man, hvis Styrkehensynet alene kan være det afgørende, godt kan udføre største Delen af Bygværket af forholdsvis mager Beton. F. Eks. bruges det undertiden ved massive Kajmure, som den i Fig. 320 viste, at udføre den indre Del af Muren af mager Beton, mens der til den øvrige Del af Muren anvendes federe Beton, f. Eks. med Blandingsforhold 1:2:4, saaledes at den af mager Beton bestaaende Kærne er beskyttet mod Vandets Paavirkning af den af fed Beton dannede Skal.

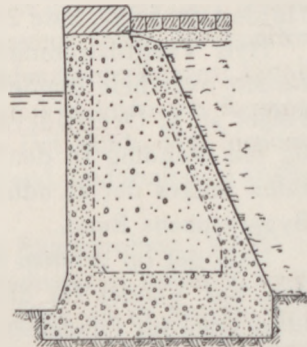


Fig. 320.

Hvis Vandet, saaledes som det er Tilfældet ved Dokmure, Slusemure og Spærredæmninger, kan staa i betydelig større Højde paa den ene Side end paa den anden Side af Muren, og der derfor kan ske Vandgennemsivning, hvis Muren ikke er tæt, bør det foretrækkes at anvende Sparebeton, bestaaende af fed Beton med Fyldsten, i Stedet for mager Beton, idet saadan Sparebeton er langt tættere end mager Beton med samme totale Cementindhold som Sparebeton. Til Fyldsten i Sparebeton anvendes helst Granitsten af Størrelse som store Haandsten. Fyldstenene bør ikke ligge tættere, end at den indbyrdes Afstand mellem Stenene mindst er 10 til 15 cm. Ved Anbringelsen af Fyldstenene maa det passes, at der ikke dannes Hulrum omkring Stenene. Betonen, hvori Stenene henlægges, maa derfor være plastisk, og Stenene maa enkeltvis og med en Støder trykkes saa langt ned i Betonmassen, at kun Halvdelen af Stenen rækker op over Betonlaget, forinden den dækkes ved Udlægning af det næste Lag Beton.

Betonstøbning i tørlagt Byggegrube foregaar paa samme Maade som ved almindelig Betonstøbning og kræver ikke særlige Foranstaltninger, saafremt Byggegrubens Bund kan holdes helt fri for Vand.

Dersom Byggegrubens Bund ikke kan holdes tør paa Grund af, at der trænger Vand op gennem Jordbunden, og at dette Vand løber som Overfladevand til Samlegrøfterne og videre til Byggegrubens Sump, beskadiges den nederste Del af den paa Byggegrubens Bund udlagte Beton, ved at Cementen her udvaskes og føres bort med Vandet. Et under saadanne Forhold udført Betonfundament vil derfor være mer eller mindre porøst i selve Fundamentsfladen, eventuelt her kun bestaa af Betonmassens Stenmateriale uden Mørteludfyldning mellem Stenene, saaledes at der, selv om Jordbunden er tæt, i Fundamentsfladen kan være forholdsvis store Dele af denne, hvor der kan optræde fuldt opad virkende Vandtryk paa Bygværket, naar Vandspejlet, efter at Bygværket er fuldført og Vandet lukket ind i Byggegruben, er steget til den normale Højde (jfr. § 187, Side 227).

Hvis Vandtilstrømningen fra Bunden kun er ganske ringe og jævnt fordelt over hele Bunden, kan man i nogen Grad afbøde de skadelige Følger af, at Overfladevandet udvasker Cementen, ved at anvende særlig fed Blanding til den nederste Del af Fundamentets Beton. Under tiden bruges det at udlægge et Lag fed Mørtel uden Sten direkte paa Byggegrubens Bund.

Hvis det op gennem Bunden kommende Vand danner Kilder i Bunden, bør Vandet fra disse optages i Drænledninger og gennem disse føres uden for Fundamentsfladen.

De af Drænledninger dannede Hulrum under Bygværkets Fundamentsflade kan først udfyldes ved Udstøbning, naar Byggegruben efter Bygværkets Fuldførelse atter er fyldt med Vand, saaledes at Strømningen i Ledningerne er ophørt. Der maa derfor fra de under Fundamentsfladen liggende Drænledninger føres lodrette Forbindelsesrør op til det normale Vandspejls Højde. Til Udstøbningen maa anvendes ren Cement udrørt i Vand. Cementvællingen hældes ned gennem de lodrette Tilledningsrør og fortrænger Vandet paa Grund af dens større Vægtfylde, saaledes at Drænledningerne og Hulrummene omkring disse udfyldes med Cement. For at Vandet i Drænledningerne skal kunne fortrænges af Cementvællingen, maa der være anbragt saa mange lodrette Forbindelsesrør, at nogle af disse kan danne Afløbsrør for det i Drænledningerne staaende Vand. Der maa helst være et Afledningsrør for hvert af de Rør, gennem hvilke der tilledes Cement. Grunden til, at der til Udstøbningen maa anvendes ren Cement og ikke tyndflydende Cementmørtel, er, at saadan Mørtel vilde skilles ad i Cement og Sand under Bevægelsen ned gennem Tilledningsrørene og under Aflejringen i de vandfyldte Drænledninger og Hulrum omkring disse. Hvor det kun drejer sig om Udstøbning i ringe Dybde under Vandspejlet, og Dræns-

ledningernes Længde og Vidde ikke er stor, anvendes dog ofte Cementmørtel til Udstøbning.

Undertiden kan særlige Forhold nødvendiggøre, at Udstøbningen af Drænledningerne og Hulrummene omkring disse foretages, medens Byggegruben endnu er tørlagt. Drænledningerne afproppes da paa de Steder, hvor de er ført uden for Fundamentsfladen, hvorved Vandet i de lodrette Tilledningsrør stiger til en til Grundvandstrykket i Byggegrubens Bund svarende Højde. Idet Strømningen i Ledningerne da er ophørt, kan Udstøbningen ske som ovenfor beskrevet. Anvendelsen af denne Fremgangsmaade ved Udstøbning er imidlertid betinget af, at det i Ledningerne under Fundamentsfladen og i Kilderne og Jordbundens Porer værende Vand, der staar under det til Vandets Stighøjde i de lodrette Tilledningsrør svarende Tryk, ikke er i Stand til i større Mængde at bane sig Vej uden om Rørledningerne. Hvis Jordbunden ikke er meget tæt og fast, vil der ikke kunne taales synderlig stort Vandtryk i Drænledningerne, før Vandet baner sig Vej uden om Ledningerne. Sker dette, kan der derved forvoldes en Del Skade, idet Vandet, ved at det fører noget af Byggegrundens Jord med, underminerer større eller mindre Dele af det færdige Fundament.

Dersom Vandtilstrømningen op gennem Byggegrubens Bund er stærk, og det er forbundet med store Vanskeligheder at sænke Grundvandspejlet inde i Byggegruben tilstrækkelig dybt, til at Bunden kan holdes tør, bruges det undertiden, hvis det for det paagældende Bygværk er uden Betydning, at Fundamentet ikke slutter tæt til Jordbunden, at anbringe et tyndt Lag Sten (Ral) direkte paa Bunden og da udlægge Betonen oven paa dette Stenlag. Idet Trykket fra Bygværket i saa Fald bliver overført gennem Stenlaget til Byggegrunden, vil Bygværket, efterhaanden som Belastningen vokser, sætte sig, ved at Stenene trykkes ned i Jordbunden. I nogle Tilfælde har man i Stedet for et Lag Ral anbragt et Skifte Klinker paa Fladen som Underlag for Betonen. Herved opnaas, at Bygværket sætter sig mindre, end det vilde gøre, hvis der anvendtes Ral som Underlag for Betonen.

228. Betonstøbning under Vand. Ved Betonstøbning under Vand kan man ikke lade den færdig tilberedte Beton frit synke ned gennem Vandet, fordi Betonen i saa Fald i mer eller mindre Grad, efter som Betonen sænkes et længere eller kortere Stykke gennem Vand, vil skilles ad i sine Bestanddele efter Kornstørrelse, saaledes at den aflejres lagvis, med Stenene nederst og derover Grus og Cement. Under Sænkningen vil endvidere en Del af Cementen, idet den er omgivet af frit Vand, omformes til Slam, som ikke kan hærde. Hvis Vandet er i Bevægelse, vil

desuden en Del af Cementen blive udvasket af Betonen og ført bort med Vandet.

Til Betonstøbning under Vand maa der derfor anvendes særlige Fremgangsmaader, saaledes som beskrevet i det følgende.

Da den under Vand udstøbte Beton, selv om der anvendes saadanne særlige Fremgangsmaader ved Udlægningen, altid er udsat for nogen Beskadigelse som Følge af Udvaskning af Cement, forinden Betonens Afbinding har fundet Sted, og da det ikke kan undgaas, at der sker Slamdannelse paa Overfladen af de enkelte i Vandet udlagte Betonmasser, bør der ved Betonstøbning under Vand anvendes Beton med rigeligt Overskud af Cementindhold.

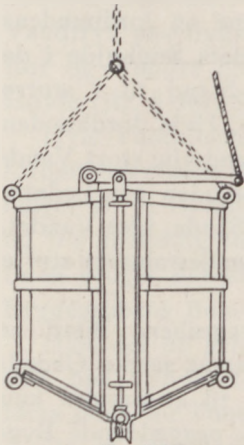


Fig. 321.

Beton, der er fremstillet ved Undervandsstøbning, er i Almindelighed af ringere Kvalitet end Beton, der er fremstillet i tør Byggegrube, baade i Henseende til Styrke og i Henseende til Tæthed.

Ved Støbning med Klapkasse sænkes Betonen i en med Bundklapper forsynet Kasse, fra hvilken Betonen tømmes ud, naar Kassen er naaet ned til Bunden paa det Sted, hvor Betonen skal udlægges.

I Fig. 321 er vist den almindelig anvendte Konstruktion af Klapkasse. Under Kassens Nedfiring holdes Bundklapperne i Lukkestilling af en udvendig paa Kassen siddende Skudrigel, der med en Gaffel griber ned om de paa Bundklapperne siddende Tappe. Naar Kassen er sænket ned paa Bunden, saaledes at Klapperne støtter mod Bunden eller det forud udlagte Betonlag, løftes Skudriglen, hvorefter Kassen hejses op, saaledes at Betonen glider ud mellem Klapperne.

I Fig. 322 er vist en Klapkasse, der er indrettet saaledes, at man er sikret mod, at der sker for tidlig Oplukning af Kassen, idet denne ikke kan aabnes, forinden den staar paa Bunden. Kassen er formet som en Halvcylinder og delt i to kvartcylindriske Dele, som er forbundet ved Hængslerne *a*. Under Nedfiringen hænger den betonfyldte Kasse i Tværbjælken *T*, saaledes at Kassen holdes lukket, idet Tværbjælken er forsynet med Kæder *b*, der er forbundet med Enderne af de to Kassedeles hinanden krydsende Arme *c*. Forbindelsen mellem Tværbjælken og det Tov *O*, i hvilket Kassen fires ned og hejses op, dannes af Krogen *K*, som ikke kan bringes ud af Indgribning med Ringen *d*, saa længe Kassens Vægt overføres gennem Krogen. Kassen er forsynet med Kæder *e*, som gennem Rammen *f* og de under Nedfiringen slække Kæder *g*

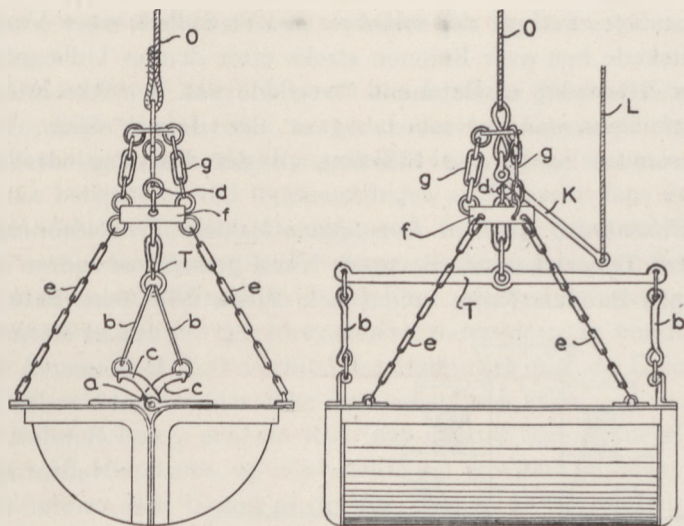


Fig. 322.

er i Forbindelse med Tovet O. Naar Kassen kommer til at hvile paa Bunden, slækkes Tovet, saaledes at man ved Træk i Linen L kan bringe Krogen ud af Indgribning. Naar der derefter hejses op i Tovet, strammes Kæderne g og e, saaledes at Kassen aabnes, og Betonen glider ud.

Til Udstøbning af ganske smaa Mængder Beton kan bruges en Sejldugs-Sæk, som vist i Fig. 323. Under Nedfiringen af den betonyldte Sæk holdes Aabningen for neden sammensnøret af et Tov, der er lagt i en Løkke omkring Sækken. Ved Træk i Tovparten a løsnes Ombindingen, saaledes at Betonen glider ud for neden, naar Sækken hejses op.

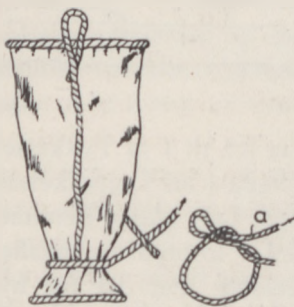


Fig. 323.

Ved Udstøbning med Klappkasse faar det fremstillede Betonlag meget ujævn Overflade, idet Betonert kommer til at ligge i Bunker. Ved lagvis Støbning af et Betonbygværk, hvis Højde er større end Tykkelsen af et enkelt Lag, kan det ikke undgaas, at der fremkommer ret store Mængder Cementslam paa hvert af de enkelte Lags Overflade, og dette Slam vil danne Skilleflader i den færdige Beton. Man maa søge saavidt mulig at fjerne Slammet forinden Udlægning af et nyt Lag Beton. Fjernelse af Slammet sker, ved at det suges op med en Pumpe, men Oppumpningen maa ikke foretages, før Betonen er saa vidt hærdet, at dens Cement og Sand ikke kan løsrives af Pumpevandet.

Hvis Betonlagets Overflade skal være jævn, maa den fornødne Af-

retning foretages ved, at der trækkes en i et Stillads over Vandet op-
hængt Retskede hen over Betonen straks efter dennes Udlægning. Ved
en saadan Afjævning af Betonens Overflade kan det ikke undgaas, at
en Del af Cementen udvaskes, og at der dannes Slam. Der bør
derfor anvendes særlig fed Blanding til det Betonlag, der skal af-
jævnnes.

2) Ved Udstøbning gennem Rør (ogsaa kaldet: Tragtstøbning) føres
Betonen fra Tilberedningsstedet over Vand gennem et lodret staaende
Rør ned paa Bunden. Røret holdes hele Tiden fyldt med Beton, saale-

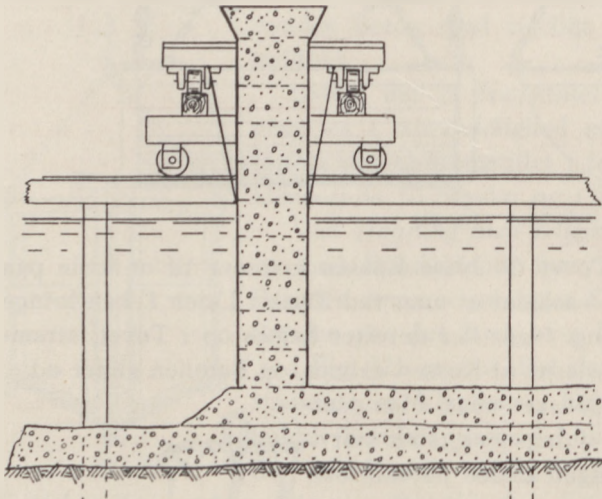


Fig. 324.

des at Betonen ikke
kommer i Berøring
med Vandet før nede
ved Bunden.

Nedføringsrøret
kan være monteret
paa en Vogn, der kø-
rer paa et over Stø-
bestedet spændende
Stillads, saaledes at
Røret kan føres hen
over hele det Areal,
paa hvilket der skal
udlægges Beton. (Fig.
324). Betonen udlæg-
ges i vandrette Lag

paa 0,5 til 1 m Tykkelse. Ved at Røret bevæges vandret med Rørmun-
dingen i en Lagtykkelses Højde over Bunden eller over det forud ud-
lagte Lag, glider Betonen ud fra Rørmundingen. Betonen aflægges her-
ved i forholdsvis smalle Bælter. Røret bevæges frem og tilbage over
Arealet, idet det for hver Forfaring flyttes et til det udlagte Bæltes
Bredde svarende Stykke vinkelret paa Forfaringernes Retning. Hvis det
Bygværk, der skal fremstilles, har langagtig Form, bør Bælterne lægges
vinkelret paa Bygværkets Længderetning, idet det derved opnaas, at der
hengaar saa kort Tid som mulig mellem Udlægningen af sammenstø-
dende Bælter, og at Forbindelsen mellem disses Beton derfor bliver saa
god som mulig. Det kan ikke undgaas, at der paa de udlagte Betonbæl-
ters Yderflader danner sig noget Slam, da Betonen her er i Berøring
med Vandet. Synderlig god Sammenhæng mellem de enkelte Beton-
bælter faas der derfor ikke. Hvis det er af Betydning at undgaa Faren
for Dannelsen af gennemgaaende lodrette Støbeskel i det fremstillede
Bygværk, bør man ved Udlægning af de enkelte Lag ordne det saaledes,

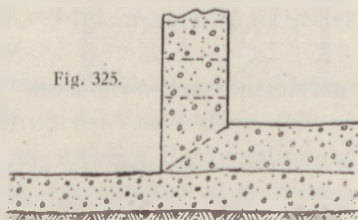
at Bælterne i det ene Lag føres vinkelret paa Bælterne i det næst følgende Lag.

Paa Oversiden af hvert Lag vil der ligeledes dannes Cementslam. Hvis dette Slam skal fjernes, maa det ske ved Oppumpning. Da det udlagte Betonlag maa henligge nogen Tid for at være saa vidt hærdnet, at det ikke beskadiges ved Oppumpningen af Slammet, faas der herved skadelige Støbeskel mellem Betonlagene. I Reglen foretrækkes det at undlade en saadan Rensning for Slam, og Udlægning af Betonlagene foretages da uden Afbrydelse i Arbejdet. Herved opnaas, at det ny Lag Beton udlægges paa det foregaaende, inden dette er bundet af, saaledes at Lagene faar god Forbindelse indbyrdes paa de Dele af Sammenstødsfladerne, hvor der ikke har samlet sig Slam.

Ved Betonstøbning gennem Rør faas mindre Slamdannelse end ved Støbning med Klappkasse, og Slamdannelsen er desto mindre, jo større Rørets Højde er. Paa Grund af det fra Vægten af Rørets Betonindhold hidrørende Tryk ved Rørets Munding vil der, medens Røret endnu holdes stille, dannes en flad Betonbunke, der rækker et Stykke uden for Rørets Munding. Naar Røret bevæges frem, vil den foran Røret liggende Del af denne Betonmasse stadig blive skudt foran Røret af den under Trykket fra Rørets Betonindhold gennem Rørmundingen udtrædende Beton, og derved som et Skjold beskytte denne mod at komme i Berøring med Vandet. Den Betonmasse, der saaledes skydes frem foran Røret, ødelægges naturligvis, ved at Cementen udvaskes, og bør derfor ikke indgaa i Bygværket. Optagning af saadan ved Rørets Fremføring beskadiget Beton maa ske, hver Gang man med Røret er naaet til Enden af et Betonbælte.

Ved Betonstøbningens Begyndelse staar der Vand i Røret, og den første Fyldning af Røret maa derfor ske ved Hjælp af Klappkasse. Under Udlægningen af Beton maa Røret som nævnt stadig holdes helt fyldt med Beton. Bevægelsen af Røret maa derfor ske ganske jævnt og ikke hurtigere, end at Betontilførslen for oven stadig kan følge med. Hvis der sker Afbrydelser i Betonudfyldningen i Røret, saaledes at Betonen i Røret synker ned under Vandspejlet, trænger der Vand ind i Røret, og der maa da paany foretages Betonfyldning af dette ved Hjælp af Klappkasse, som ved den første Fyldning af Røret.

Sædvanlig lader man Rørets Munding være vandret. Undertiden bruges det at lade Rørmundingen være skraat stillet, som vist i Fig. 325. Ved denne Ordning opnaas, at den fra Røret udtrædende Beton



beskyttes mod at komme i Berøring med Vandet paa den under Rørets Bevægelse fremad vendende Side, idet Rørvæggen her naar helt ned til Undersiden af det under Udlægning værende Betonlag. Der er dog herved den Ulempe, at Røret maa drejes 180°, hver Gang der ved Udlægning af Betonbælterne skal skiftes Bevægelsesretning.

For hvert Lag, der skal udlægges, skal Rørmundingen hæves et til Lagets Tykkelse svarende Stykke. Hvis Betontilberedningen sker paa den Vogn hvori Røret er ophængt, saaledes at Rørets Overkant stadig maa holdes i samme Højde, for at Tilfyldningen kan foregaa direkte fra Blandemaskinen, kan Røret være samlet af kortere Rørstykker med udvendig siddende Vinkeljernsflanger, saaledes at man kan afkorte Røret ved at borttage et af Rørstykkerne, hver Gang der tages fat paa Udlægning af et nyt Lag. Hvis man har højt liggende Betonfordelingsanlæg (Betonelevator med tilhørende Tilledningsrender) til Raadighed for Betontilførslen, kan hele Røret hæves uden Afkortning. Denne Ordning er at foretrække, dels fordi der da ved Udstøbning af alle Betonlagene kan arbejdes med stort Tryk ved Rørmundingen, dels fordi Afkortning af Røret medfører Afbrydelse af Betonudlægningen.

Rørmundingen maa under Udlægningen af et Betonlag stadig holdes i samme Højde, og Røret maa derfor bæres af en Vogn, der kører paa fast Stillads. Ophængning af Røret i Pram — en Ordning, der i mange Tilfælde vil være betydelig billigere end Anvendelse af fast Stillads — er i Almindelighed ikke tilraadelig, fordi man da hele Tiden under Betonstøbningen ved Løftning og Sænkning af Røret maa afpasse dettes Stilling efter Vandstandens Højde, og fordi selv ringe Bølgebevægelse kan foraarsage, at Betonens Udtræden gennem Rørmundingen sker rykvis, saaledes at der trænger Vand ind i Røret paa Grund af manglende Efterfyldning med Beton.

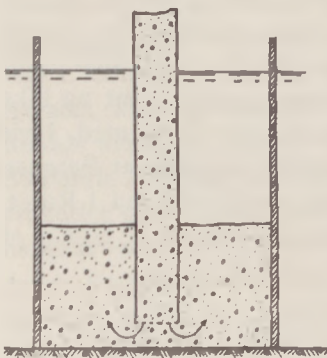


Fig. 326.

En særlig Form for Betonstøbning gennem Rør er den saakaldte *Contractor-Metode*¹⁾. Denne adskiller sig fra den ældre Fremgangsmaade til Betonstøbning gennem Rør derved, at Nedføringsrøret for Betonen ikke bevæges hen over Udstøbningsarealet²⁾, og ved, at Rørmundingen holdes neddykket i den under Udlægning værende Betonmasse (Fig. 326). Røret maa her holdes fyldt med

1) Navnet stammer fra, at Metoden er bragt i Anvendelse og er patenteret af det svenske Entreprenorfirma: *Aktiebolaget Contractor*.

2) Metoden gaar ogsaa under Navnet: *Betonstøbning med faststauende Rør*.

Beton til saa stor Højde, at det fra Vægten af Rørets Betonindhold hidrørende Tryk ved Rørmundingen er tilstrækkeligt til at presse Betonen ud mod Trykket fra Betonmassen uden for Røret. Rørmundingen holdes ca. 1 m under den udstøbte Betonmasses Overflade, idet Røret hæves, efterhaanden som Udstøbningen skrider frem. Den fra Rørmundingen udtrædende Beton kan kun brede sig hen over et begrænset Areal. Dettets Størrelse er afhængig af det ved Rørmundingen værende Tryk, og altsaa afhængig af Rørets Højde. Betonen regnes at kunne presses ud til ca. 3 m fra Røret, saaledes at der med et enkelt Rør kan udlægges Beton paa et Areal paa 6×6 m. Til større Arealer maa der da anvendes flere Nedføringsrør. Betonstøbningen maa ske ved Tilførsel af Beton samtidig til alle Rørene. Løftningen af Rørmundingen maa ved denne Fremgangsmaade ske ved, at hele Røret hæves, idet der stadig skal være stort Tryk ved Rørmundingen. Der kræves derfor en saadan Ordning af Betontilførslen for oven, at denne kan ske i fornøden Højde over Vandspejlet (Betonelevator med tilhørende Tilledningsrender).

Ved at Betonen træder ud af Rørmundingen et Stykke under Betonmassens Overflade, kommer af hele den udstøbte Betonmængde i Hovedsagen kun den efter Udstøbningens Fuldførelse øverst liggende Del i Berøring med Vandet, saaledes at der kun sker Udvaskning af Cement og Slamdannelse i denne Del af Betonen. Efter Betonstøbningens Fuldførelse maa denne øverste, slamfyldte og beskadigede Del af Betonen fjernes. Fjernelsen af denne Beton kan let foretages, hvis den over det i Vand udstøbte Betonfundament værende Del af Bygværket udføres under Tørlægning.

Ved Udstøbningens Begyndelse holdes Rørmundingen tæt nede ved Bunden, indtil Betonen uden om Røret er naaet op til ca. 1 m over Rørmundingen. Den nederst i det færdige Betonlegeme værende Beton vil derfor kunne være noget beskadiget ved Udvaskning af Cement og ved Slamdannelse.

Den første Fyldning af Røret kan foretages paa den Maade, at der anbringes en Prop af Sækkelærred i Røret og derefter tilføres Beton. Sækkelærredsproppen, som glider ned gennem Røret, efterhaanden som der fyldes Beton i Røret, beskytter Betonen mod at komme i Berøring med Vandet i Røret.

Den væsentlige Fordel ved Anvendelsen af den her beskrevne Fremgangsmaade til Betonstøbning i Vand er, at det fremstillede Betonlegeme ikke er delt ved Støbeskel mellem de enkelte Betonbælter og Lag, saaledes som Tilfældet er, hvis der til Fremstillingen af Betonlegemet anvendes den forud omtalte Fremgangsmaade ved Støbning

gennem Rør, eller hvis Udstøbningen sker med Klappkasse. Med Undtagelse af den øverst i det færdige Betonlegeme liggende Del af Betonen (der som nævnt fjernes) og maaske en mindre Del af den helt nede ved Bunden liggende Beton, er den ved Udstøbning gennem Rør efter *Contractor-Metoden* fremstillede Beton ikke af væsentlig ringere Kvalitet end Beton, der er støbt i tør Byggegrube.

Hvis Vanddybden paa det Sted, hvor der skal støbes Beton, er lille (mindre end ca. 0,75 m), kan følgende Fremgangsmaade anvendes: Ved

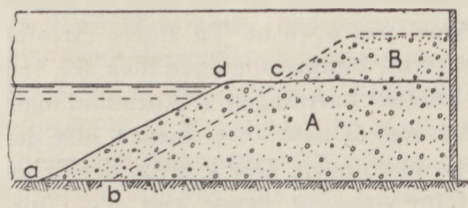


Fig. 327.

den ene Ende af Indfatningen for Betonbygværket anbringes en Betonmasse *A* (Fig. 327), der udlægges direkte i Vandet. Oven paa denne Betonmasse, der maa række op over Vandet, henlægges en Betonmasse *B*. Ved at man da bearbejder denne med Støder,

trykkes den ned i Betonmassen *A*, hvorved det yderste Lag *a b c d* af denne skydes frem i Vandet. Ved fortsat Anbringelse af Beton oven paa den i Vandet liggende Beton, men stadig et Stykke bag ved den først udlagte Betonmasses yderste Lag, og Nedstødning af den over Vand udlagte Beton i den under Vand liggende plastiske Beton opnaas, at kun Betonmassen *a b c d* kommer i Berøring med Vand. Ved begge Ender af det saaledes fremstillede Betonlegeme — ved den ene Ende, hvor Betonen er udlagt direkte i Vand, og ved den anden Ende, hvor den Betonmasse, der under hele Udstøbningen er ført gennem Vand, kommer til at ligge — er Betonen beskadiget ved Udvaskning og Slamdannelse. Man kan af Hensyn hertil gøre det af Indfatningsvæggen omsluttede Areal saa meget større end Betonbygværkets Grundflade, at den beskadigede Beton kommer til at ligge uden for Bygværket, eller man kan foretage Udlægningen af Betonmassen *A* med Klappkasse og ved Afslutningen af Betonstøbningen fjerne den Betonmasse, som ved at være blevet skudt frem i Vandet som Skjold for den øvrige Del af Betonen, er blevet udvasket, og erstatte denne Beton med anden Beton, der udlægges med Klappasse.

5) **Sække-Betonering.** Ved den hermed betegnede Fremgangsmaade til Fremstilling af et Betonbygværk fyldes Betonen i Sække af Hessian eller lignende Stof og sænkes saaledes beskyttet mod Udvaskning af Cementen og mod Slamdannelse ned i Vandet. Sækkene forbliver omkring Betonen i det færdige Bygværk. Dette kommer derfor til at bestaa af løst paa hinanden, men tæt og i Forbandt liggende Betonlegemer.

Sækkene maa ikke være helt fyldte med Beton, da de ellers ikke er

i Stand til at antage Form efter Bunden eller efter det underliggende Lag Sække-Betons Overflade.

Sække-Betonerings anvendes forholdsvis sjældent i større Omfang til Fremstilling af egentlige Bygværker og kun under særlige Omstændigheder, f. Eks. paa Steder, hvor Bølger umuliggør eller vanskeliggør Opførelse af de for Betonstøbning i Vand ved Hjælp af Klappkasse eller gennem Rør fornødne Indfatningsvægge. Ved Udførelse af større Bygværker af Sække-Beton (Moler eller Afjævningslag paa Bunden, som Underlag for Moler af Betonblokke) har man benyttet følgende Fremgangsmaade: I en Pram med Bundklapper anbringes først de til Sammenbinding af Sækken fornødne Tove, og over disse udlægges Sækkelærredet. Derefter fyldes der Beton i Prammen, og Sækkelærredet bindes sammen om hele Betonmassen. Prammen forhales til Anbringelsesstedet, hvor Sækken styrtes ud af Prammen, ved at man aabner Bundklapperne. I Stedet for Klappram kan anvendes Tippepram. Sækken anbringes her paa Prammens Dæk og bringes til at glide ud i Vandet, ved at man lukker Vand ind i Ballastrum i den ene Side af Prammen, saaledes at denne krænger saa meget over, at den betonfyldte Sæk glider ud.

Fremstilling af Betonbygværk ved Undervandsstøbning kan endelig ske ved den saakaldte Kinippling¹⁾. Ved denne Metode tilberedes Betonen ikke over Vand, men Hulrummene mellem Betonbygværkets Sten udfyldes under Vand med Cement.

Inden for Støbeindfatningerne anbringes Stenmaterialet, og samtidig hermed opstilles et passende Antal Rør (f. Eks. 5 cm trukne Jernrør), der naar fra Bunden til et Stykke over Vandspejlet. Gennem disse Rør tilledes der Cement udrørt i Vand til Udfyldning af Hulrummene i Stenmassen. Til Udfyldningen maa anvendes Cementvælling af ren Cement (ikke Cementmørtel), af samme Aarsag som nævnt i § 227, Side 342 ved Omtalen af Udstøbning af Drænledninger under Fundamentsfladen. Cementvællingen, der er tungere end Vand, breder sig først hen over Bunden og stiger, efterhaanden som der tilledes Cementvælling, op i Hulrummene mellem Stenene, idet den fortrænger Vandet. Cementslammet er noget lettere end Cementvællingen og samles derfor for største Delen oven paa den i Stenenes Hulrum fordelte Cementvælling. Under Udstøbningen hæves Tilledningsrørene, efterhaanden som Hulrummene udfyldes. Rørmundingerne maa herved stadig holdes et Stykke under Cementvællingens Overflade for derved at begrænse Slamdannelsen mest mulig. For at Cementen skal kunne trænge ind i alle Hulrummene, saaledes at den fremstillede Beton kan blive saa tæt som mulig, maa der

¹⁾ Saaledes betegnet efter den engelske Ingeniør *Kinipple*.

ikke anvendes for smaa Sten (ikke mindre end Ral), da Modstanden mod Cementvællingens Indtrængen ellers bliver for stor. Det er fordelagtigt at anvende Sten i forskellige Størrelser, f. Eks. fra almindelige Haandsten ned til Ral, idet det samlede Hulrum, der skal udfyldes med Cement, herved bliver mindre, end hvis Stenene alle har samme Størrelse. Der bør endvidere ikke være for stor Afstand mellem Tilledningsrørene (f. Eks. ikke større end 2 til 3 m), da Cementvællingen ellers størkner, inden den naar ud i de fjernest fra Rørmundingen værende Hulrum. Udstøbningen bør fuldføres uden Standsning i Arbejdet. Ved en Afbrydelse i Udstøbningen er man nødsaget til at hæve Rørmundingen op over Overfladen af det tilførte Lag Cement, da Rørene ellers vil komme til at sidde indstøbte i dette, eller, selv om de kan rokkes løs, dog være lukkede for neden af en Prop af hærdnet Cement. Ved Genoptagelsen af Udstøbningen, hvor der da til at begynde med udlægges Cementvælling oven paa det allerede størknede Cementlag, kan det ikke undgaas, at en Del af Cementslammet fra Udstøbningen forud for Afbrydelsen bliver liggende i Hulrummene mellem Stenene paa Overfladen af det størknede Lag Cement, saaledes at der fremkommer en vandret Skillefuge uden Bindemiddel i Betonlegemet.

Fremstilling af Beton under Vand ved Kinippling er ret kostbar, navnlig paa Grund af, at der medgaar stor Mængde Cement dertil, og Betonen er ikke saa stærk og ikke saa holdbar over for Paavirkning fra Havvand som anden Beton. Metoden finder derfor kun Anvendelse i de Tilfælde, hvor særlige Forhold bevirker, at andre Fremgangsmaader ikke kan benyttes.

229. Indfatninger til Betonstøbning i Vand. Ved Betonstøbning i en Byggegrube, der er begrænset af Spunsvæg, danner denne sædvanlig Indfatning for den ved Undervandsstøbningen udlagte Beton.

Hvis Betonbygværket opføres i Vand uden Fremstilling af egentlig Byggegrube med tilhørende Spunsvægge, og hvor de for Undervandsstøbningen fornødne Indfatninger derfor kun skal tjene som Forskalling for Betonstøbningen, kan saadan Forskalling udføres af Plankflager, befæstet til nedrammede Pæle. Indfatninger af saa let Konstruktion er dog kun anvendelige under Forudsætning af, at der det paagældende Sted ikke kan komme Bølger af nogen Betydning. Selv ved ganske ringe Bølgebevægelse i Vandet rives Flagerne løs fra Pælene, hvis de ikke er meget solidt befæstet til Pælene, eller Flagerne sættes i svingende Bevægelse i Takt med Bølgerne og rokker derved Pælene løs, saaledes at Opdriften paa Flager og Pæle trækker Pælene op af Jordbunden.

Ved Undervandsstøbning paa Steder, hvor der kan komme Bølger,

maa Indfatningerne udføres som Spunsvægge med Afstivning af Pælebukke. Paa forholdsvis ringe Vanddybde kan der anvendes Spunsvægge af Træ. Ved større Vanddybder bør man, hvis det er muligt, anvende Jernspunsvæg. Spunsvæggens Afstivninger maa gøres meget stærke af Hensyn til Bølgepaavirkningen. Paa Steder, der ligger saa udsat, at der kan komme forholdsvis store Bølger, f. Eks. 1 til 1,5 m høje Bølger, maa man være forberedt paa, at selv solidt udførte Spunsvægge kan blive sønderslaaet af Bølgerne, hvis der kommer stærk Bølgepaavirkning, forinden der er udstøbt Beton inden for Spunsvæggene. Paa udsatte Steder bør man derfor ved Arbejdets Udførelse sørge for, at Opførelsen af Indfatningerne ikke er mere end højst nødvendigt forud for Betonstøbningen.

Af Spunsvæggene kan kun de Dele fjernes, der rækker op over den undervandsstøbte Betons Overside. Hvis Indfatningen bestaar af en Jernspunsvæg, er Bortfjernelsen af den under Vand værende Del af Spunsvæggen besværlig og kostbar. Hvor det kan lade sig gøre, indretter man det derfor hellere saaledes, at hele den under Vand værende Del af Spunsvæggen kan indgaa i Bygværket.

Paa Steder, hvor der kan forekomme stærk Bølgebevægelse, er det ofte fordelagtigt at have Indfatninger bestaaende af Beton-Rammer (Fig. 328). Saadanne Indfatninger egner sig dog kun i Tilfælde, hvor Indfatningen kan indgaa i Bygværket som en Del af dette, og hvor hele Bygværket, saaledes som det f. Eks. ofte er Tilfældet ved Moler, dannes af en Række indbyrdes adskilte Betonlegemer, der naar fra Bunden til noget op over Vandspejlet.

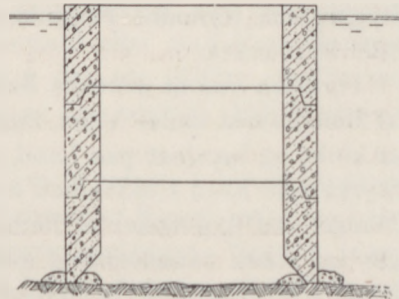


Fig. 328.

Beton-Rammerne støbes paa Land og anbringes med Kran paa det Sted, hvor Bygværket skal opføres. Hver Ramme kan, som vist i Figuren, være delt i mindre Stykker, der med Fals griber ind i hinanden. Tæthed mellem Bunden og Rammens nederste Kant kan tilvejebringes, ved at Kanten er skærpet, saaledes at den ved Beton-Rammens Vægt trykkes lidt ned i Bunden, eller ved at der af en Dykker stoppes betonfyldte Sække ind i Hulhederne mellem Rammens Underkant og Bunden. Ved Udfyldningen af det af Rammen indesluttede Rum med Beton sammenstøbes Rammen med den undervandsstøbte Beton.

Ved alle Slags Indfatningsvægge for Undervandsstøbning paa Steder, hvor der kan optræde Bølgebevægelse, maa der lægges særlig Vægt paa

at faa Indfatningerne tætte (Jernspunsvægge er derfor bedre end Spunsvægge af Træ). Den fra Bølgebevægelsen hidrørende Variation i Vandtrykket paa Indfatningsvæggens udvendige Side vil, idet Vandspejlet inden for Væggen er roligt, og Vandtrykket derfor her konstant, medføre, at der sker stærk Vandgennemstrømning gennem Væggens Utætheder, skiftende med Bølgens Periode fra Indstrømning til Udstrømning. Saadan Vandstrømning gennem Aabninger i Indfatningsvæggen kan ødelægge store Dele af den udlagte Beton ved Udvaskning af Cement og Dannelse af Slam.

230. Betonblokke. Til Udførelse af Bygværker i Vand anvendes i mange Tilfælde Betonblokke. Disse støbes paa Land, og efter at Betonen er hærdnet, transporteres de til Byggestedet og anbringes paa Plads i Bygværket. Blokkonstruktionen anvendes især til Moler og lignende Bygværker, der skal opføres paa Steder, hvor der paa Grund af Byggestedets udsatte Beliggenhed ved aabent Hav kan forekomme saa stærk Bølgebevægelse, at Opførelse af Bygværket ikke kan foretages i tørlagt Byggegrube. Blokkonstruktionen anvendes ogsaa til Kajindfatninger (jfr. Fig. 167, Side 233), f. Eks. i Tilfælde af, at Vanddybden det paagældende Sted er saa stor, at Bygning af den for Udførelse af Kajmuren i tørlagt Byggegrube fornødne Fangedæmning medfører urimelig Fordyrelse af hele Bygværket.

Fordelen ved at anvende Betonblokke fremfor at opføre Bygværket af Beton støbt under Vand, ligger især i, at Blokkenes Beton, idet den er støbt og hærdnet paa Land, er af langt bedre Kvalitet, saavel hvad Styrke som hvad Holdbarhed angaar, end Beton støbt under Vand. En Mangel ved Bygværker af Betonblokke er, at der ikke kan tilvejebringes saa stærk Sammenhæng mellem Blokkene indbyrdes som den, der haves i et monolitisk Betonbygværk.

Blokkene udføres i forskellig Størrelse, idet Størrelsen dels maa afpasses efter det paagældende Bygværks Dimensioner, dels er i nogen Grad afhængig af, hvilke Løfteapparater der haves til Disposition til Blokkenes Transport og Anbringelse i Bygværket. I Almindelighed er det fordelagtigt, saavel af Hensyn til Bygværkets Stabilitet for de ydre Kræfter, som det er udsat for (ved Moler: Bølgetryk, ved Kajmure: Jordtryk), som af Omkostningshensyn, at anvende saa store Blokke som muligt. I Reglen gøres Blokkene derfor netop saa store, som de disponible Løfteapparaters Bæreevne tillader. Til Kajmure og mindre Moler er det ret almindeligt at bruge Betonblokke paa 20 til 50 t Vægt, til Moler paa meget udsatte Kyster, hvor det er nødvendigt, at Bygværkets enkelte Dele er meget store paa Grund af den stærke Paavirkning fra Bøl-

gerne, har man anvendt Blokke paa op til 400 t. Ved Blokke til Blok-
kastning (til Moler med Skraaninger som Erstatning for Natursten) er
det sædvanlig alene Hensynet til, at Blokkene skal være tilstrækkelig
store, til at de ikke kan bevæges af de Bølger, der kan forekomme det
paagældende Sted, der er bestemmende for Blokkenes Dimensioner.
Efter Blokkastningens mindre eller mere udsatte Beliggenhed anvendes
hertil Blokke paa 3 til 40 t.

I Almindelighed gives Blokkene Form som et retvinklet Parallelo-
pipedum. Cylindriske Molehoveder udføres af Blokke med krum Yder-
flade og ikke parallelle Sideflader. Meget komplicerede Former bør saa
vidt muligt undgaas, fordi Anbringelsen i Bygværket af saadanne Blokke
er vanskelig og kostbar.

Blokkene indgaar i Bygværket liggende i Skifter og med Stødfugerne
i det ene Skifte over Midten af Blokkene i det underliggende Skifte eller
med Stødfugerne i det ene Skifte blot noget forskudt for Stødfugerne
i det underliggende Skifte.

Som Underlag for det nederste Skifte maa der i Almindelighed an-
bringes et Afjævningslag af Sten (Ral eller Haandsten), og dette Stenlag
maa planeres ved Afretning med Retskede.

Ved Anbringelsen af Blokkene i de øvrige Skifter sættes Blokkene
i Reglen paa Trækiler, der indsættes i Liggefugerne, idet disse ligesom
ogsaa Stødfugerne da udfyldes med Cement eller med Cementmørtel.
Det bruges ogsaa at stille Blokkene i det ene Skifte direkte paa
Blokkene i det underliggende Skifte og da udelade Udfyldning af
Fugerne.

Udfyldning af Fugerne sker med Cement udrørt i Vand, eventuelt
med tyndflydende Cementmørtel. Udstøbning af Fugerne sker for hvert
Skifte for sig, efterhaanden som Blokkene henlægges. Fugerne tættes
udvendig af Dykker ved Indstopning af Værk i Fugerne, og gennem lod-
rette Tilledningsrør, der naar op over Vandspejlet, tilføres Cementvæls-
ling, indtil Fugerne er udfyldt op til Skiftets Overside. Til Fugerne i de
øverste Skifter kan i Reglen anvendes tyndflydende Cementmørtel, naar
der anbringes et Tilledningsrør i hver eller hver anden af Stødfugerne,
idet den Strækning, som Mørtelen her skal løbe gennem Rørene og
Fugerne, ikke er saa lang, at Mørtelen naar at skilles ad i Cement og
Sand. Til Udstøbning af de nedre Skifter bør bruges ren Cement til
Udfyldningen.

Det kan ved saadan Udstøbning af Fugerne ikke undgaas, at noget
af den dannede Cementslam forbliver i Fugerne. Den Forbindelse mel-
lem Blokkene indbyrdes, der kan opnaas ved Udstøbning af Fugerne,
er derfor ikke saa god, at man kan regne med, at der i Fugerne kan

overføres Trækkkræfter eller Forskydningskræfter gennem Bindemidlet i Fugerne. Man bruger derfor ofte paa anden Maade at tilvejebringe saadan Forbindelse mellem Blokkene indbyrdes, at Blokkene ikke kan forskydes i Forhold til hinanden. Blokkene forsynes da i Fugerne med Fjer og Not, eller de forsynes med dobbelt Not, idet der da heri indsættes en til Notens Form afpasset Laaseblok af Beton.

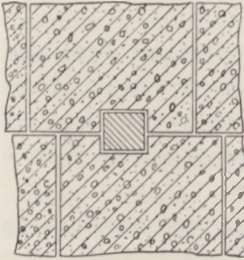


Fig. 329.

Dersom der anvendes Fjer og Not i Liggefugerne, bør Fjeren anbringes i Blokkens Overside. Forbindelsen i Liggefugerne tilvejebringes ofte kun ved Hjælp af en tærningformet Laas af Granit eller af Beton, som griber ind i tilsvarende Fordybninger i Oversiden og Undersiden af de to paagældende Blokke (Fig. 329).

Forbindelsen i Stødfugerne kan være som vist i Fig. 330: Fjer og Not, eller som vist i Fig. 331: dobbelt Not og Laaseblok af Beton.

I Stedet for Laaseblokke af Beton støbt paa Land kan man anvende Laaseblokke, der fremstilles ved Udfyldning med Beton af det af de sammenstødende Noter dannede Hulrum. Betonudfyldningen af Noterne (som sker under Vand) kan udføres paa den Maade, at der føres en betonfyldt langagtig Sæk ned i det af Noterne dannede Hulrum. Foruden at man herved opnaar at faa Noterne helt udfyldt, medens man ved Anvendelsen af færdigstøbte Laaseblokke maa foretage en Udstøbning med Cement af Spillerummet omkring Laaseblokken samtidig med Udstøbningen af de øvrige Fuger, er der den Fordel ved Udfyldning af Noterne med Beton, at der herved ikke kræves saa nøjagtig Anbringelse af Blokkene, som Tilfældet er, hvis der anvendes færdigstøbte Laaseblokke.

Fremstilling af Betonblokke sker paa en dertil passende Støbeplads i Land, hvor Forholdene er bekvemme for Modtagelse og Opslagring af Betonmateriale, og hvor der er tilstrækkeligt Areal til Raadighed, til at man kan have et stort Antal Blokke staaende paa Lager. Det er af stor Betydning for Betonblokkenes Holdbarhed over for Paavirk-

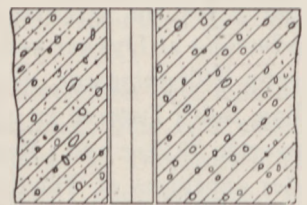


Fig. 330.

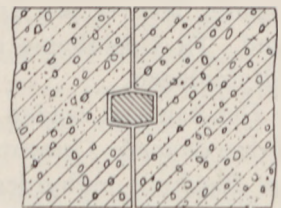


Fig. 331.

ning fra Havvand, at Blokkene faar lang Hærdningstid, forinden de sættes ud i Vandet.

Støbeformene udføres sædvanlig af Plankeflager, der spændes sammen med Rammer af Tømmer, saaledes at Formene er lette at skille og samle. I Fig. 332 er vist en saadan Blokform. Rammens Bjælker R

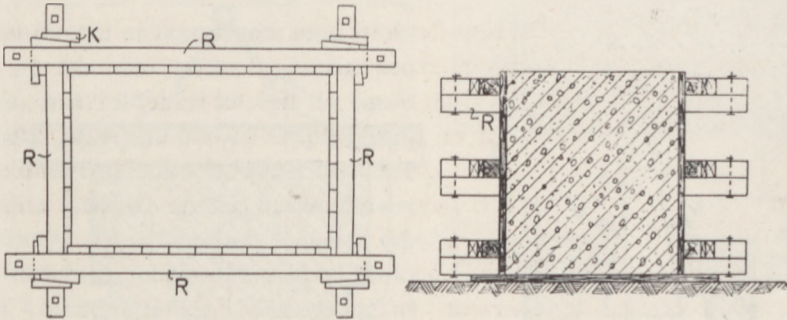


Fig. 332.

spændes ind mod Støbeformens Planker ved Hjælp af Kiler K. Afstanden mellem Rammerne indbyrdes maa ikke være for stor, og Ramstykkekerne maa være af ret svært Tømmer, for at Plankeflagerne ikke skal bøjes af Trykket fra den plastiske Beton, og Blokkene bør støbes paa et solidt understøttet Plankegulv. Det er nemlig nødvendigt, at Blokkenes Sideflader er saa nøje som muligt plane, da det ellers er forbundet med meget Besvær at faa Blokkene passet ind i Bygværket paa rette Maade.

Det bruges ofte at lade Blokkene være forsynet med Granitparement paa de Flader, der i Bygværket danner Yderflader mod frit Vand. Skal Blokkene udstyres med Parement, opmures dette inden i Støbeformen umiddelbart før Betonstøbningen.

Af Hensyn til Transporten og Manøvreringen af Blokkene ved deres Anbringelse i Bygværket maa Blokkene være forsynet med passende Indretninger, til at de kan ophænges i en Kran.

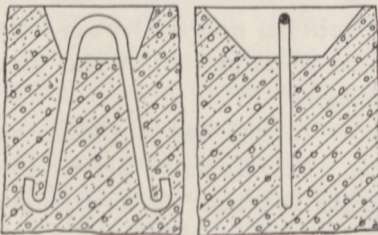


Fig. 333.

Ved smaa Blokke, f. Eks. til Fremstilling af Blokkastning, eller til Afdækning af Sandbund eller Stenlag (som Beskyttelse mod Bølgepaavirkning), kan Blokken forsynes med en i en Fordybning i Blokkens Overside siddende Jernbøjle, der er indstøbt i Betonen (Fig. 333),

eller der kan i Blokkens Overside være en underskaaren Fordybning (Fig. 334), i hvilken der kan anbringes en svalehaleformet Jerntap *A* med Øje til Anbringelse paa Krankrogen. Jerntappen fastholdes under Blokkens Løftning med Kilestykkerne *b* og frigøres, naar Blokken er sat paa Plads, ved at den drives ned i Fordybningen, saaledes at Kilestykkerne kan fjernes.

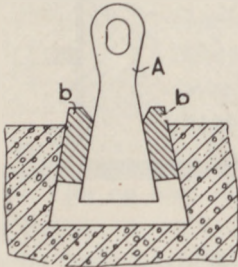


Fig. 334.

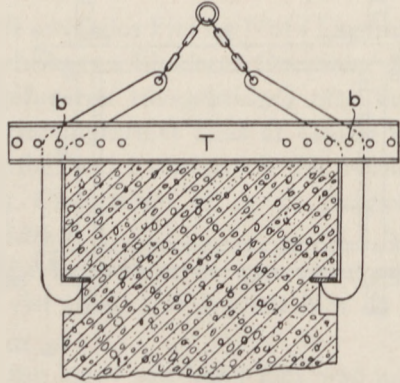


Fig. 335.

Til større Blokke kan anvendes en Tang, som den i Fig. 335 viste. Tangen bestaar af en af to U-Jern dannet Bjælke *T*, samt af to vinkelbøjede toarmede Vægtstænger, der sidder mellem U-Jernene og er befestet til disse med Bolte *b*. De ned langs Blokkens Sider gaaende Vægtstangsarme er hver forsynet med en Hage, der griber ind i en Fordybning i Blokkens Sideflade. For at Betonen ikke skal knuses af Trykket fra Hagen, naar Blokken hænger i Tangen, er der anbragt Jernplader i Fordybningerne til Fordeling af Trykket. Enderne af de to andre Vægtstangsarme er med Kæder forbundet med en Ring til Anbringelse paa Krankrogen. Bjælken *T* kan være forsynet med flere Huller for Boltene *b*, saaledes at Tangen kan indstilles efter Blokkens Størrelse. Til Anbringelse af Blokke i et Bygværk, hvor Blokkene skal stilles tæt Side om Side, saaledes at Stødfugerne bliver saa smaa som mulig, egner en saadan Tang sig ikke, fordi der maa holdes saa stort Spillerum mellem Blokkene indbyrdes, at man kan faa Tangen fri af Blokkene.

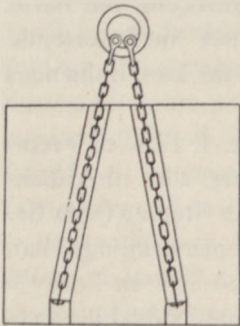


Fig. 336.

Til Løftning af store Blokke kan anvendes en Ordning som vist i Fig. 336. Der haves her to Kæder, der lægges omkring Blokken, og hvis Ender sjækles til en Ring til Anbringelse paa Krankrogen. For at man skal kunne stille Blokkene paa Plads i

Bygværket og efter Anbringelsen tage Kæderne ud, er Blokken forsynet med Riller for Kæderne.

Ved meget store Blokke bruges det for det meste at have Blokken op-
hængt i fire Stænger, saaledes som
vist i Fig. 337. Med denne Ordning
er det lettere at manøvrere med Blok-
ken og faa den stillet nøjagtig paa
Plads, end Tilfældet er ved de forud
omtalte Anordninger af Ophængnin-
gen. Blokken er her forsynet med fire
lodrette Kanaler *a* med rektangulært
Tværnsnit. Hver af disse Kanaler end-
er forneden i en Fordybning *b* i Blok-
kens Underside. Til Ophængning af
Blokken haves fire Rundjernsstænger
(Nøgler), der hver er forsynet med

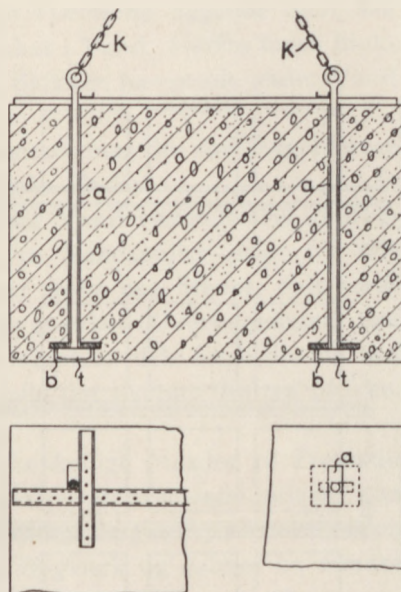


Fig. 337.

Øje foroven og med et Tværstykke *t* forneden. Nøglerne føres ned i
Kanalerne og drejes derefter saaledes, at Tværstykkerne kommer til at
ligge an mod Bunden af Fordybningerne *b*. For at beskytte Betonen mod
Knusning, er der her indlagt Jernplade til Fordeling af Trykket, som
fremkommer, naar Blokken hænger i Nøglerne. Fra Nøglernes Øjer
gaar Kæderne *K* til en Ring, der kan anbringes paa Krankrogen. For
at Nøglerne af det skraat rettede Træk i Kæderne ikke skal trykkes
ind mod Betonen ved Blokkens Overside og knuse Betonen her, af-
støttes Nøglerne med en paa Blokkens Overside anbragt firkantet
Ramme af fire Stykker U-Jern. Nøglerne ligger an mod Rammen i
Krydsningerne mellem U-Jernene.

Transporten af Blokkene fra Støbepladsen til den Kran, med hvil-
ken Blokkene lægges paa Plads, sker sædvanlig, ved at de køres
paa Trolje. Anordningen ved Støbepladsen kan f. Eks. være saaledes,
som vist i Fig. 338. Blokkene støbes staaende i Rækker med saa stor
indbyrdes Afstand, at der mellem Rækkerne haves Plads til et Spor *S*
for en kørende Portalkran *K*. Vinkelret paa Blok-Rækkerne ligger Trolje-
sporet *T* i en forsænket Grube, der er saa dyb, at Troljen kan føres
ind under de tværs over Gruben henlagte transportable Kranskiner *S*₁.
Med en Blok hængende i Kranen køres denne ud over Troljen, og
Blokken sættes af paa denne. Kranen køres derefter tilbage, og den
ene af Skinnerne *S*₁ fjernes, saaledes at Troljen med den derpaa staaende
Blok kan føres frem ad Troljesporet.

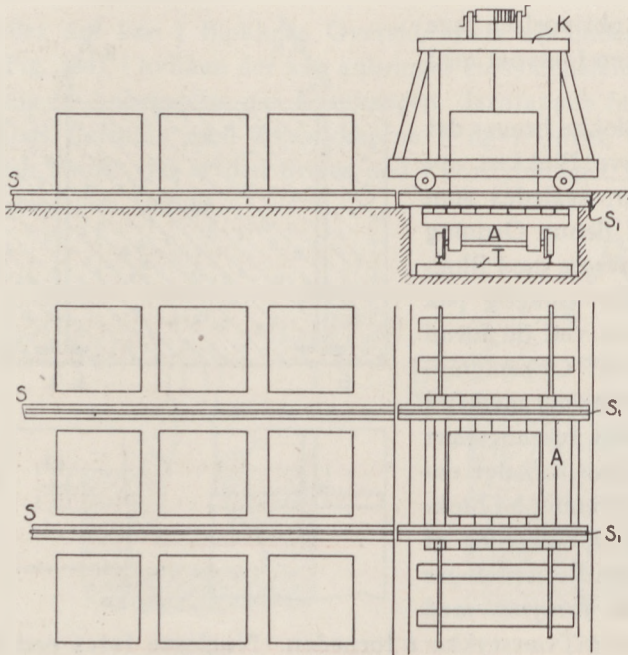


Fig. 338.

færdigt fremstillede Del af Bygværket. Blokken tages med Kranen fra den bag ved denne holdende Trolje, og ved at Udliggeren svinges 180° , bringes Blokken ud til den for Enden af Kransporet under Opførelse værende Del af Bygværket. Denne Ordning er den, der sædvanlig anvendes ved Bygning af Havnemoler.

Hvis Bygværket ikke har Landforbindelse, maa Blokkene sejles til Byggestedet i Pram. De tages herfra med en Flydekran og sættes med denne paa Plads i Bygværket.

I Tilfælde af, at Blokkene er saa store, at de er for tunge, til at Kranen kan bære en Blok hængende over Vandspejlet, kan man indrette det saaledes, at

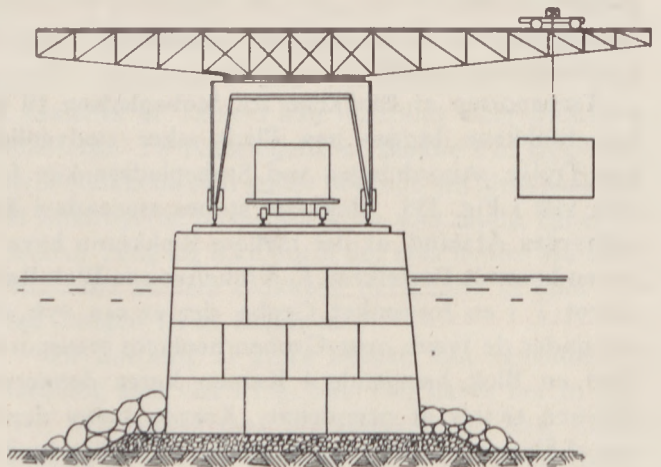


Fig. 339.

Hvis Opførelsen af det paagældende Bygværk sker fra Land, saaledes at Troljesporet kan føres helt ud til det Sted, hvor Blokkene skal anbringes, kan Anordningen paa Byggestedet være som vist i Fig. 339, idet man da til Udsætningen af Blokkene benytter en Sving-Portal-Kran (Titankran). Sporet for denne samt Troljesporet er da ført ud paa den yderste Ende af den

Troljen med Blokken køres paa et med Hældning liggende Spor saa langt ud i Vandet, at Blokken er helt dykket i Vand. Herfra tages Blokken med Flydekranen, som derefter med Blokken hængende under Vand bugseres til Byggestedet.

Ved Anbringelsen af Blokkene i Bygværket maa der som Regel have Dykker til Hjælp til at stille Blokkene paa Plads.

I Almindelighed udføres kun den under Vand værende Del af Bygværket (Underbygningen) af Blokke. Fra Vandspejlet (eller fra lidt over dette) udføres Bygværket af Beton støbt paa Stedet, dels fordi det er billigere at udføre denne Del af Bygværket (Overbygningen) paa denne Maade end at udføre den af Betonblokke, dels fordi der derved tilvejebringes solid Forbindelse mellem alle det øverste Skiftes Blokke.

231. Sænkekasser anvendes paa to forskellige Maader til Fremstilling af Bygværker i Vand. Ved den ene Anvendelsesmaade indgaar kun Sænkekassens Bund som en Del af det færdige Bygværk, ved den anden indgaar hele Sænkekassen i det færdige Bygværk og danner en mindre eller større Del deraf. (N)

a. Kun Sænkekassens Bund indgaar i det færdige Bygværk. Ved denne Byggemetode opføres Bygværket i en paa Vandet flydende Kasse, som er tilstrækkelig stor, til at den kan bære hele Bygværket, naar dette er saa vidt fuldført, at dets Højde er lidt større end Vanddybden paa det Sted, hvor Bygværket skal staa. Naar Opførelsen af Bygværket i Sænkekassen er saa vidt fremskredet, forhales Sænkekassen hen til Bygværkets endelige Plads og sænkes her, saaledes at Sænkekassen med det deri værende Bygværk bringes til at hvile paa Byggegrunden. Derefter fjernes Sænkekassens Sider. Sænkekassens Bund forbliver under Bygværket, og Bygværkets Tryk overføres derfor gennem Sænkekassens Bund til Byggegrunden.

Forbindelsen mellem Sænkekassens Sider og dens Bund maa være indrettet saaledes, at Siderne kan løsnes fra Bunden, naar Bygværket er kommet paa Plads.

De forskellige Stadier ved Opførelse af et Bygværk i Sænkekasse paa denne Maade er vist skematisk i Fig. 340. *a:* Sænkekassen flydende og tom. *b:* Et Mellemstadium, hvor en Del *B* af Bygværket er opført. *c:* Bygværket saa vidt fuldført, at dets Højde *h* er noget større end Vanddybden paa Anbringelsesstedet. *d:* Efter Kassens Sænkning paa Anbringelsesstedet, Bygværket *B* staaende paa Sænkekassens Bund og denne hvilende paa et paa Byggegrunden udlagt Afjævningslag af Ral.

Ved Bygning i Sænkekasse er man i Stand til at opføre den under Vand værende Del af et massivt Bygværk af Beton eller Murværk (eller

Kombinationer heraf) og opnaa, at Bygværkets Beton og Murværk bliver af lige saa god Kvalitet som ved Udførelse af Murværk og Betonstøbning paa Land. En særlig Fordel ved Anvendelse af Sænkekasse — set i Forhold til Udførelse af Bygværker ved Betonstøbning under Vand og til Bygværker af Betonblokke — er, at Fremstilling af Bygværker med mere komplicerede Former, som f. Eks. en Bropille med indvendige Hulrum o. l., ikke volder større Vanskeligheder.

I Stedet for, som Tilfældet er ved den i Fig. 340 fremstillede Bygge- maade, at lade Sænkekassens Bundflade være saa stor, at Sænkekassen

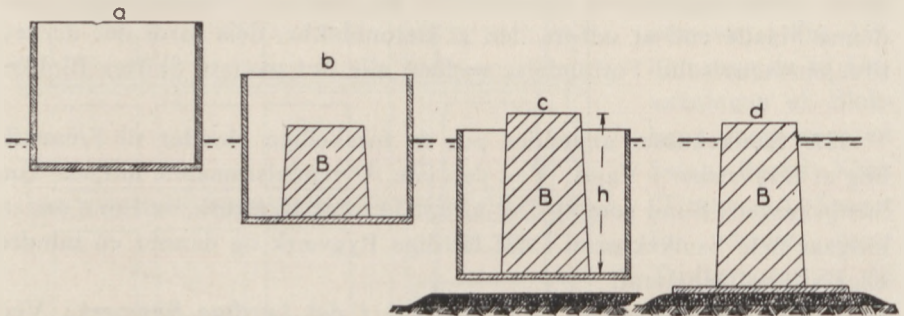


Fig. 340

kan bære Bygværket, naar det er opført til Højden h , kan man indskrænke Størrelsen af Sænkekassens Bundflade til den Størrelse, som netop er fornøden af Hensyn til Byggearbejdets Udførelse inde i Sænkekassen (eller af Hensyn til Sænkekassens Stabilitet, medens den flyder), og da foretage Sænkningen paa et tidligere Stadium af Bygværkets Opførelse. Sænkekassens Sider maa i saa Fald være saa høje, at de, naar Kassen er sænket til Bunds, rækker op over det til den paa Bygge- stedet forekommende højeste Vandstand svarende Vandspejl, saaledes at den efter Kassens Sænkning resterende Del af Bygværket kan opføres inde i Sænkekassen som i almindelig tør Byggegrube.

Opførelse i Sænkekasse egner sig særlig, hvor det drejer sig om frit staaende Bygværker af ikke alt for store Dimensioner, f. Eks. Bropiller o. l., men er undertiden ogsaa anvendt til Bygværker, der, som f. Eks. Kajmure, har stor Udstrækning i Længderetningen. I sidstnævnte Tilfælde fremstilles Bygværket i enkelte indbyrdes adskilte Dele, f. Eks. i Længder paa ca. 10 m, der sænkes hver for sig. Af Hensyn til Tilvejebringelse af den Forbindelse mellem de enkelte Stykker af Kajmuren, der er nødvendig for at hindre Jordfylden bag Kajmuren i at blive skyllet ud, kan Endefladerne af de enkelte Stykker af Kajmuren udformes som vist i Fig. 341, og Mellemmrummene A mellem Kajmursstykkerne udfyldes med Beton, støbt under Vand. Til Indfatning for Udstøbningen

af denne Beton kan der anbringes betonyldte Sække mellem de fremspringende Partier b .

Størrelsen af Sænkekassens Bundflade kan være bestemt af Bygværkets Vægt, idet Kassens Displacement skal være tilstrækkelig stort, til at Kassen kan bære Bygværket, naar dens Dybgaende er saa meget mindre

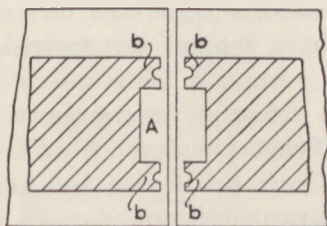


Fig. 341.

end Vanddybden paa Anbringelsesstedet som fornødent, for at Kassen uden Vanskelighed kan bringes paa Plads, eller Størrelsen kan være bestemt af Bygværkets Længde og Bredde, idet Sænkekassens Areal indvendig skal være tilstrækkelig stort, til at Betonstøbning og Udførelse af Murarbejde kan foregaa passende bekvemt. Endelig kan Sænkekassens Bredde (mindste Dimension) være bestemt af, at Kassen skal være i Besiddelse af en passende Stabilitet, naar den ligger i Vandet.

Stabilitetsgraden afhænger af Metacenterhøjden. Denne er lig med

Metacentrets Højde y over det fælles Tyngdepunkt G for Sænkekassen og den i Kassen værende Del af Bygværket (Fig. 342). Beliggenheden af Metacentret M er bestemt

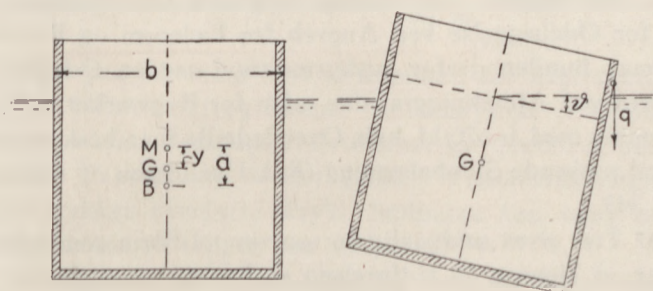


Fig. 342.

ved, at det ligger paa Linien gennem Opdriftens Tyngdepunkt B og det fælles Tyngdepunkt G for Kassen og Bygværket, og i Afstanden a over B , idet man har:

$$\overline{BM} = a = \frac{l}{P},$$

hvor P er Displacementet og l Vandgangssnittets Inertimoment om en Akse gennem Vandgangssnittets Tyngdepunkt og vinkelret paa Krængningsplanen. Den i givet Tilfælde fornødne Stabilitetsgrad kan man i Reglen fastsætte paa den Maade, at Sænkekassens Krængningsvinkel ikke maa blive større end tilladelig — f. Eks. ikke større end 10° til 15° — naar en efter de foreliggende Forhold skønsmæssigt anslaaet Vægt q anbringes helt ude ved den ene Side af Sænkekassen. Størrelsen af q kan f. Eks. fastsættes under Hensyn til, hvor store Mængder Byggematerialer, der samtidig skal være i Sænkekassen til Brug ved Byg-

værkets Opførelse, idet en vis Del af disse maa paaregnes at kunne blive anbragt usymmetrisk i Forhold til Sænkekassens Midtplan.

Antages Sænkekassen og til at begynde med ogsaa Vægtfordelingen i denne at være symmetrisk om Midtplanen, ligger Metacentret M og Tyngdepunkterne B og G i denne Plan. Flyttes Vægten q fra Kassens Midte ud til den ene Side, haves, med tilstrækkelig Tilmærmelse for Krængningsvinkler op til 10° til 15° :

$$q \frac{b}{2} = P y \sin \vartheta = P (a - \overline{BG}) \sin \vartheta ,$$

hvor b er Kassens Bredde og ϑ Krængningsvinklen. Er q og ϑ fastsat, kan det heraf ses, om Sænkekassens Bredde er tilstrækkelig stor til at give den paakrævede Stabilitet.

Til Opførelse af et Bygværk i Sænkekasse paa den ved den skematisk Fremstilling i Fig. 340 angivne Maade, anvendes Sænkekasse udført af Planker og Tømmer. I Havvand er der herved den Mangel, at Sænkekassens Bund, som indgaar i det færdige Bygværk som Underlag for dette, er udsat for Ødelæggelse ved Angreb fra Pæleorm og Pælekrebs. I Havvand maa Bunden derfor beskyttes mod saadan Ødelæggelse. Dette kan gøres ved Afdækning af den uden for Bygværket rækende Del af Træbunden med Jordfyld, hvis Overflade da maa beskyttes mod Bortskæring ved passende Stenbelægning (Ral, Haandsten og eventuelt Storsten), Fig. 343.

En Sænkekasse af Træ gives sædvanlig en saa simpel Form som mulig, helst rektangulær, af Hensyn til Udførelsen af Tømmersamlingerne,

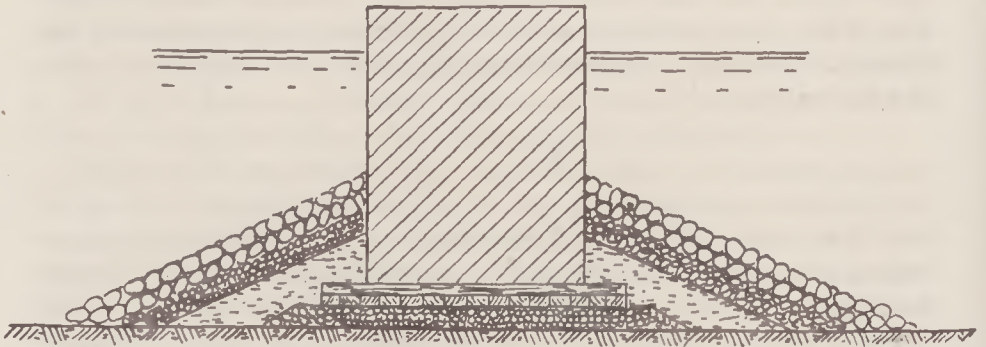


Fig. 343.

og kan f. Eks. være konstrueret saaledes som vist i Fig. 344. Bunden bestaar her af to hinanden krydsende Lag af Halvtømmer, der er sammenholdt med Spiger eller Trænegler. Siderne dannes af 2 Lag Planker. I det ydersie Lag er Plankerne skraatstillet. Plankerne er befæstet med

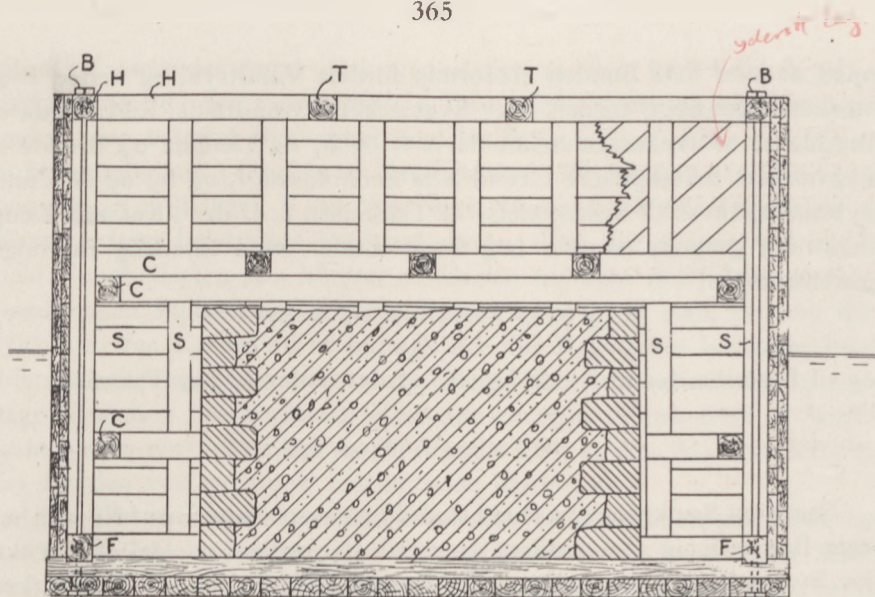


Fig. 344.

Spiger paa udvendig Side af Rammer, der hver bestaar af et Fodstykke *F*, en Hammer *H* og Stolper *S*. Fodstykket er anbragt i en Udskaering i det øverste Bundlags Halvtømmer for derved at hindres i at forskydes under Paavirkning af det gennem Plankeklædningen og Stolperne til Fodstykket overførte Tryk. Stolperne kan være tappet i Fodstykket og Hammeren tappet paa Stolperne.

Forbindelsen mellem Sider og Bund er, for at Siderne efter Kassens Sænkning kan fjernes, tilvejebragt ved Hjælp af lodrette Bolte *B*, der gaar gennem Hammer, Fodstykke og Kassens Bundtømmer, med Hoved foroven og Møtrik forneden. Møtrikkerne er fastgjort i Bundtømmeret, saaledes at Bolteforbindelsen kan løsnes ved Drejning af Bolten.

Hammerstykkerne maa, hvis de ikke kan være fritspændende i Sidevæggens hele Længde, afstives med Tværbjælker *T*. Hvis Vanddybden paa Byggestedet er forholdsvis stor, kan det være nødvendigt at give Stolperne Mellemlunderstøtninger ved Hjælp af indvendige langsløbende Bjælker *C*, som da afstives med lignende Tværbjælker som de foroven ved Hammerstykkerne anbragte. Efterhaanden som Opførelsen af Bygværket skrider frem, maa de tværs over Sænkekassen gaende Tværbjælker fjernes og erstattes af kortere Tværbjælker, som afstøttes mod det i Sænkekassen opførte Bygværk.

De paa Sænkekassens Sider virkende Vandtryk og deraf de enkelte Deles Dimensioner er lette at bestemme. Største Paavirkning paa Bundten faas, naar Kassen er sænket helt. Paa Kassens Bund virker der

opad et over hele Bunden ensformig fordelt Vandtryk, og nedad Bygværkets Egenvægt, fordelt over Bygværkets Grundflade. Er Længde og Bredde af Sænkekassen henholdsvis l_1 og b_1 og Længde og Bredde af Bygværkets rektangulære Grundflade henholdsvis l_2 og b_2 , og er Vanddybden h , haves til Bestemmelse af Tykkelsen t_o af det i Kassens Længderetning gaaende øverste Lag Bundtømmer, med tilladelig Bøjningspaavirkning σ :

$$\frac{1}{8} b_2 t_o^2 \sigma = \frac{1}{8} h b_1 (l_1 - l_2)^2$$

og til Bestemmelse af Tykkelsen t_u af det underste Lag Tømmer:

$$\frac{1}{8} t_u^2 \sigma = \frac{1}{8} h (b_1 - b_2)^2.$$

Saafremt Sænkekassens Bund skal indgaa som Fundament for det færdige Bygværk og som saadant tjene til at overføre en Del af Trykket fra Bygværket til Underlaget (Ralfundamentet) uden for Bygværkets Grundflade, kan Hensynet hertil blive bestemmende for Bundens Dimensioner.

Af Hensyn til, at Sænkekassen skal være vandtæt, maa dens Bund og Sider kalfatres. Kalfatringen udføres, ved at man først udvider Fugerne (Naadderne) med en særlig formet Mejsel og derefter banker Værk ind i de udvidede Fuger og efterfylder disse med smeltet Beg.

Forinden Kassens Sænkning maa Byggegrunden være plant afrettet. I Reglen maa der derfor anbringes et Afjævningslag af Ral' (Undertiden bruges det at udføre Afjævningslaget af Grus eller Sand). Rallagets Tykkelse maa afpasses efter, hvor ujævn Grunden er. I Almindelighed gøres Rallaget mindst 30 cm tykt. Afretningen af Rallaget maa foretages af Dykker. Langs Rallagets Omkreds nedrammes smaa Pæle, til hvilke der befæstes en Ramme af Planker med Overkant liggende nøjagtigt i den Højde, som det færdige Rallag skal have. Støttende paa Planke-Rammens Kant føres derefter en Retskede hen over Rallaget, idet Dykkeren samtidig udjævner de høje Partier af Rallaget og fylder efter i Fordybningerne.

Ved at Trykket fra Bygværket overføres til Byggegrunden gennem Rallaget, vil dette i Reglen give noget efter, saaledes at der fremkommer en hertil svarende Sætning af Bygværket. Stenene i Rallagets Underside kommer ved Udlægningen paa Bunden til at ligge løst oven paa denne, saaledes at der kun er ganske lille Anlægsflade mellem de enkelte runde Sten og Bunden. Naar Stenlaget senere belastes med Tryk fra Bygværket, vil Stenene derfor trykkes noget ned i Grunden.

Kassen holdes under Sænkningen fortøjet ved 6 eller 8 Trosser

til et tilsvarende Antal Ankre, saaledes at den kan bringes til at ligge nøjagtigt i den rigtige Stilling. Den sidste Sænkning kan foretages, ved at man belaster Bygværket med løs Ballast (Sten), eller ved at man anbringer Ballast i Bunden af Sænkekassen. Til Sænkningen kan ogsaa benyttes Vandballast. I saa Fald maa Rummet mellem Bygværket og Kassens Sider helst være inddelt i mindre Rum, for at man ved at fordele Vandballasten kan hindre, at Kassen indtager skæv Stilling under Sænkningen. Ballasten maa kunne fjernes igen, for at man, hvis det ikke lykkes at faa Kassen til at indtage den for Bygværket bestemte Plads tilstrækkelig nøjagtigt, atter kan bringe Kassen til at flyde og foretage Sænkning paany. Straks efter den endelige Anbringelse af Sænkekassen maa der fyldes saa meget Vand i den, at den ikke kan lette sig fra Bunden ved eventuelt indtrædende Højvande.

Den Del af Rallaget, som rækker uden for Sænkekassens Bund, bør i Almindelighed sikres mod at blive skyllet bort af Bølger eller Strøm ved Afdækning med Haandsten og eventuelt Storsten eller med betonfyldte Sække.

Den i det foranstaaende omhandlede Fremgangsmaade ved Opførelse af et Bygværk ved Hjælp af Sænkekasse anvendes sjældent nu til Dags. Dens Anvendelse kommer i Hovedsagen kun i Betragtning i de Tilfælde, hvor Bygværket skal udføres helt eller for den væsentligste Dels Vedkommende af Murværk af Natursten.

b. Hele Sænkekassen indgaar i det færdige Bygværk. I de allerfleste Tilfælde udføres Sænkekassen af Jernbeton. I nogle, men forholdsvis faa Tilfælde, væsentligst fra Tiden før man kendte Jernbeton, har man anvendt Sænkekasser af Grovbeton og Sænkekasser af Murværk. Ved Sænkekasser af Grovbeton eller af Murværk er der ofte den for Anvendelsen af Sænkekasseprincippet ved Udførelse af Undervandsbygværker meget betydende Ulempe, at det er nødvendigt at have omtrent lige saa stor Vanddybde paa det Sted, hvor Sænkekassen søsættes og derefter fuldføres, som paa det Sted, hvor det paagældende Bygværk skal opføres, idet saadanne Sænkekasser af Grovbeton eller af Murværk maa have forholdsvis svær Bund og tykke Vægge for at kunne taale Vandtrykket og derfor kommer til at ligge dybt i Vandet. Ved Sænkekasser af Murværk er der derhos den Ulempe, at Murværk ikke kan udføres saaledes, at det er vandtæt; Sænkekasser af Murværk maa derfor være forsynet med en udvendig Kappe af Jernplade.

En Sænkekasses Form og Hoveddimensioner er, idet Sænkekassen indgaar i det færdige Bygværk som en Del af dette, i Almindelighed bestemt af det paagældende Bygværks Form og Dimensioner. I særlige Tilfælde kan dog ogsaa Kravet om, at Sænkekassen skal have en vis

Stabilitet, naar den flyder i Vandet, være bestemmende for, hvor stor Sænkekassens Bredde skal være.

Sænkekasser af Jernbeton anvendes i stor Udstrækning til Bygning af Moler, Kajindfatninger og Bro-piller.

Naar Sænkekassen flyder i Vandet, paavirkes Længde- og Endevæggene af Vandtryk ude fra. Væggenes Tykkelse skal være tilstrækkelig stor, til at Væggene kan taale den fra Vandtrykket hidrørende Bøjningspaavirkning. Hvis Sænkekassens Længde er væsentlig større end dens Bredde — hvad der sædvanlig er Tilfældet — er det nødvendigt at have Længdevæggene indbyrdes afstivede mod hinanden ved Mellemvægge, for at Længdevæggens Tykkelse kan begrænses saa meget som paakrævet af Hensyn til, at Kassens Vægt og dermed dens Dybgaende ikke maa være for stor (det tilladelige Dybgaende kan f. Eks. være bestemt af Vanddybden paa det Sted, hvor Kassen skal henligge, indtil den anbringes paa Plads). Mellemvæggene tjener derhos til at give Kassen den Stivhed (Forbindelse med Bunden og Længdevæggene), der er fornøden, for at det af de sandfyldte Kasser dannede Bygværk skal kunne taale Paavirkningen af vandrette Kræfter, f. Eks. Bølgetryk (Moler) eller Jordtryk (Kajindfatninger). For at begrænse Sænkekassens Egenvægt saa meget som muligt kan man udforme Mellemvæggene som vist i Fig. 345 og Fig. 346, med Udsparinger eller som Gitterbjælker.

I Fig. 345 er vist en Mole, hvis Underbygning bestaar af en Række sandfyldte Jernbetonsænkekasser. Sænkekasserne hviler paa et forud for Kassernes Anbringelse planeret Lag Ral, der ved Molens udvendige

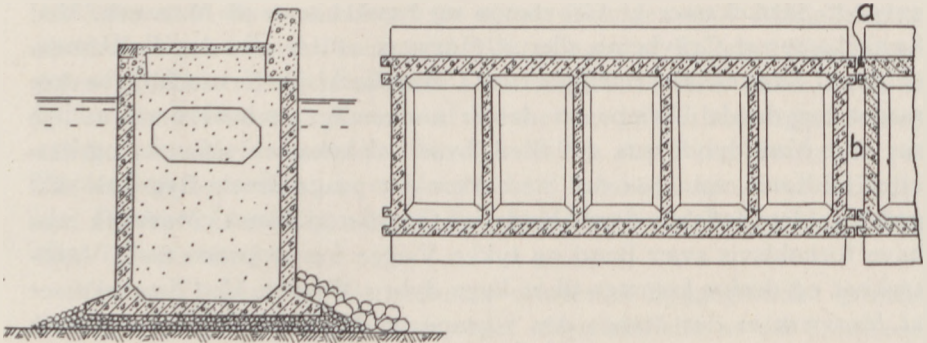


Fig. 345.

Side er beskyttet mod Bølgeangreb ved en Afdækning med større Sten. Overbygningen bestaar af to med Sænkekassernes Sidevægge sammenstøbte Betonmure, der danner Indfatning for Sandfyld. Denne er foroven afdækket med et Lag Beton. Den ved Molens Yderside værende Mur rækker som Bølgeskærm (Brystværn) op over Molens Krone. Længden

af hver af Sænkekasserne er ca. $2\frac{1}{2}$ Gange Molens (= Sænkekassens) Bredde. Længdevæggene er indbyrdes forbundne, dels gennem Kassens to Endevægge, dels ved Mellem-Tværvægge. Sænkekasserne bringes svømmende til Anbringelsesstedet og sænkes paa Plads ved Indpumpning af Vand i Sænkekassen. Derefter fyldes Kassen med Sand.

Paa udvendig Side af Kassens Endevægge findes ved hver af Længdevæggene fremspringende Partier, der hvert er forsynet med en i Kassens hele Højde gaaende Not. Naar Kassen er stillet paa Plads og fyldt med Sand, udfyldes disse Noter med Cementmørtel, ved at der føres en mørtelfyldt Sæk ¹⁾ ned i hvert af de af de sammenstødende Noter dannede Hulrum *a* (Fig. 345). Yderligere kan Rummene *b* mellem Kasserne udfyldes med Beton ved Udstøbning gennem Rør. Ved denne Udfyldning af Hulrummene *a* og *b* tilvejebringes en Sammenlaasning af Sænkekasserne indbyrdes.

I nogle Tilfælde har man i Stedet for med Sand udfyldt Sænkekassernes indvendige Rum med mager Beton. Mellemvæggene (som Forbindelse mellem Bund og Længdevægge) er i saa Fald ikke nødvendige af Hensyn til det færdige Bygværks Styrke, men tjener kun til at give Kassen den Stivhed, der er fornøden af Hensyn til de under Bygværkets Opførelse forekommende Paavirkninger paa Sænkekassen. Anvendelsen af mager Beton kræver, at Støbningen foregaar tørt. Det Rum, hvori der støbes Beton, maa derfor holdes udpumpet. Der kan til at begynde med kun støbes i eet (eller nogle faa) ad Gangen af de Rum, hvori Kassen er inddelt ved Mellemvæggene, idet der stadig maa holdes saa mange af Kassens Rum vandfyldte, at Kassen hviler med tilstrækkelig stort Tryk paa Bunden, til at den kan modstaa mulig optrædende Bølgepaavirkning.

I Fig. 346 er vist en Kajindsfatning, hvis Underbygning bestaar af sandfyldte Jernbetonsænkekasser. Kasserne staaar ligeledes her paa et forud for Kassernes Anbringelse planeret Lag Ral, der paa den mod Havnebassinet vendende Side er

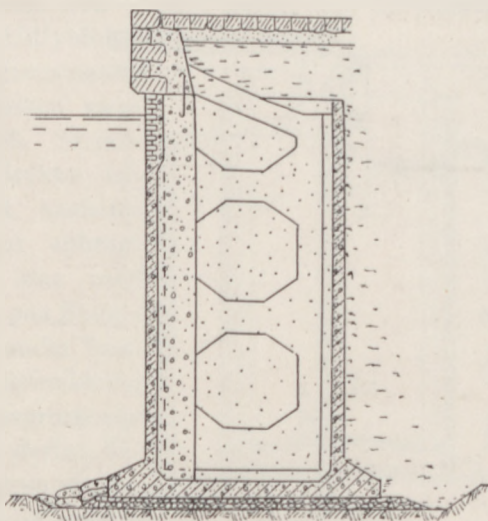


Fig. 346.

1) Jfr. Side 303 og Side 356.

afdækket med Beton i Sække til Beskyttelse mod Bortskæring af Skibes Skruevand. Til Forstærkning af Sænkekassens mod Havnebassinet vendende Sidevæg er Kassens indvendige Rum her udfyldt med mager Beton i en Bredde af ca. 1 m. Den øvrige Del af Kassen er fyldt med Sand.

Paa den øverste Del (indtil ca. 1 m under Vandlinien) af den mod Vand vendende Sidevæg er denne forsynet med Parement af Klinker. I Stedet for Parement af Klinker anvendes ofte Parement af smaa Granitsten, i Størrelse som almindelige Brosten. Saadant Parement af smaa Granitsten har dog i mange Tilfælde vist sig at være mindre holdbart. Stenparementets ind mod Betonen vendende Flade er relativt glat, og Stenene fastholdes derfor kun ved Hjælp af Mørtelen til Betonen, dette i Modsætning til, hvad Tilfældet er ved Klinkeparementet (og det i den viste Kajindfatnings Overbygning indgaaende sværere Granitparement), hvor Parementets Bindere rækker et Stykke ind i Betonen inden for Parementet. Ved Parement udført af smaa Granitsten løsnes Stenene, naar Mørtelen er blevet ødelagt ved Havvandets Angreb, og falder da let af ved Frostsprængning eller som Følge af Bølgepaavirkning (Moler). Sværere Granitparement, hvis Sten er formet som Løbere og Bindere — f. Eks. som det i den viste Kajindfatnings Overbygning indgaaende Parement — kan i Reglen ikke anvendes ved Sænkekasser, fordi saadant Parement kræver langt større Vægttykkelse end den, Hensynet til, at Sænkekassens Dybgaende skal holdes inden for visse Grænser, tillader.

Sænkekasser til Moler bruges det ogsaa at forsyne med lignende Parement af Klinker som ved

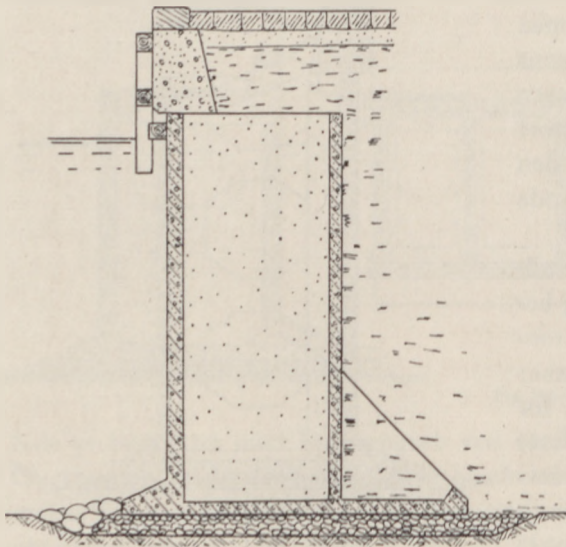


Fig. 347.

den i Fig. 346 viste Kajindfatnings-Sænkekasse (eller med Parement af smaa Granitsten). Det mest almindelige er dog, at Bygværker, til hvis Fremstilling der benyttes Jernbeton-Sænkekasser, i det hele taget ikke forsynes med Parement.

I Fig. 347 er vist et andet Eksempel paa Kajindfatning med Underbygning af Sænkekasser. Hele Sænkekassen er her fyldt med Sand, og hverken Sænkekassens Jern-

betonvæg eller Kajindfatningens Overbygning er her udstyret med Parement — bortset fra, at Overbygningen (Kajmuren) foroven har et Dækskifte af Granit.

I Almindelighed bruges det at lade Sænkekasse-Bygværket hvile paa et Lag Ral, saaledes som Tilfældet er ved de ovenfor omtalte Eksempler paa denne Slags Bygværker, idet det her, ligesom ved Bygværker af Betonblokke, er nødvendigt, at den Flade, paa hvilken Sænkekassens Bund skal hvile, er plant afrettet, for at Trykket fra Bygværket kan blive overført over hele Bygværkets Grundflade til Byggegrunden. Ved denne Ordning er der imidlertid som allerede tidligere nævnt¹⁾ den Ulempe, at Bygværket sætter sig noget, idet Ralunderlagets Sten trykkes ned i Jordbunden. I Tilfælde af, at Byggegrunden er meget fast (f. Eks. Klippebund), sker der ingen Sætning, men Ordningen lider af den Mangel, at Byggegrundens Bæreevne ikke kan udnyttes fuldt ud, idet den tilladelige Trykspænding i Fundamentsfladen er bestemt af Størrelsen af det tilladelige Tryk mellem Sænkekassens Bund og Ral-laget, d. v. s. i Virkeligheden af Størrelsen af det Tryk, der fremkommer i den i Forhold til Bygværkets Grundflade lille effektive Anlægsflade mellem Sænkekassens Bund og Stenenes (krumme) Overflader.

De her nævnte Ulemper kan undgaas, ved at man former Sænkekassens Bund saaledes, at der bliver et Hulrum mellem Sænkekassens Bund og Byggegrunden, idet dette Hulrum da efter Sænkekassens Anbringelse udfyldes enten med ren Cement (Understøbning under Vand) eller med Beton; i sidste Tilfælde maa Vandet holdes ude fra Rummet under Kassens Bund, medens Udfyldningen finder Sted.

Ved den førstnævnte Fremgangsmaade (Understøbning) kan Sænkekassen være formet som vist i Fig. 348. Sænkekassens Vægge rækker et Stykke ned den for Sænkekassens Bund, saaledes at Sænkekassen, naar den er anbragt paa Plads, kommer til at staa med Væggenes Kanter — Skæret — paa Byggegrunden. Højden af Rummet under Sænkekassens Bund maa være tilstrækkelig stor, til at Byggegrundens fremspringende Partier kan faa Plads, og er derfor bestemt af, hvor ujævn Byggegrunden er. Efter Sænkekassens Anbringelse tættes

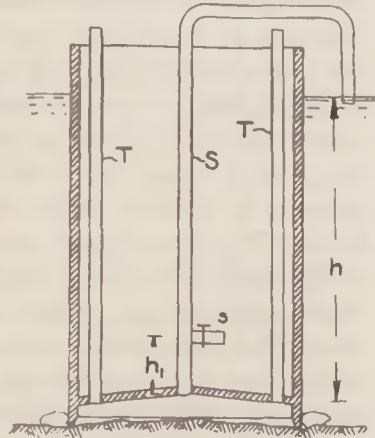


Fig. 348.

¹⁾ Side 366.

langs Skæret, og derefter udfyldes Hulrummet mellem Sænkekassens Bund og Byggegrunden med Cementvælling, der tilledes gennem Rørene T . Sænkekassens Bund er formet efter to lidt hældende Planer, saaledes at Hulrummets Loft ligger lidt højere langs Kassens Midtlinie end ved Kassens Sider, og langs Loftets Midtlinie er der anbragt Ledninger S (Stigrør). Hensigten med denne Anordning er at bortskaffe det i Cementvællingen dannede Cementslam fra Hulrummet under Kassen. Da Cementslammet er lettere end Cementvællingen, vil det samles paa Overfladen af Cementvællingen. Ved Tilledning af Cementvælling gennem Rørene T fortrænges først det i Hulrummet staaende Vand. Dette kan føres uden for Kassen gennem Rørene S . Hen mod Understøbningens Afslutning strømmer der Cementslam op gennem disse Rør. Først naar al Cementslammet er fortrængt fra Rummet under Kassens Bund, d. v. s. naar der begynder at komme slamfri Cementvælling ud af Stigrørens Munding, standses Tilførslen af Cementvælling.

Sænkekassen maa, saalænge Understøbningen foregaar, og indtil Cementvællingen er hærdnet, have tilstrækkelig stor Overvægt i Forhold til Opdriften, til at der ikke er nogen Fare for, at den kan forskydes af Strøm eller Bølger. Herved er der det særlige Forhold at bemærke, at saalænge der strømmer Vand ud af Stigrørmundingen, naar denne saaledes som vist i Figuren ligger i Højde med det udvendige Vandspejl, er det opadvirkende Tryk paa Sænkekassens Bund bestemt af Vægten af Vandsøjlen h , medens det opadvirkende Tryk, naar der ved Understøbningens Afslutning strømmer Cementvælling ud gennem Stigrørets Munding, er bestemt af Vægten af den tilsvarende Søjle Cementvælling. Da Cementvællingens Rumvægt er henved 2 Gange saa stor som Vandets Rumvægt, bliver Opdriften paa Sænkekassen ved Understøbningens Ophør henved 2 Gange saa stor som den Opdrift, der haves, naar Kassen staar i Vand. Da Sænkekassen, indtil Cementudfyldningen i Hulrummet er hærdnet, hviler alene med Skæret paa Byggegrunden, saaledes at den Anlægsflade, gennem hvilken Trykket fra Kassen overføres til Grunden, er forholdsvis lille, kan det i mange Tilfælde have sine Vanskeligheder at give Kassen tilstrækkelig stor Overvægt, til at den ikke løftes, naar Hulrummet er udfyldt med Cementvælling. Disse Vanskeligheder kan man komme uden om, ved at man forsyner Stigrøret med et passende lavt siddende Afløbsrør s (med Hane). Fra kort Tid forinden Cementvællingen naar op til Kassens Bund, og indtil Understøbningen er fuldført, lader man Afstrømningen fra Stigrøret S ske gennem Røret s , saaledes at det opadvirkende Tryk paa Bunden begrænses til den af Højden h_1 bestemte Vægt af Cementvælling.

Hvis Byggegrunden er meget ujævn, og Hulrummets Højde derfor stor, er en saadan Understøbning ret kostbar, fordi der medgaar stor Mængde Cement til Udfyldningen. Ved meget ujævn Bund er der desuden ret store Vanskeligheder med Hensyn til Udførelsen af Tætningen langs Skæret. Det kan, hvis Bunden er meget ujævn, være fordelagtigt som Underlag for Sænkekassen at anvende et paa Bunden ved Understøbning udlagt Lag Beton. Dette maa da straks efter Udlægningen afrettes plant og, efter at det er hærdnet, renses for Cementslam (ved Oppumpning af Slammet). Paa dette Betonlag hensættes Sænkekassen, hvorefter den understøbes paa den ovenfor beskrevne Maade.

For at man skal kunne udfylde et Hulrum under en Sænkekasses Bund med Beton, maa Vandet som nævnt holdes ude fra Hulrummet under Kassen, medens Betonudlægningen i Hulrummet finder Sted, og Hulrummet maa have en saadan Højde, at det Mandskab, der skal udlægge Betonen, kan opholde sig og færdes i det. Hulrummet under Sænkekassens Bund kaldes i dette Tilfælde for Arbejdskammer.

Den almindelig anvendte Metode til at holde Vandet ude fra Arbejdskammeret er at holde dette fyldt med Luft under et til Skærets Dybde under Vandspejlet svarende Tryk. Det nærmere angaaende Udførelse af Arbejde i et saadant med Trykluft fyldt Rum omtales i Afsnit XIII (Trykluftfundering).

Bortset fra de for Udførelse af Arbejde i Trykluft særlige Foranstaltninger er Fremstillingen af et Bygværk ved Hjælp af Sænkekasse

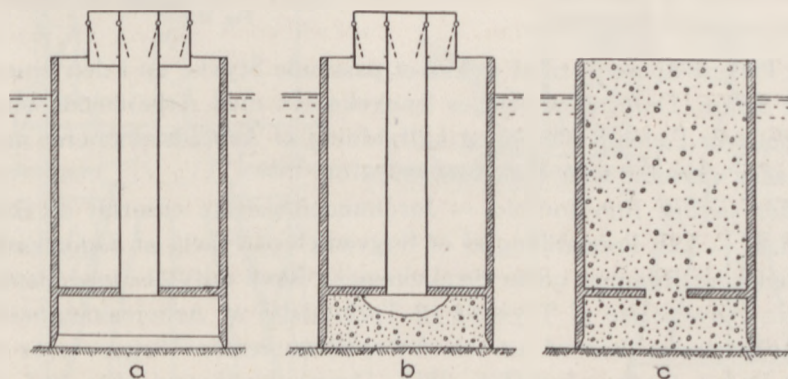


Fig. 349.

og saaledes, at Rummet mellem Sænkekassens Bund og Byggegrunden udfyldes med Beton, simpel i sit Princip. Sænkekassen stilles med Skæret hvilende paa Grunden (Fig. 349 a), og der tillede Trykluft til Arbejdskammeret, hvorved Vandet trykkes ud af dette. Derefter gaar Arbejderne gennem den med Luftsluse forsynede Skakt ned i Arbejds-

kammeret, og ad den samme eller flere lignende Skakte tilføres færdig blandet Beton, der udlægges i Arbejdskammeret (Fig. 349 b), idet der holdes Trykluft i Arbejdskammeret, indtil dette er helt udfyldt, og endelig kan den over Arbejdskammerets Loft liggende Del af Bygværket udføres inden for Sænkekassens Vægge (f. Eks. hel eller delvis Udfyldning af Sænkekassen med Beton, Fig. 349 c).

Den her nævnte Fremgangsmaade kan ogsaa anvendes ved Fremstilling af et paa Pæleværk funderet Betonbygværk (Fig. 350). Først rammes Pælene og kappes (af Dykker) i en saadan Højde over Bun-

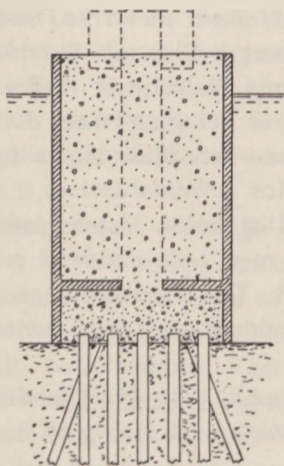


Fig. 350.

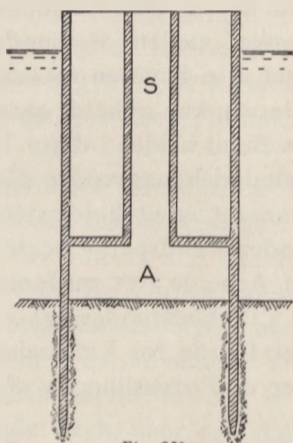


Fig. 351.

den, at Pælene kommer til at række et passende Stykke op i den senere udlagte Beton. Derefter anbringes Sænkekassen med Arbejdskammeret staaende over Pælehovederne, og Udfyldning af Arbejdskammeret med Beton sker dernæst som beskrevet ovenfor.

Under særlige Bundforhold — Jordbunden ganske ensartet og ikke særlig fast — kan Fremstilling af et Bygværk ved Hjælp af Sænkekasse og saaledes, at Rummet under Sænkekassens Bund udfyldes med Beton; ske uden Anvendelse af Trykluft til Tørholdelse af Arbejdskammeret. Fremgangsmaaden herved er, at Arbejdskammerets Vægge føres et Stykke ned i Jordbunden (Fig. 351). Denne Nedføring sker ved, at Sænkekassen belastes, f. Eks. ved Indfyldning af Vand i Sænkekassens Rum over Arbejdskammerets Loft. Dette Rum maa være delt i et efter Forholdene passende Antal Celler, saaledes at Belastningen kan koncentreret paa de Steder, hvor Modstanden mod Skærets Nedtrængning i Bunden er stor, og det derved sikres, at hele Sænkekassen føres lodret ned.

Naar Arbejdskammerets Vægge er ført ned i Jordbunden, kan Arbejdskammeret *A*, fra hvilket der fører en eller flere Skakte *S* op til Sænkekassens Overkant, derefter tørlægges ved Udpumpning af Vandet, og der kan da i Kammeret foretages Udgravning i Bunden (hvis Bygværkets Fundamentsflade skal føres ned under Jordbundens Overflade), og Arbejdskammeret derefter udfyldes med Beton. Disse Arbejder udføres her under ganske tilsvarende Forhold som de, der haves ved en almindelig oventil aaben Byggegrube.

Det tørlagte Arbejdskammers Begrænsning mod Vandet er her en enkelt Væg, ligesom Tilfældet er ved den i § 225 omtalte Indfatning for tørlagt Byggegrube, og den samme Fare, for at Tørlægning kan mislykkes, som den i § 225 omtalte (Underskæring af Indfatningsvæggen), er ogsaa til Stede ved Tørlægning af Arbejdskammeret. Faren for Underskæring er desto større, jo større det ydre Vandspejls Højde over Bunden inde i Arbejdskammeret er, og til jo mindre Dybde Underkanten af Arbejdskammerets Vægge er ført ned i Jordbunden.

Medens Indfatningen for en almindelig Tørlægningsbyggegrube no-

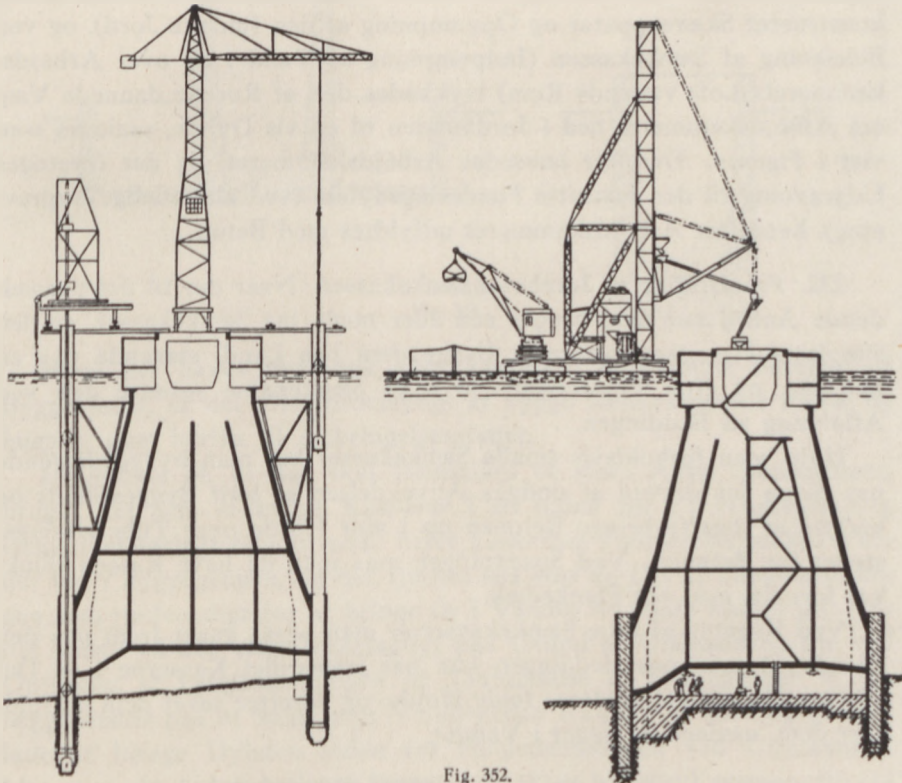


Fig. 352.

genlunde let lader sig retablere, hvis der sker Underskæring paa et enkelt Sted, nemlig ved at den paagældende Del af Spunsvæggen trækkes op og erstattes med en ny, til større Dybde rammet Spunsvæg, vil en Retablering efter en tilsvarende Skade, hvis den indtræffer ved Tørlægning af Arbejdskammeret under en Sænkekasse, være praktisk taget uigen- nemførlig eller i det mindste meget vanskelig. Hvis der under Lænsnin- gen eller under Tørholdelse af et saadant Arbejdskammer viser sig at fremkomme saa stærk Tilstrømning (Gennemsvivning) af Vand til Ar- bejdskammeret, at der kan være Fare for Underskæring af den ned i Jordbunden førte Væg, vil man være nødsaget til at gaa over til den Fremgangsmaade, ved hvilken Vandet holdes ude af Arbejdskammeret ved Hjælp af Trykluft, saaledes som omtalt Side 373.

Den i det foranstaaende beskrevne Byggemetode — Sænkekasse med Arbejdskammer, men uden Anvendelse af Trykluft — er benyttet ved Bygning af Lillebæltsbroens Strømpiller¹⁾. Arbejdskammerets Vægge dannedes her af en Krans af Rør, der var forlænget op til et Stykke over Vandspejlet (Fig. 352). Jordbunden inden for disse Rørs Vægge opgravedes (ved Sønderdeling af Jorden ved Hjælp af et særligt dertil konstrueret Skæreapparat og Oppumpning af den findelte Jord), og ved Belastning af Sænkekassen (Indpumpning af Vand i de over Arbejds- kammerets Loft værende Rum) trykkedes den af Rørene dannede Væg om Arbejdskammeret ned i Jordbunden til en vis Dybde, saaledes som vist i Figuren. Derefter lænsedes Arbejdskammeret, og der foretoges Udgravning til den fastsatte Funderingsdybde (ved almindelig Tørgrav- ning), hvorefter Arbejdskammeret udfyldtes med Beton.

232. Fremstilling af Jernbetonsænkekasser. Naar der til det paagæl- dende Anlæg kun skal bruges een eller nogle faa Sænkekasser, er den simpleste Fremgangsmaade at bygge dem paa Land, staaende paa en Bedding, og efter Fuldførelsen af hver Sænkekasse søsætte den ved Afløbning ad Beddingen.

Høje, men forholdsvis smalle Sænkekasser har man bygget liggende paa Siden for derved at undgaa Anvendelsen af højt Byggestillads og undgaa at maatte bringe Betonen op i stor Højde over Tilberednings- stedet for Betonen. Ved Søsætningen maa man da have Kassen tilluk- ket foroven med tæt Plankedæk.

Ved Bygning af høje Sænkekasser er man ogsaa gaaet frem paa den Maade, at man paa Beddingen kun har fremstillet Kasserne i en Del (f. Eks. Halvdelen) af deres fulde Højde, og derefter søsat dem og fuld- ført dem, medens de ligger i Vandet.

¹⁾ *Ingeniøren*. 1933. Nr. 45. H. Flensborg: Lillebæltsbroen.

I Stedet for paa Bedding har man bygget Kasserne ved en Kajindfatning (Fig. 353) staaende paa Bjælkelag og rækkende med den halve Længde (eller Bredde) uden for Kajindfatningen. Søsætningen sker da, idet den paa Bjælkelagets Landende liggende Belastning fjernes, ved at Kassen falder ned i Vandet. Kasserne maa være særlig stærke, for at de kan taale at blive søsat saaledes uden at lide Skade.

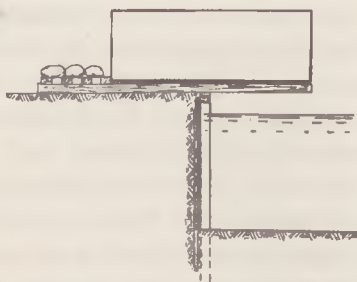


Fig. 353.

Bygning af en Jernbetonsænkekasse kan ogsaa ske ved Hjælp af en Træsænkekasse (Fig. 354). Efter Fuldførelsen af Jernbetonsænkekassen ballastes og vandfyldes Træsænkekassen, saaledes at den gaar til Bunds. Jernbetonsænkekassen forhales derefter til Siden, hvorefter Træsænkekassen atter kan løftes ved Udtagning af Ballasten.

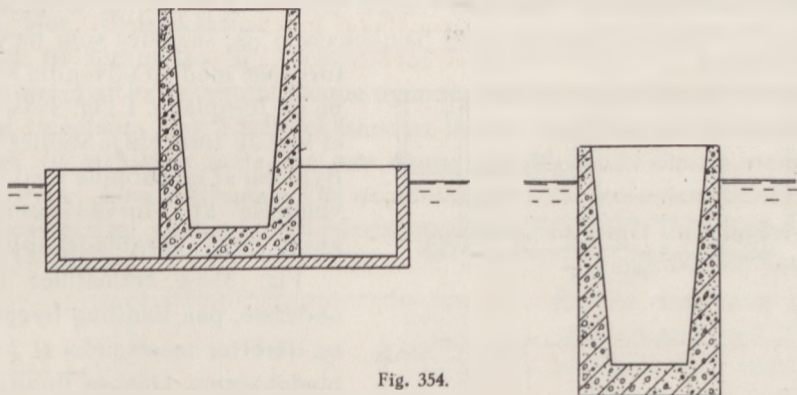


Fig. 354.

Hvor der haves Flydedok eller Tørdok i nogenlunde Nærhed af Byggestedet, er det ofte fordelagtigt at bygge Sænkekasserne i Dok og bugser dem herfra til Anbringelsesstedet.

I Tilfælde af, at der skal fremstilles et stort Antal Sænkekasser, bruges det ofte at bygge Kasserne i en inden for en Fangedæmning fremstillet tørlagt Byggegrube. Efter Kassernes Fuldførelse lukkes Vandet ind i Byggegruben, og der fjernes saa stor en Del af Fangedæmningen som nødvendigt for at bringe de i Vandet flydende Kasser ud. For det meste vil det være fordelagtigt paa Grund af Omkostningerne ved Opførelse af Fangedæmningen og Tørholdelse af Byggegruben at anlægge denne paa et Sted, hvor Vanddybden ikke er for stor, og at undlade at forøge Dybden inden for Fangedæmningen ved Udgravning, idet man da i den tørlagte Byggegrube kun bygger Kasserne til saa

stor Højde, at deres Dybgaende er lidt mindre end Vanddybden uden for Fangedæmningen, og foretager den videre Opbygning af Kasserne, medens de ligger i Vandet paa et Sted med en for de færdige Kasser tilstrækkelig stor Vanddybde. Som en særlig Fremgangsmaade ved Sø-sætning af Sænkekasser kan nævnes den ved Bygning af Gdynia Havn anvendte ¹⁾, hvor det drejede sig om Fremstilling af et meget stort Antal Kasser (til Moler og til Kajindfætninger). Kasserne byggedes her (liggende paa Siden) paa et Landareal (Sand), der skulde indgaa som Havnebassin i det færdige Havneanlæg. Efter Kasserens Fuldførelse foretoges den for Fremstilling af Havnebassinet fornødne Udgravning med Uddybningsmaskine og Sandpumpemaskine. Sænkekasserne, der laa med Bunden vendende mod den Side, hvorfra der udgravedes, gled da ud i Vandet en for en, efterhaanden som den ved Uddybningen fremstillede Skraaning rykkede ind under Kasserne.

233. Sænkekasser af Murværk. I nogle Tilfælde har man anvendt Sænkekasser udført af Murværk, idet Sænkekassen da, saaledes som nævnt,

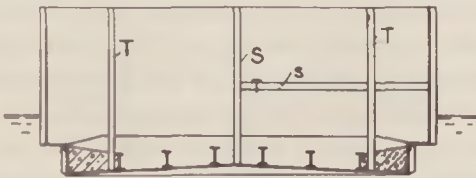


Fig. 355 a.

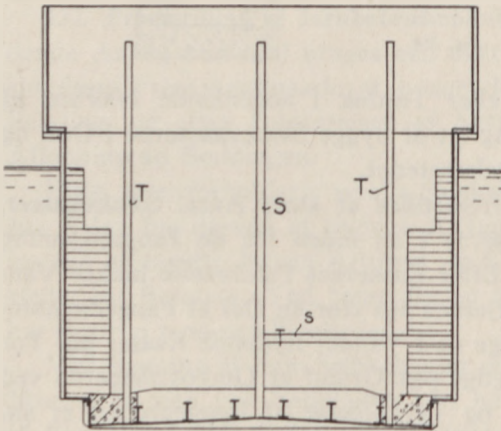


Fig. 355 b.

forsynes med en udvendig Kappe af Jernplade. I Fig. 355 a—d er vist de forskellige Stadier ved Bygning af en Bropille med Anvendelse af Murværkssænkekasse med Jernpladekappe ²⁾.

Fig. 355 a fremstiller den nederste, paa Bedding byggede og derefter søsatte Del af Jernpladekappen. Dennes Bund var svagt tagformet (af Hensyn til Kassens Understøbning), og Siderne var forlængede lidt neden for Bunden som et Skær. Inden i den af Kappen dannede Kasse opførtes den egentlige Sænkekasse af Murværk (Klinker) i saadan Tykkelse og Form (Hvælvinger med lodret Akse), at Murværkssiderne var i Stand til at modstaa det udvendige Vandtryk (Fig. 355 b).

¹⁾ *Ingeniøren*. 1926. Nr. 43. K. Højgaard: Havneanlægget ved Gdynia.

²⁾ *Ingeniøren*. 1909. Nr. 8 og 15. H. C. V. Møller: Ny Knippelsbro.

Jernkappens Sider for-
højedes samtidig med
Opførelsen af Murværks-
ket, saaledes at Jernkaps-
pen stadig var et Stykke
højere end Murværks-
sænkekassens Vægge og
naaede et Stykke op
over Vandlinien. Ved
den øverste Del af Bro-
pillen, hvor denne skul-
de forsynes med Gra-
nitparement, var Jern-
kappen saa meget vi-
dere end Jernkappen
paa den nedre Del, at
der blev tilstrækkelig
Plads til Udførelse af

Formuring af Parementet. Denne øverste Del af Jernkappen kom derved til at tjene som Væg i Sænkekassen og maatte derfor gøres tilstrækkelig stærk til at kunne taale det paa denne Del af Sænkekassen virkende Vandtryk. Den udkragede Del af Jernkappen var befæstet saaledes til den øvrige Del, at den kunde borttages efter Bygværkets Fuldførelse.

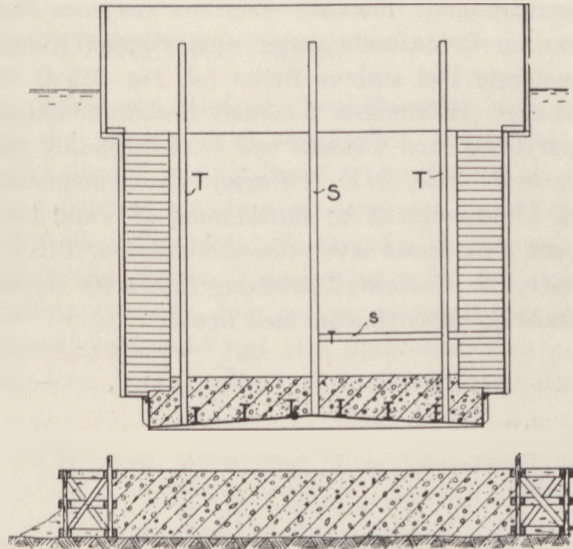


Fig. 355 c.

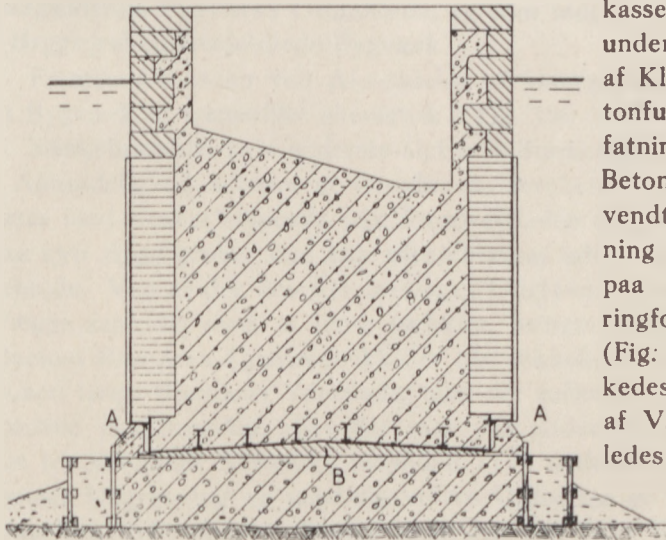


Fig. 355 d.

Underlag for Sænke-
kassen dannedes af et
under Vand (ved Hjælp
af Klappkasse) støbt Be-
tonfundament. Til Ind-
fatning ved Støbning af
Betonfundamentet an-
vendtes en Jorddæm-
ning begrænset af to
paa Bunden anbragte
ringformede Trævægge
(Fig: 355 c). Kassen sæn-
kedes ved Indfyldning
af Vand i den og stil-
ledes med Skæret staa-
ende paa nogle
paa Betonfunda-
mentet henlagte

jernbeslaaede Trækiler. Derefter tættedes Melletrummet mellem Skæret og Betonfundamentet med Beton i Sække, og uden for Kassens nederste Del støbtes Beton (*A*, Fig. 355 d) til yderligere Tætning ved Skæret. Hulrummet *B* mellem Betonfundamentet og Sænkekassens Bund udfyldtes med Cement ved Understøbning paa samme Maade som beskrevet Side 371: Tilførsel af Cementvælling gennem Rørene *T* til Hulrummet *B* og Bortledning af Vand og Cementslam gennem Rørene *S* og disses lavt siddende Udløb *s*. Efter den ved Understøbningen indfyldte Cements Hærdning fuldførtes Bygværket ved Udfyldning af Sænkekassens Hulrum med Beton.

XII. SÆNKEBRØNDE.

234. Fremstilling af Bygværker ved Hjælp af Sænkebrønde. Hvis et Bygværks Fundamentsflade skal føres ned til stor Dybde, for at Bygværket kan komme til at staa direkte paa Jordbund af den for det paa-gældende Bygværk fornødne Fasthed, og de over den faste Bund lig-gende Jordlag er af løs eller blød Beskaffenhed, saaledes at Fremstil-ling af Byggegrube paa almindelig Maade (Udgravning inden for Ind-fatning af f. Eks. Spunsvæg) er vanskelig, kan det være fordelagtigt at anvende Sænkebrønde (*Sænkebrøndfundering*). En Sænkebrønd er et (cylindrisk eller prismatisk) Rør, hvis Tværsnit er konformt med det

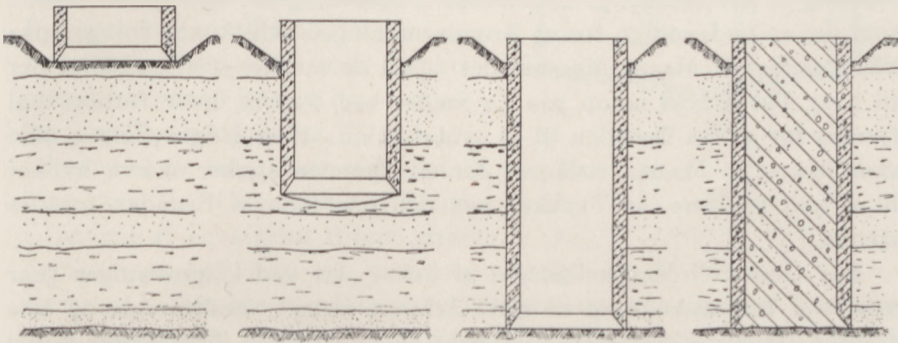


Fig. 356.

paagældende Bygværks Grundflade, og som indgaar som en Del af det i Byggegruben fremstillede Bygværk.

Fremgangsmaaden ved Anvendelse af Sænkebrønd til Opførelse af et Bygværk er fremstillet skematisk i Fig. 356.

Sænkebrønden, hvis nederste Del er udformet som et Skær, og som i Almindelighed udføres af Grovbeton, Jernbeton eller Murværk, op-føres med Skæret staaende paa Jordoverfladen eller paa Bunden af en saa dyb Byggegrube, som kan tilvejebringes uden større Udgravnings-arbejde. Ved at der derefter foretages Udgravning inden for Brøndens Vægge samtidig med, at disse forhøjes, bringes Brønden til at synke. Dersom Brøndens Egenvægt ikke er tilstrækkelig til at overvinde Friktionen langs Brøndens Yderflade, maa der anbringes ekstra Belastning foroven paa Brønden, eller der maa paa anden Maade tilvejebringes det for Brøndens Sænkning fornødne Tryk nedad. Naar Brønden ved fortsat Udgravning og samtidig videre Opførelse af Brøndvæggene er bragt saa dybt ned, at Skæret staaar paa den faste Bund, paa hvilken Bygværkets Fundament skal hvile, og Udgravningen til den faste Bund

er foretaget overalt inden for Brønden, sker den videre Opførelse af Bygværket ved Udfyldning af Brøndens Hulrum med Beton eller Murværk.

Udgravningen foretages, saafremt der ikke er Vand i Grunden, sædvanlig ved Haandgravning, idet Jorden fyldes i Spande, som hejses op og tømmes ud ved Brøndens Rand. Hvis Brønden skal føres ned under Grundvandspejlet, kan Udgravningen ske paa samme Maade under Forudsætning af, at den inde i Brønden dannede Byggegrube kan holdes tør ved Oppumpning af det tilstrømmende Vand. I modsat Fald maa den for Brøndsænkningen fornødne Udgravning ske ved Hjælp af særlige til Udgravning under Vand passende Redskaber (se § 236). Udgravning under Vand er dog for det meste ret besværlig og kostbar. Navnlig er det vanskeligt at foretage Udgravning saa tæt op ad Skæret, som det er nødvendigt, for at Brøndsænkningen skal kunne foregaa paa tilfredsstillende Maade, ligesom det ogsaa er vanskeligt at passe, at der til hver Tid graves netop paa de Steder ved Skæret, hvor Jorden skal fjernes for at faa Brønden til at synke jævnt. Hvis Udgravningen ikke sker paa rette Maade, risikeres det, at Brønden synker skævt, hvilket bl. a. kan medføre, at Trykket paa den ene Side af Brønden forøges stærkt.

Paa Grund af Vanskeligheder af denne Art ved Udgravningen gaar man ved Brøndsænkning til stor Dybde i stærkt vandførende og løse Jordlag (Dynd, Flydesand) ofte over til at anvende Trykluffundering i Forbindelse med Sænkebrønde (se Afsnit XIII).

Udfyldning af Brøndens Hulrum med Murværk eller med Beton sker uden Vanskelighed, saafremt der ikke finder Vandtilstrømning Sted.

I en ved Pumpning tørlagt Sænkebrønd er det i Bunden udlagte friske Beton udsat for at blive beskadiget af det fra Grunden tilstrømmende Vand. Man er her nødsaget til at udspare et Pumpehul i Betonen for ved fortsat Pumpning at forhindre, at der kommer opad virkende Vandtryk paa Betonen i Bunden af Brønden, forinden Bunden er tilstrækkelig stærk til at kunde modstaa et saadant Tryk. Pumpehullet maa udfyldes senere, f. Eks. ved Støbning med Klappkasse, idet man, efter at den øvrige Betonudfyldning er ført op til Grundvandspejlshøjde, lader Vandet stige i Brønden, eller man maa untlade denne Udstøbning og da lade Pumpehullet forblive som en Hulhed i det fremstillede Bygværk.

Dersom Vandtilstrømningen er stærk, maa det for det meste foretrækkes at anvende Grundfangedæmning (»Betonprop«)¹⁾. Efter at

¹⁾ Jfr. § 218.

Brønden er sænket til fuld Dybde, ophører man med Pumpningen, saaledes at Vandet stiger i Brønden til Grundvandspejlshøjde, hvorefter der ved Undervandsstøbning fremstilles en Betonbund i Brønden af en saadan Tykkelse, at den efter fornøden Hærdning kan taale Paavirkningen af det opadvirkende Vandtryk. Efter at den over Betonbunden værende Del af Brønden derefter er udpumpet, kan Resten af Brønden udfyldes med Murværk eller med Beton støbt paa almindelig Maade.

Ved Anvendelse af Sænkebrønd til Udførelse af et Bygværk med forholdsvist lille Grundflade — som f. Eks. en Bropille — benyttes sædvanlig en enkelt Sænkebrønd med samme Størrelse og Tværnsnitform som Bygværkets Grundflade. En langagtig, rektangulær eller oval, Sænkebrønd forsynes i Reglen med een eller flere Tværvægge (Fig. 357) til Afstivning af de lange Sidevægge mod hinanden. Ved Udstøbning af Beton i Bunden af en saadan Brønd efter Sænkningen kan man da, saafremt

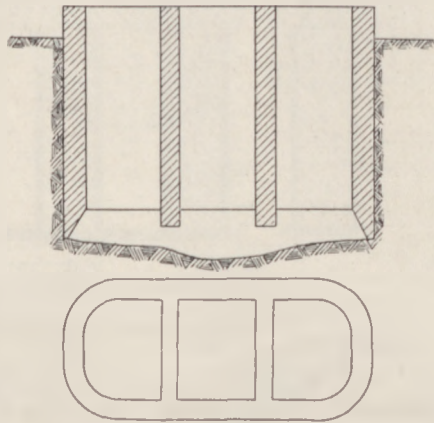


Fig. 357.

Brønden holdes tør ved Pumpning, benytte det ene af de af Tværvæggene begrænsede Rum som Pumpebrønd, medens Betoneringen foregaaer i de andre Rum. Udstøbning i det som Pumpebrønd benyttede Rum maa da ske til Slut ved Undervandsstøbning.

Til Fremstilling af Fundament for et Bygværk, hvis Længde er stor i Forhold til Bredden (f. Eks. Kajmure, Huse o. l.) anvendes i Reglen flere mindre Sænkebrønde staaende i Række.

Saafermt det af de udfyldte Sænkebrønde dannede Fundament alene skal tjene til at bære det paagældende Bygværk, og man derfor er nogenlunde frit stillet med Hensyn til Valg af Brøndform, anvendes for det meste cirkulære Brønde. Det er nemlig lettere at faa en cirkulær Brønd til at synke jævnt ved Udgravning inde i Brønden, end Tilfældet er ved en kvadratisk eller en rektangulær Brønd, dels fordi Sidetrykket paa Brønden fra den omgivende Jord og dermed Friktionsmodstanden er mere jævnt fordelt over Brøndens Yderflade ved en cirkulær Brønd end ved en firkantet Brønd, dels fordi den for Sænkningen fornødne Udgravning tæt inde ved Skæret sker lettest i en cirkulær Brønd. Ved firkantede Brønde er det vanskeligt at komme til at bortgrave Jorden i Hjørnerne ved de sammenstødende Brøndvægge. Den cirkulære Brøndform har desuden den Fordel, at Paavirkningerne fra den omgivende

Jord og fra eventuelt Vandtryk ikke kræver saa stor Tykkelse af Brøndvæggen som ved Brønde af anden Form.

I Fig. 358 er vist et Fundament for en Mur. Fundamentet bestaar her af en Række cirkulære Betonpiller udført som Sænkebrønde. Over Pillerne og hvilende paa disse haves en Jernbetondrager, og oven paa

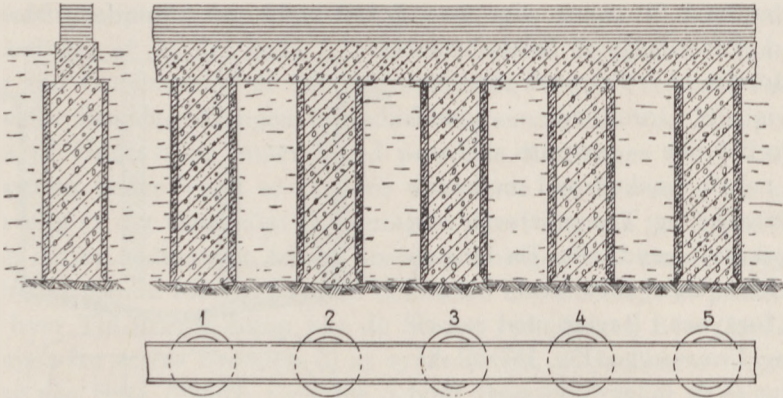


Fig. 358.

denne er Muren opført. Antal og Dimension af Brøndene er bestemt af Bygværkets Vægt og Nyttelast og af Grundens Bæreevne i Funderingsdybden. Minimumsdimensionen for Sænkebrøndene er bestemt af, at der skal være tilstrækkelig Plads inde i Brønden, til at Udgravningen kan foretages. Som Regel bør den indvendige Diameter i Brønden ikke være mindre end 1,5 m.

Ved Brøndsænkning sker det ofte, at der graves noget mere Jord ud, end netop svarende til Brøndens Volumen, paa Grund af at der let skrider noget af den uden for Brøndvæggen værende Jord ind i Brønden forneden ved Skæret, naar der graves ind under Skæret. Uden om Brønden vil Jordens Lejring derfor blive noget løsere end før Brøndsænkningen, hvilket bl. a. kan medføre, at en Brønd, der sænkes tæt op ad en allerede sænket Brønd, gaar skævt ned. For at undgaa, at Brøndene synker skævt, bør man derfor ved et Fundament, som det i Fig. 358 viste, om muligt foretage Sænkning af Brøndene i Rækkefølgen: 1, 3, 2, 5, 4 o. s. v.

Ved Kajmure, hvor de ved Hjælp af Sænkebrønde fremstillede Dele af Bygværket skal tjene til foruden at bære Overbygningen ogsaa at danne Indfatningsvæg for Jordfylden bag Kajmuren, benyttes som Regel Sænkebrønde med rektangulært Grundrids.

I Fig. 359 er som Eksempel vist en Kajmur, hvis Underbygning bestaar af kvadratiske Sænkebrønde stillet med et Spillerum paa ca. 0,5 m.

Efter Brøndenes Sænkning og Fyldning med Beton indvendig udfyldtes Mellemrummene mellem Brøndene samt de i Brøndenes Yderflader værende Noter med Beton ved Undervandsstøbning, idet der til Indfatning for Betonen anbragtes Jernplader *a* tæt op mod Brøndsiderne. Overbygningen — en almindelig Kajmursoverbygning — opførtes af Murværk hvilende direkte paa den af Sænkebrøndene dannede Underbygning.

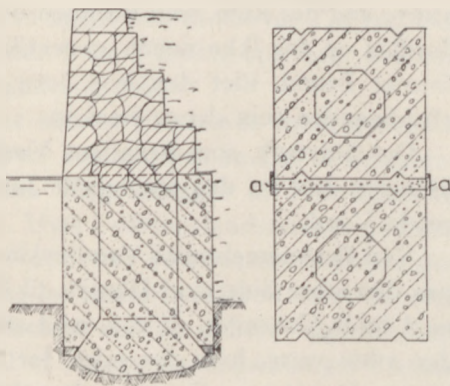


Fig. 359.

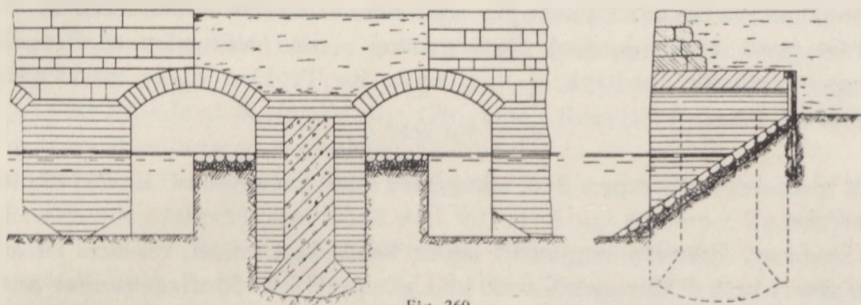


Fig. 360.

Som et andet Eksempel er i Fig. 360 vist en Kajmur, til hvis Opførelse anvendtes rektangulære Sænkebrønde. Underbygningen bestaar her af de med ca. 9,5 m indbyrdes Afstand staaende Piller, der er udført som Sænkebrønde. Disse førtes ved Sænkning ned til fast Bund, forinden Udgravningen af Havnebassinets fra oprindeligt Terræn til Bassinets Bund fandt Sted. Til at bære Overbygningen og den bag denne værende Opfyldning samt Kajbelastningen haves her Hvælvinger, der spænder fra Pille til Pille. Som Indfatning for Opfyldningen inden for Pillernes Bagkant er anbragt en Spunsvæg, der foroven støtter mod Hvælvingernes Bagflader.

Som Regel anvendes prismatisk eller cylindrisk formede Sænkebrønde. Undertiden har man paa Steder, hvor Brønde skulde føres gennem Jordlag med nogenlunde fast Lejring, anvendt svagt konisk formede Brønde med en Konicitet af 1:12 til 1:24 paa de opad konvergerende Yderflader. Hensigten med at give en Brønd konisk Form er at opnaa nogen Formindskelse af Friktionsmodstanden langs Brøndvæggen, idet det ved Udgravningen forinden i Brønden fremstillede Hul da bliver lidt

større end det Rum, som Brønden udfylder. Ved Sænkning gennem løse Jordlag er der ikke nogen væsentlig Fordel ved Anvendelse af konisk formet Brønd, idet den løse Jord synker sammen omkring Brønden, efterhaanden som denne sænkes.

Det Sidetryk, som Brøndens Vægge paavirkes af under Sænkningen, hidrører dels fra den omgivende Jord, dels fra det i Jorden tilstedeværende Vand.

Ved Bestemmelsen af Vandtrykkets Størrelse regner man, for at være paa den sikre Side med Hensyn til Dimensioneringen af Brøndvæggene, med fuldt Vandtryk, d. v. s. med samme udvendige Vandtryk som det, der vilde være, hvis der uden for Brønden fandtes frit Vandspejl til samme Højde som Grundvandspejlet.

Hvad angaar Jordtrykket, vil det under Hensyn til, at Brønden under Sænkningen bevæger sig nedad i Forhold til den omgivende Jord, være rimeligt at sætte Sidetrykket lig med den vandrette Komposant af et skraat opad, under Jordens Skræntvinkel ρ med Normalen til Brøndvæggen virkende Jordtryk, d. v. s. sætte for Trykket e_v pr. m^2 i Dybden d :

$$e_v = \gamma d \cos^2 \rho,$$

idet man herved er paa den sikre Side med Hensyn til Jordtrykkets Størrelse.

Saafermt Brønden imidlertid under Sænkningen faar Tendens til at gaa skævt ned, f. Eks. paa Grund af Uensartethed i Jordlagene eller paa Grund af Uregelmæssigheder ved Udgravningen i Brønden, hvilket man kun i de færreste Tilfælde tør se bort fra, kan Trykket paa Brøndvæggene let blive betydelig større end svarende til det ovenfor anførte Udtryk for e_v , idet Brønden da med en større eller mindre Del af sin Vægt kommer til at hvile op mod Jorden ved den ene Side af Brønden.

I Betragtning heraf og paa Grund af, at det for det meste er nødvendigt at gøre Brøndens Egenvægt stor, for at den uden Anvendelse af ekstra Belastning kan overvinde den mod Synkningen virkende Friktion langs Brøndvæggene, staar man sig i Reglen ved at gøre Brøndvæggene rigelig tykke. I Særdeleshed gælder dette, saafremt der til Brøndvæggene anvendes samme Slags Materiale (Grovbeton, Murværk) som til Udfyldning af Brøndens Hulrum, idet der da ikke opnaas nogen Besparelse ved at benytte tynde Brøndvægge.

Saafermt de Jordlag, gennem hvilke Brøndsænkningen skal foregaa, er af nogenlunde ens og løs Beskaffenhed, og saafremt Afstanden fra Jordoverfladen til den faste Bund (Brøndens Højde) ikke er særlig stor, f. Eks. ikke over ca. 10 m, vil under hele Sænkningen en væsentlig Del af Brøndens Vægt overføres gennem Skæret til Jorden under dette, idet

Skæret trykker sig noget ned i Jorden under den til enhver Tid ved Udgravning i Brønden fremstillede Bund. I saa Tilfælde optræder der kun Trykspændinger i Brøndvæggens vandrette Snit.

Ved meget høje Brønde kan det ske, at Friktionen mellem Brøndvæggene og den omgivende Jord bliver saa stor paa en Del af Brøndens Højde, at Hovedparten af Brøndens Vægt optages af Friktionsmodstanden paa denne Del af Brønden. Hvis Friktionsmodstanden paa den nedre Del af Brønden da er lille i Forhold til Friktionsmodstanden paa den øvre Del af Brønden, hvilket let indtræffer, saafremt et af de øvre Jordlag er af noget fastere Beskaffenhed end de dybere liggende Lag, maa Brøndvæggene være i Stand til at optage Trækspændinger i vandrette Snit, for at Brønden ikke skal skilles ad.

235. Sænkebrøndes Indretning. Konstruktionsdetaillerne retter sig i væsentlig Grad efter, hvilken Slags Materiale Brøndvæggen udføres af.

Ved Brønde af Murværk eller Grovbeton forsynes Brønden for neden med en Brøndkrans, der danner Skæret.

Til smaa Brønde med plane Vægge anvendes ofte Brøndkrans af Træ bestaaende, saaledes som vist i Fig. 361, af skraat tildannet Tømmer nederst og over dette nogle Lag Planker i tiltagende Bredde opefter, idet det øverste Lags Bredde gøres lig med Brøndvæggens Tykkelse. Planker og Tømmer sammenholdes med gennemgaaende Skruebolte eller med Skruer. Forneden kan Tømmeret være forsynet med T-formet Skær af Jern. Saafremt der i Brøndvæggens vandrette Snit skal kunne optages Trækspændinger, kan der anbringes lodrette Forankringsjern *a*, der befæstes som Bolte til Brøndkransen og indmures eller indstøbes i Brøndvæggen.

Til store Brønde og til Brønde med buede Vægge anvendes Brøndkrans af Jern, f. Eks. som vist i Fig. 362 (Støbejern) eller i Fig. 363 (Plader og Profiljern), bestaaende af en lodret Plade og en med denne ved Konsoller forbundet vandret Plade, oven paa hvilken Brøndvæggen opføres. Eventuelle lodrette Forankringsjern kan befæstes i den vandrette Plade. Til Brøndkransens lodrette Plade kan der være nittet et Skær af Staal.

I Fig. 364 er vist en Brøndkrans af Beton udstøbt i Rummet mellem to Plader, der for neden er samlet til et Skær.

Dersom Brøndens Vægge udføres af Jernbeton, anvendes som oftest ikke nogen egent-



Fig. 361.

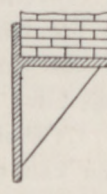


Fig. 362.

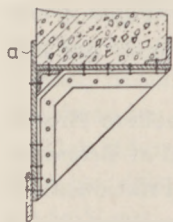


Fig. 363.



Fig. 364.

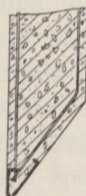


Fig. 365.

lig Brøndkrans, men selve Brøndvæggen er tildannet med nedadtil aftagende Tykkelse og ved den nederste Kant forsynet med et af en Jernplade dannet Skær (Fig. 365). Pladen er foroven ombøjet og indstøbt i Betonen.

Brøndvæggene udføres sædvanlig af Grovbeton, som støbes oven paa Brøndkransen. Opførelsen af Brøndvæggene sker, efterhaanden som Brønden synker, men maa være saa meget forud, at Væggene ikke udsættes for Sidetryk fra Jorden og Vandet uden for Brønden, før Betonen har opnaaet den fornødne Styrke. Undertiden er det Hensynet til at fremskaffe den for Brøndens Sænkning fornødne Belastning, som er bestemmende for, hvor højt Brøndvæggene skal føres op over Jordoverfladen.

For at Modstanden mod Brøndens Nedføring skal være saa lille som mulig, maa Væggens Yderflader gøres glatte (eventuelt ved Afpudsning), og af Hensyn til Tørlægning inde i Brønden maa Væggens Beton være nogenlunde tæt.

Til Brøndvægge anvendes ogsaa Murværk, f. Eks. Murværk af Klinker i Cementmørtel. Saafremt der bruges Brudstensmurværk, bør Væggene forsynes med Parement af Klinker udvendig, da Friktionen mellem Brønden og Jorden ellers bliver for stor.

Til Optagelse af eventuelle under Sænkningen optrædende Trækspændinger i vandrette Snit kan der saavel ved Vægge af Grovbeton som ved Vægge af Murværk anbringes lodrette Forankringsjern, som indstøbes i Betonen eller Murværket.

Sænkebrønde af Jernbeton kan det være fordelagtigt at anvende, hvis der ikke kræves synderlig stor Vægt af Brønden, for at den skal kunne synke. Meromkostningen til Jernbetonvæggene — i Forhold til Vægge af Grovbeton — kan i mange Tilfælde opvejes, ved at den til Udfyldning af Brønden medgaaende Mængde af forholdsvis mager (og derfor billig) Beton bliver større, end hvis Væggene var udført af Grovbeton.

Anvendelse af Jernbeton kan undertiden være nødvendig, nemlig hvis de Fundamentspiller, der skal fremstilles ved Hjælp af hver sin Brønd, er saa smalle, at Væggene maa gøres tynde, for at der inde i Brønden kan blive tilstrækkelig Plads til at foretage Udgravningen.

I Tilfælde af, at der ikke er nogen Fare for, at den nedre Del af Brønden kan synke fra den øvre Del, ved at denne bliver hængende paa Grund af Friktionen mellem Brøndvæggen og Jorden, kan man ved no-

genlunde smaa Brønde — f. Eks. Brønde med Diameter indtil 2 m — ofte med Fordel udføre Brøndvæggene af Ringe af Jernbeton, uden anden indbyrdes Forbindelse end den, der faas ved, at den ene Ring gaar med Fjer ned i en tilsvarende Not i den anden Ring, eller faas, ved at Ringene er forsynet med Fals (Fig. 366).

Undtagelsesvis anvendes Brønde med Vægge af Jern. Brønden forsynes i saa Tilfælde ikke med Brøndkrans; Jernvæggen kan blot have et paanittet Staalskær forneden (Fig. 367). Væggen udføres af 0,5 til 1 m høje Ringe af Støbejern eller af Plader og Profiljern (Fig. 368). Ringene

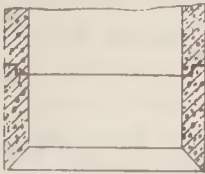


Fig. 366.

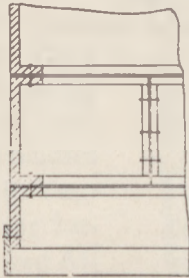


Fig. 367.

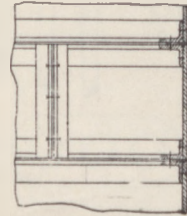


Fig. 368.

er forsynet med Flanger indvendig, støbte eller dannede af Vinkeljern, saaledes at Ringene kan samles med Skruebolte. Tæthed i Samlingerne tilvejebringes ved Indlæg af Blyplader, Tjærefilt eller Gummipakning. Til store Brønde maa Ringene, hvis de udføres af Støbejern, hver samles af flere Stykker, idet Ringene da forsynes med lodrette Flanger.

Undertiden forsynes Brønde, hvis Vægge udføres af Beton eller Murværk (og særlig i sidstnævnte Tilfælde), med en ydre Kappe af Jernplade. Kappen danner da Indfatning for Brøndvæggen, saaledes at det er Kappen, der er i Berøring med den omgivende Jord. Kappen dannes ved at forlænge den i Brøndkransen indgaaende lodrette Plade *a* (Fig. 363).

Samlingerne i de vandrette Sømme kan enten udføres ved Hjælp af indvendigt siddende Vinkeljern, ligesom ved Brøndvægge af Jern, eller ved Overdækning af Pladerne ved Stødene. Den øvre Plade bør her lægges inden for den nedre, for at Friktionsmodstanden skal blive mindst mulig.

Fordelene ved Anvendelsen af Kappe ligger dels i, at Kappen erstatter de lodrette Forankringsjern til Optagelse af mulig optrædende Trækspændinger, dels i, at Kappen gør Brøndvæggen vandtæt, hvilket kan have særlig Betydning, hvis Brøndvæggen iøvrigt udføres af Murværk.

Hvis Brøndsænkningsen skal ske paa et af Vand dækket Areal, kan man, dersom Vanddybden er lille, foretage Opfyldning paa Byggestedet

til noget over Vandspejlet. Brøndsænknningen gaar derefter for sig paa samme Maade som paa Land, idet Brøndkransen anbringes paa Opfyldningen.

Dersom Vanddybden ikke er lille, foretages Brøndsænknningen fra et Stillads, enten et fast Stillads af Pæleværk (Fig. 369) eller et svømmende Stillads (Fig. 370). Brøndkransen hænger her i Kæder bestaaende af lange

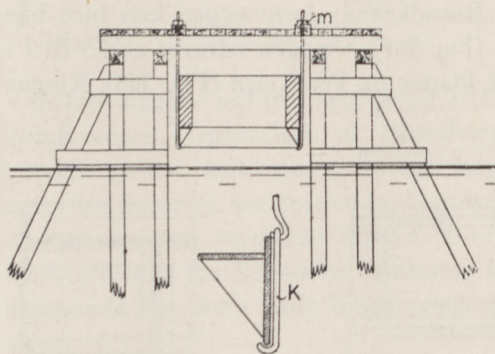


Fig. 369.

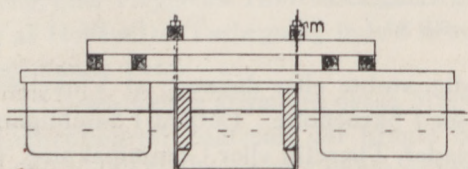


Fig. 370.

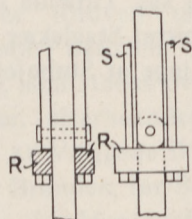


Fig. 371.

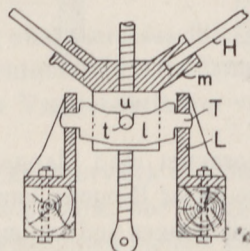


Fig. 372.

Fladjernsled, afvekslende enkelte og dobbelte (Fig. 371). For hver Kæde haves foroven en Skruespindel (Fig. 372), der er noget længere end to Kædeled tilsammen, og hvis Møtrik *m* bæres af Stilladset.

Opførelsen af Brøndvæggene oven paa Brøndkransen og Sænkning af Brøndkransen følges ad, saaledes at Brøndvæggene stadig rækker op over Vandet. Naar Brøndkransen er sænket saa langt ned, at Brønden staar med Skæret paa Bunden, fjernes (af Dykker) Krogene *K* (Fig. 369), hvorefter den videre Sænkning sker som ved Brøndsænknning paa Land.

Nedfiring af Brønden sker ved Drejning af Møtrikken *m*. Denne er forsynet med Huller, i hvilke kan anbringes Haandspager *H* (Fig. 372) til Drejning af Møtrikken.

Møtrikken kan for at være noget bevægelig være kardansk ophængt i Stilladset. Underlagsklodsens *u* for Møtrikken hviler med Tappe *t* i Lejestykket *l*, som atter med Tappe *T* hviler i de paa Stilladstømmeret fastgjorte Lejer *L*.

For hver Gang Brønden er sænket et Stykke lig Længden af to Kædeled, forlænges Kæden med to nye Led. Hver Kæde ophænges da i Stilladset

ladset ved Hjælp af de to ekstra Skruer *S* (Fig. 371), som med to Tværsstykker *R* har fat under et af Kædens Dobbeltled, medens Hovedskruen hæves, og et nyt Sæt Kædeled indføjes i Kæden.

Ved Brøndsænkning paa vanddækket Byggested anvendes ogsaa Brønde, der er indrettede til at bringes svømmende paa Plads.

I Fig. 373 er vist et Bygværk (Bropille), til hvis Opførelse er anvendt Sænkebrønde af denne Slags, Sænkebrønden havde her oval Form svarende til Bygværkets Form og bestod af en ydre Kappe af Jernplade, inden for hvilken der fandtes 3 cirkulære Brøndskakte, hvis Vægge (ligeledes af Jernplade) var forbundet med den ydre Kappe ved AfstivningsGitterbjælker. Forneden var Kappen og Skaktene Vægge samlet, saaledes at der dannedes et Skær. Naar Rummene mellem de to JernpladeKlædninger var tomme, kunde hele Brønden flyde og bringes svømmende til Anbringelsesstedet. Ved Udfyldning af Rummet mellem Klædningerne med Beton sænkedes Brønden, indtil Skæret stod paa Bunden, og ved Udgravning i de tre Brøndskakte og fortsat Betonfyldning i Rummet mellem Klædningerne sænkedes Brønden derefter, indtil den naaede ned paa fast Byggegrund, hvorpaa Skaktene udfyldtes med Beton. Lignende Konstruktioner kan anvendes ved Sænkebrønde udført af Jernbeton.

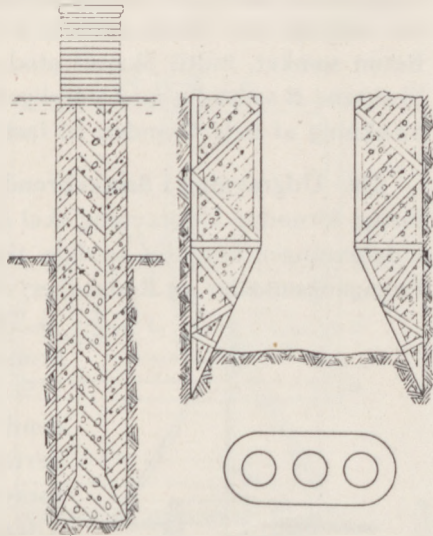


Fig. 373.

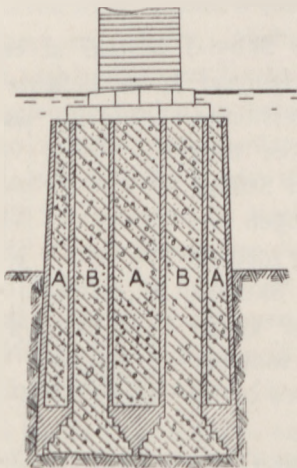


Fig. 374.

I nogle Tilfælde har man til Sænkebrønde benyttet Træ som Byggemateriale, saaledes som f. Eks. ved det i Fig. 374 viste Bygværk (Bropille). Sænkebrønden var her udført af Tømmer, det ene Lag liggende tæt oven paa det andet som i en tæt Tømmerkiste, og med saadant Antal Tømmer i hvert Lag og ordnet saaledes, at hele den rektangulært formede Brønd kom til at bestaa af 6 Længdevægge (heraf 2 Ydervægge og 4 Mellemvægge) og 9 Tværvægge (heraf 2 Ydervægge og 7 Mellemvægge). Ved disse Mellemvægge var hele Brønden delt i 40 Rum. Af disse brugtes Rummene *B* som Brønd-

skakte, medens der i Rummene *A* fyldtes Beton til Belastning af Brønden. Forneden var Tømmervæggene samlede saaledes, at der her dannedes Skær. Efter at Brønden, som, idet den var af Træ, kunde flyde, var anbragt paa Plads og ved delvis Udfyldning af Rummene *A* med Beton sænket, indtil Skæret stod paa Bunden, foretoges Udgravning i Skaktene *B* samtidig med yderligere Betonfyldning i Rummene *A*. Efter Sænkning af hele Brønden til fast Bund udstøbtes Beton i Rummene *B*.

236. Udgravning i Sænkebrønde. Hvis den for Sænkebrøndens Nedføring fornødne Udgravning skal ske, uden at der tørlægges, maa der til Udgravningen benyttes særlige, til Udgravning under Vand anvendelige Fremgangsmaader og Redskaber. Af saadanne haves flere forskellige.

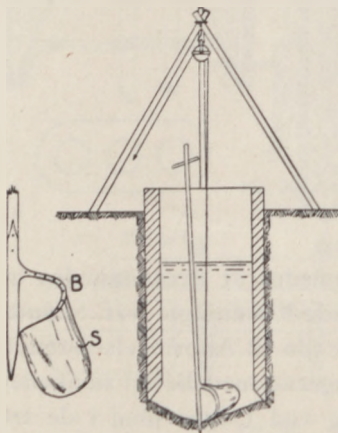


Fig. 375.

Til Udgravning i ganske smaa Sænkebrønde anvendes et saakaldt Sækbor (Fig. 375). Det bestaar af en paa en Stage sidende halvcirkelformet Bøjle *B* med en dertil befæstet Sejlduggsæk *S*. Bøjlen er forsynet med en lang Jernspids og langs Yderkanten formet som et Skær. Naar man trykker Jernspidsen ned i Jordbunden og drejer Stagen rundt, skrælles der med Bøjleens Skær nogen Jord løs, og denne glider ind i Sækken. Naar Sækken er fyldt paa denne Maade, hejses den op og tømmes. Ophejsningen sker ved Hjælp af et i Bøjlen befæstet Tov, som er ført over en i

en trebenet Buk ophængt Skive til et Ophejsningsspil. Sækken rummer 30 til 50 l. Med 3 Mands Betjening regnes, at der kan udgraves ca. 5 m³ pr. Dag.

Det i Fig. 376 viste Graveredskab (»indisk Skovl«) bestaar af en ca. 0,5×0,5 m stor Jernskovl, som med et Hængsel *H* er befæstet til en Træstage. Til Skovlens Arm *A* er Ophejsningstovet *O* befæstet. Skovlen sænkes og trykkes med Skæret ned i Grunden, idet den holdes i lodret Stilling af Krogen *K*. Ved Træk i Tovet *O*, efter at Krogen ved Hjælp af Linen *L* er bragt ud af Indgribning, og medens der stadig trykkes nedad paa Stagen, drejes Skovlen om i vandret Stilling; under denne Bevægelse fyldes Skovlen med Jord. Derefter hejses Skovlen op og tømmes.

Med indisk Skovl regnes, at der kan præsteres ca. 10 m³ Udgravning pr. Dag med 3 Mands Betjening.

Ved Udgravning til stor Dybde kan, saafremt Grun-

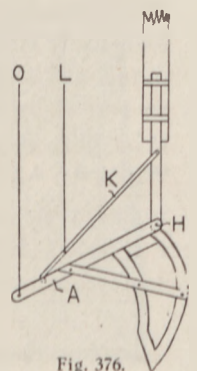


Fig. 376.

den er nogenlunde blød, anvendes de saakaldte Ekskavatorer¹⁾, af hvilke haves forskellige Konstruktioner.

I Fig 377 er vist en til en saadan Ekskavator hørende Gravespand (Gribeskovl).

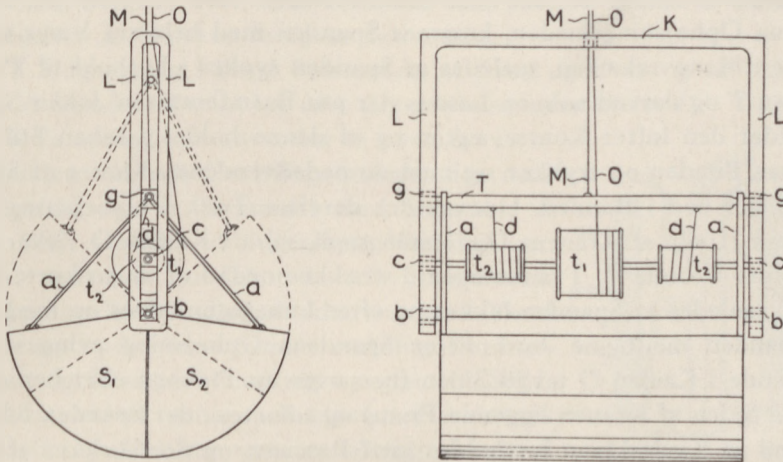


Fig. 377.

Spanden har Form som en Halvcylinder og er delt i to om Akslen b drejelige Halvdele s_1 og s_2 . Akslen b sidder forneden i et bøjleformet Stativ, bestaaende af to Sæt Ledeskinner L , der foroven er forbundet med Bjælken K . Imellem Ledeskinnerne findes en Tværstang T , der kan bevæges op og ned i Bøjlen, idet den ved Enderne er forsynet med Glidestykker g . Til et Øje i Tværstangen T er befæstet en Kæde M , Manøvrerkæden. Fra Tværstangen udgaar fire Arme a , der er forbundet drejeligt saavel med Spanden ved dennes Kanter som med Tværstangen. Oven over Akslen b sidder i Stativet L en Aksel c , der bærer tre Tromler, en større Midtertromle t_1 , til hvilken en Kæde O (Ophejsningskæden) er befæstet, og to mindre Sidetromler t_2 , fra hvilke de korte Kæder d gaar op til Tværstangen T . Kæderne O og M gaar gennem en Aabning i Bjælken K og over hver sin Skive anbragt i Toppen af en Svingkrans Udligger (Fig. 378). Ophejsningskæden O er ført

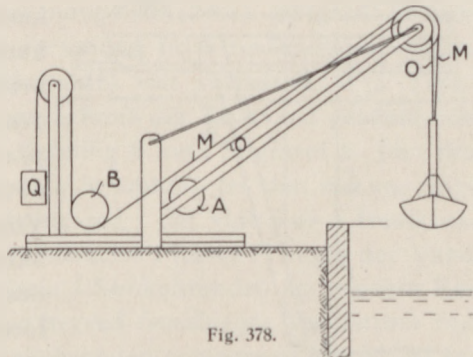


Fig. 378.

1) De i det følgende omtalte Fremgangsmaader og Redskaber til Udgravning under Vand anvendes ogsaa til Udgravning i almindelige Byggegruber, hvor Udgravningen skal ske uden Lænsning af Byggegruben.

ned omkring Kranens Spiltromle *A*. Manøvrækæden *M* gaar ned om en med Baandbremse forsynet Kædeskive *B* og bærer en Kontravægt *Q*, der er afpasset saaledes, at den kan holde Manøvrækæden strammet under Spandens Nedfiring.

Holdes Kædeskiven fast med Baandbremsen, idet der samtidig slækkes paa Ophejsningskæden, kommer Spanden med hele sin Vægt til at hænge i Manøvrækæden, saaledes at Spanden synker i Forhold til Tværstangen *T* og derved aabnes. Løsnes der paa Baandbremsen, falder Spanden, idet den løfter Kontravægten og af denne holdes i aaben Stilling, ned paa Bunden og trykker sig med de nedadvendende Kanter af Spanden noget ned i Bunden. Udøves der derefter Træk i Ophejsningskæden ved Hjælp af Kranens Ophejsningsspil, vil, da Kæden *O* virker paa den store Tromle t_1 , Tværstangen *T* trækkes nedad af de to korte Kæder *d*, saaledes at Spanden lukkes og efter Lukningen løftes op med den af Spanden medtagne Jord. Efter Spandens Ophejsning svinges den hængende i Kæden *O* ud til Siden (hen over en Tipvogn eller hen over en ved Siden af Kranen liggende Pram) og tømmes, idet Spanden lukkes op, ved at Kædeskiven fastholdes med Bremsen og der slækkes af paa Ophejsningskæden.

Til Udgravning under Vand i Sænkebrønde kan endvidere anvendes Spandkædemaskiner med lodret Spandkæde (Fig. 379). Kæden, til hvilken de 5 til 10 l store Spande er befæstet, gaar over en øvre paa et Stativ

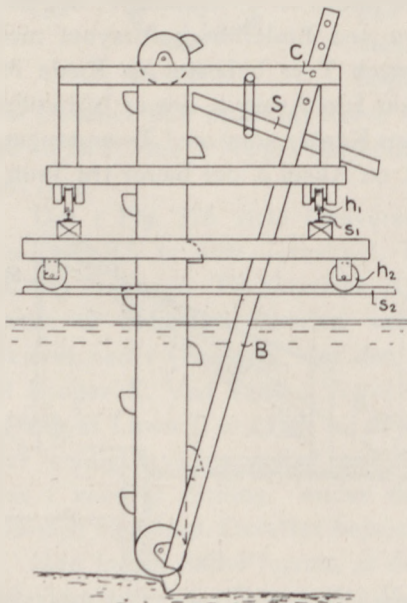


Fig. 379.

anbragt Skive, der trækkes af en Motor, og over en nedre Skive, der er anbragt paa Bjælken *B*. Ved at denne Bjælke er saaledes befæstet til Stativet, at den kan svinges om Ophængningspunktet *C*, opnaas nogen Bevægelighed af den nedre Ende af Spandkæden. For at Graveredskabet skal kunne føres hen over hele Sænkebrøndens Bundareal, er Stativet med den derpaa staaende Motor monteret paa en Platform med Hjul h_1 . Skinnerne s_1 for disse Hjul er anbragt paa en Vogn med Hjulene h_2 , som kører paa Skinnerne s_2 . Bjælken *B* kan forskydes op og ned, saaledes at man ved at forandre Spandkædens Længde kan variere Gravedybden.

Den af Spandene opgravede Jord

tømmes ud af Spandene, ved at disse drejes ved den øvre Skive. Jorden falder fra Spandene ned paa en Slidsk *S*, hvorfra den glider ned i Tipvogn eller Pram. Slidsken maa være forsynet med et bevægeligt Led, som skydes ind under Spanden, idet denne tipper omkring den øvre Skive, og trækkes bort, naar Spanden skal passere Enden af Slidsken. Bevægelsen af Slidsken foregaar automatisk.

Til Udgravning i Bund bestaaende af Sand og Grus og til Udgravning af Dynd er Pumpning ofte den fordelagtigste Metode.

Til Pumpning kan anvendes en oven for Sænkebrønden anbragt Centrifugalpumpe, der med en Spiralslange er forbundet med Sugerøret *S* (Fig. 380), saaledes at Sugerørets Munding kan føres rundt paa Bunden inde i Sænkebrønden. Det gennem Rørmundingen indstrømmende Vand løser og opslæmmer Sandet omkring Rørmundingen og fører det med sig op gennem Sugerøret og videre gennem Pumpen ud i dennes Trykledning. Det kan være vanskeligt alene ved Flytning af Sugerøret at regulere Bortfjernelsen

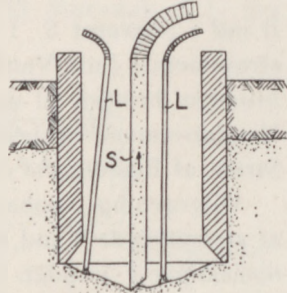


Fig. 380.

af Sandbunden tæt ved Skæret tilstrækkelig nøje, til at Brønden synker jævnt og til at hindre, at den gaar skævt ned. Ved Brøndsænkning kan det derfor være praktisk at supplere Virkningen af det i Pumpens Sugerør indstrømmende Vand med Sprøjtning ved Hjælp af Trykvandsstråler, f. Eks. ved en Anordning, saaledes som vist i Figuren. Sandbunden sprøjtes løs af Vandstrålerne fra Trykvandsledningerne *L* og føres opslæmmet med Vandstrømmen til Sugerørets Munding og videre med Pumpevandet ind i Sugerøret.

I Stedet for med Centrifugalpumpe kan den for Sandets Transport fornødne Vandstrøm frembringes ved Hjælp af Trykvand ved Anvendelse af Straalepumpe (Injektor). I Fig. 381 er Indretningen af en saadan Injektor-Sandpumpe (Hydraulisk Ekskavator) vist skematisk. Fra Trykvandsledningen *L* føres der Trykvand gennem den ringformede Aabning *B* ind i Stigrøret *S*. Idet der ved Trykvandets Strømning fra den snævre ringformede Aabning ind i det vide Rør *S* fremkommer Trykformindskelse i Røret *P*, suges der Vand fra Bunden inde i Sænkebrønden op gennem Røret *P*. Af den herved frembragte Vandstrøm ved Bunden i Sænkebrønden opslæmmes Sandet og føres med Vandet gennem Røret *P* ind i Stigrøret *S*

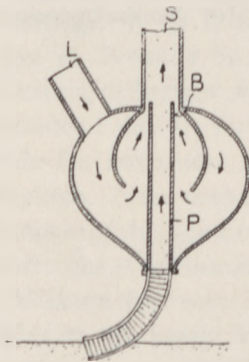


Fig. 381.

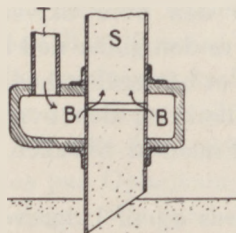


Fig. 382.

og videre gennem dette. Røret *P* kan forneden være forsynet med et bøjeligt Rør (Spiralslange), saaledes at der kan suges Sand fra et forholdsvis stort Areal af Bunden, uden at man behøver at flytte Stigrøret med tilhørende Trykvandsledning.

Den for Sandets Transport fornødne Vandstrøm kan ogsaa frembringes ved Anvendelse af Trykluft, f. Eks. ved en Anordning som vist i Fig. 382. Fra Røret *T* ledes Trykluft gennem de smaa Aabninger *B* ind i Stigrøret *S*. I Stigrøret, hvori der staar Vand, river den opadstrømmende Luft Vand med sig, hvorved Vandet ved Bunden i Sænkebrønden bringes til at strømme ind i Stigrøret, saaledes at der, idet Vandstrømmen oplømmer Sandet, fremkommer en i Stigrøret gaaende Strøm af Blanding af Luft, Vand og Sand.

Udgravning i kohæsiv Jordbund (Ler) kan ligeledes ske ved Hjælp af strømmende Vand, naar Jorden sønderdeles, saaledes at den lader sig oplømme i Vandet. Til Sønderdelingen kan anvendes et Skæreapparat (Fig. 383), f. Eks. bestaaende af to eller fire vandret siddende skruebladformede Knive, der er befæstet forneden paa en midt i Stigrøret *S* anbragt lodret Aksel *A*. Gennem Ledningerne *L* tilføres der Trykvand, og til Stigrøret tilføres der Trykluft tæt ved Stigrørets nedre Ende. Trykvandsstrålerne fra Ledningerne *L* oplømmer den af de roterende Knive sønderdelte Jordbund, og denne føres af den i Stigrøret gaaende Vandstrøm op gennem dette. Ved Bygningen af Lillebæltsbroens Strømpiller anvendtes der Graveapparater af den her nævnte Slags til Udgravning under Vand i de Rør, der dannede Vægge for Sænkekassernes Arbejdskamre ¹⁾.

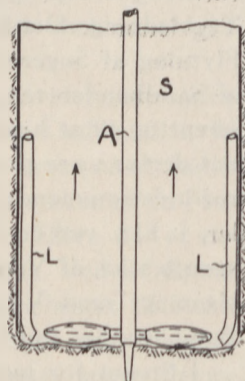


Fig. 383.

¹⁾ Se Side 376.

XIII. TRYKLUFFUNDERING.

237. Sænkebrønde med Trykluft. Anvendelse af Trykluft i Forbindelse med Sænkebrøndfundering gaar ud paa, at der i den nederste Del af Sænkebrønden tilvejebringes et Rum, Arbejdsammeret, fra hvilket Vandet holdes ude ved Tilledning af Trykluft, saaledes at der i Arbejdsammeret kan udføres saadanne Arbejder, som f. Eks. Udgravning med Haandgraveredskaber, Betonstøbning, Opførelse af Murværk o. l., der ikke eller kun vanskeligt lader sig udføre i Vand.

Indretningen af en Trykluft-Sænkebrønd er vist skematisk i Fig. 384. Til Arbejdsammeret *A* føres der gennem Ledninger *L* Luft under saa højt Tryk, at Vandet holdes ude fra Arbejdsammeret.

Adgang til Arbejdsammeret haves gennem en med Stige trin forsynet Skakt (Passagerør) *P*, som foroven er forsynet med Luftsloser *S*. I Luftsloserne findes Aabninger *a* ud til den fri Luft og *b* ind til Skakten. Lukkerne for disse Aabninger dannes af Lemmene *k₁* og *k₂*, der aabnes indad mod henholdsvis Luftslose og Skakt. Slusekamrene er forsynet med Ledninger *l₁* og *l₂* for Tilledning af Trykluft og med Udblæsningsledninger *m*, der udmunder i den fri Luft.

Ventilerne for Ledningerne *l₁* og *m* manøvreres inde fra Luftslosen, Ventilerne for Ledningerne *l₂* manøvreres inde fra Skakten. Naar man skal ned i Arbejdsammeret, stiger man ind i Slusekammeret, lukker Lemmen *k₁* og aabner for Trykluftledningen *l₁*. Naar Luftrykket i Slusekammeret er blevet lige saa stort som Luftrykket i Skakten (og som i Arbejdsammeret), kan Lemmen *k₂* aabnes, saaledes at der haves Adgang gennem Skakten til Arbejdsammeret. Ved Passage den modsatte Vej aabnes først Ventilen paa Trykluftledningen *l₂*, saaledes at der tilvejebringes samme Luftryk i Slusekammeret som

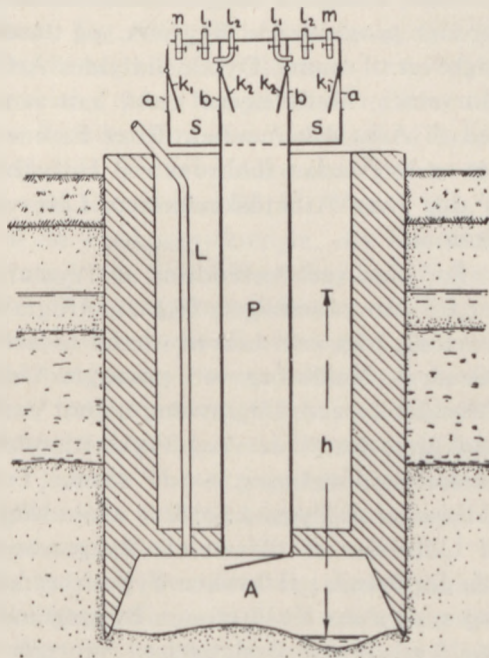


Fig. 384.

i Skakten. Efter Indstigning i Slusekammeret og Lukning af Lemmen k_2 aabnes for Udblæsningsledningen m , saaledes at Trykket i Slusekammeret reduceres til den ydre Lufts Tryk, hvorefter Lemmen k_1 kan aabnes.

Nedføring af Sænkebrønden sker ved, at der graves ud (Haandgravning) i Arbejdskammeret. Den opgravede Jord føres op gennem Skakten og udsluses gennem Luftslusen som ovenfor beskrevet. Opførelsen af Sænkebrøndens Vægge, efterhaanden som Brøndsænkningen finder Sted, sker paa samme Maade som ved almindelige Sænkebrønde.

Naar Brøndens Skær er ført ned til Funderingsdybden (fast Bund) for det paagældende Bygværk, og Jorden inde i Arbejdskammeret er udgravet til samme Dybde, udfyldes Arbejdskammeret med Beton (eller Murværk). Materialerne hertil kan føres gennem Luftsluser og Skakt ned til Arbejdskammeret. Efter Betonens Hærdning kan Skakten fjernes og Bygværket fuldføres ved Udfyldning (med Beton eller Murværk) af den over Arbejdskammerets Loft værende Del af Sænkebrøndens Hulrum.

Fordelen ved Anvendelse af Trykluft ved Sænkebrøndfundering ligger for den væsentligste Del i, at Udgravningen her kan ske ved Haandgravning, idet man herved i langt højere Grad er i Stand til at regulere Brøndens Nedføring ved passende Udgravning tæt ved Skæret, end Tilfældet er ved Udgravning under Vand i en almindelig Sænkebrønd. Endvidere haves der ved Trykluffundering — i Forhold til almindelig Sænkebrøndfundering — de samme Fordele, som de, der haves ved Udførelse af Byggearbejde i almindelig tørlagt Byggegrube i Forhold til Udførelse af tilsvarende Byggearbejde under Vand. Saaledes kan den Jordbund, paa hvilken Bygværket kommer til at staa, lettere undersøges, og dens Kvalitet som Byggegrund bedømmes med større Sikkerhed (ved direkte Besigtigelse, eventuelt ved Prøvebelastning i Arbejdskammeret), end det kan ske ved almindelig Sænkebrøndfundering, og den i Arbejdskammeret udstøbte Beton (med eventuelle Jernbetonkonstruktionsdele) kan fremstilles i lige saa god Kvalitet og bringes til at slutte lige saa tæt til Byggegrunden som ved Udførelse af Betonarbejder paa Land, medens i Modsætning hertil den nederste Del af et ved Hjælp af almindelig Sænkebrønd fremstillet Bygværk maa udføres ved Betonstøbning under Vand, hvis Brønden ikke kan holdes tør ved Pumpning.

Den væsentligste Mangel ved Trykluffundering er, at Ophold i Trykluft kan have ubehagelige og under visse Forhold skadelige Virkninger paa den menneskelige Organisme. Dertil kommer, at Menneskets Ar

bejdsevne nedsættes i stærkt stigende Grad¹⁾ med voksende Lufttryk¹⁾, hvilket i Forbindelse med, at det til Tryklufftfundering fornødne Anlæg (Skakte, Luftsluser, Kompressorer, Luftrensingsanlæg m. v.) er ret omfattende, medfører, at Tryklufftfundering er temmelig kostbar.

238. Trykluffsænkebrøndes Indretning. Selve Sænkebrøndens Konstruktion er i det væsentlige den samme som den, der anvendes ved almindelige Sænkebrønde, og afhænger af, hvilken Slags Materiale Brøndvæggene udføres af.

I de fleste Tilfælde udføres Sænkebrønden helt af Jernbeton (Fig. 385). Skæret er da forsynet med en Beklædning af Jernplade (som ved

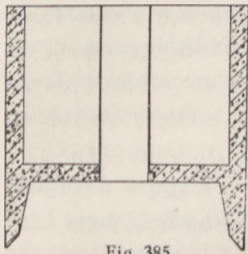


Fig. 385.

Brøndkransen Fig. 365). Hvis Brøndvæggen udføres af Grovbeton eller af Murværk, maa der i Reglen anvendes ydre Kappe af Jernplade, dels for at give Brønden fornøden Vandtæthed (under Udfyldningen af Sænkebrønden med Beton eller Murværk skal den holdes fri for Vand), dels af Hensyn til de Trækpaavirkninger, der kan fremkomme i vandrette Snit i Brønden, hvis Friktionen mellem Brøndvæggen og de øvre Jordlag er saa stor, at den nedre Del af Brønden kommer til at hænge i den øvre Del. Særlig i Tilfælde af, at Brøndvæggene udføres af Murværk, er Anvendelse af Jernkappe paakrævet, fordi Murværk ikke kan udføres tilstrækkelig tæt, til at Vandet hindres i at trænge ind i Brønden, og fordi der ikke alene ved Indmuring af lodrette Forankringsjern kan faas tilstrækkelig Sikkerhed, for at Brønden ikke skilles ad, hvis den kommer til at hænge fast i Jorden med den øverste Del.

Rummet over Arbejdskammerets Loft kan samtidig med Opførelse af Brøndvæggene udfyldes med Beton eller med Murværk i den Udstrækning, som det er nødvendigt for at give Brønden tilstrækkelig Vægt, til at de ved Nedføringen optrædende Modstande overvindes (Friktionen langs Brøndvæggen, Modtrykket ved Skæret). Hvis Brøndens Vægt skal kunne varieres, fordi Brønden føres gennem afvekslende faste og løse Jordlag, kan der til Forøgelse af Brøndens Vægt anvendes Vandballast i Rummet oven over Arbejdskammerets Loft.

Arbejdskammerets Højde gøres sædvanlig ikke større, end det er nødvendigt, for at Arbejderne skal kunne færdes i Arbejdskammeret. Herved opnaas, at det Betonstøbningsarbejde, som maa udføres i Tryklufft, bliver saa lille som muligt.

Sænkebrønde med Vægge af Murværk (eller af Grovbeton) forsynes

¹⁾ Jfr. § 241.

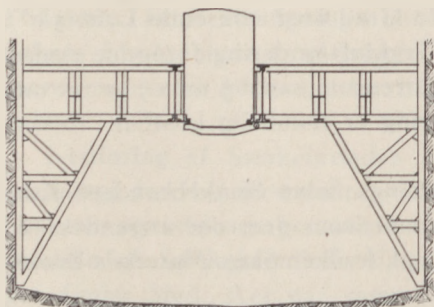


Fig. 386.

som nævnt med Jernkappe. Ved denne Slags Sænkebrønde udføres Arbejdskammeret som Regel af Jern (Fig. 386). Loftet og Væggene dannes af Plader, der for Loftets Vedkommende er befæstet paa Undersiden af Profiljernsdragere (Pladejerns- eller Gitterdragere) Flanger, og for Væggenes Vedkommende er befæstet udvendig paa Konsoldragere, der vender den

spidst tilløbende Ende nedad, og som udføres som Pladejernsdragere eller som Gitterbjælker. Den nedre Kant af Sidevæggens Pladeklædning danner Skæret og kan for dette Øjemed være forsynet med en Forstærkningsplade af Staal. Undertiden bruges det at udelade Jernpladebeklædningen i Arbejdskammerets Loft og da udføre Loftet af Beton udstøbt mellem Loftets Jerndragere.

Ved Brønde af Jernbeton udføres baade Loft og Vægge i Arbejdskammeret af Jernbeton. Loftet dannes i Reglen af en i Loftets hele Udstrækning lige tyk Plade. Anvendes Forstærkningsribber, bør disse anbringes paa Loftspladens Overside, fordi Loftet i Arbejdskammeret helst maa være plant, da det ellers er vanskeligt ved Arbejdskammerets Udfyldning med Beton at faa denne til overalt at slutte tæt til Loftspladen.

Hvis Sænkebrønden skal anbringes paa et af Vand dækket Areal, og Vanddybden her er for stor, til at det kan betale sig at fylde op det paagældende Sted til lidt over Vandspejlet, saaledes at Bygningen af Sænkebrønden og dennes Nedføring kan foregaa paa samme Maade som paa Land, kan hele Sænkebrønden eller blot saa stor en Del af den, at dens Vægge rækker op over Vandet, naar den staar med Skæret hvilende paa Bunden, fremstilles paa samme Maade, som det sker ved Bygning af Sænkekasser (paa Bedding, i Dok eller i tørlagt Byggegrube), søsættes og bringes svømmende til Byggestedet og derefter sænkes paa Plads¹⁾. Sænkningen kan ske, ved at en Del af Rummet over Arbejdskammerets Loft udfyldes med Beton, og passende fordelte Celler af samme Rum fyldes med Vand. Ved Transporten til Byggestedet fra det Sted, hvor Sænkebrønden søsættes, kan man, hvis dette er nødvendigt, for at Sænkebrønden ikke skal stikke for dybt, holde Arbejdskammeret fyldt med Trykluft. Ved Sænkebrøndens Anbringelse paa Byggestedet kan Sænkningen da ske, ved at Trykluften slippes ud af Arbejdskammeret.

¹⁾ Jfr. §§ 231—233.

Passageskaktene er Rør med cirkulært eller ovalt Tværnsnit. De udføres af Jern og sammensættes af Rørstykker med indvendigt siddende Flanger af paanittede Vinkeljern. Rørstykkerne samles indbyrdes med Skruebolte. Imellem Flangerne indlægges Gummipakning for at tilvejebringe fornøden Lufttæthed. Skakten forbindes lufttæt med Arbejdskammerets Loft. Er Loftet af Jernplade, udføres Forbindelsen her paa samme Maade som ved Samlingen mellem Rørstykkerne indbyrdes. Er Loftet udført af Jernbeton, kan Skakten forsynes forneden med en udvendig Flange, der indstøbes og forankres i Betonen.

Ved Skaktens Indmunding i Arbejdskammeret er der anbragt en Lem (Fig. 384), med hvilken Aabningen op til Skakten kan afspærres lufttæt. Denne Lem tjener som Reservelukke for det Tilfælde, at der skulde fremkomme større Utætheder i Skakten, medens der er Folk i Arbejdskammeret. Ved at lukke Lemmen kan man hindre, at Luften slipper ud af Arbejdskammeret, og derved hindre, at Vandet strømmer ind i Arbejdskammeret.

Forinden den sidste Del af Sænkebrøndens Udfyldning med Beton udføres, tages Passageskaktene op. Fjernelsen af Skaktene kan først ske, naar Arbejdskammerets Betonudfyldning er tilstrækkelig hærdnet, til at Vandet ikke kan trænge op i Sænkebrønden.

Ved smaa Sænkebrønde haves kun een Passageskakt, som da maa anvendes saavel til Transport af Jord fra Arbejdskammeret og til Transport af Byggematerialer ned til Arbejdskammeret, som af Arbejderne, naar de skal ned i eller op fra Arbejdskammeret. Ved store Brønde kan man have en Skakt alene for Personer og en eller flere Skakte for Materialtransport, idet disse dog er indrettet saaledes, at de, naar Personskakten er under Reparation, eller naar den skal forlænges, kan benyttes af Arbejderne til Nedstigning og Opstigning.

Hver Skakt er forsynet med Lufts-luse, for det meste to og undertiden tre Lufts-luser. I Reglen findes Lufts-luserne ved Skaktens øverste Ende, idet denne Ordning er den bekvemmeste med Hensyn til Indretning af Forbindelsen mellem Lufts-luser og Skakt og for Transporten af Materialer til Arbejdskammeret.

Undertiden haves Lufts-lusen ved Skaktens nedre Ende, idet der herved er den Fordel, at Arbejdernes Passage gennem Skakten foregaar i fri Luft og ikke i Trykluft, som Tilfældet er, naar Lufts-lusen sidder foroven. Saa fremt der kun findes een Skakt, er der forbundet den Fare med at have Lufts-lusen forneden, at Arbejderne, hvis Brønden over Arbejdskammeret er vandfyldt — den behøver ikke at holdes udpumpet, forinden Udfyldningen af Brønden skal foretages — og Passagerøret bliver læk, saa det fyldes med Vand, da er spærret inde i Arbejdskammeret.

Ved smaa Sænkebrønde med kun een Skakt sker Fjernelsen af den udgravede Jord, ved at Jorden fra Arbejds-kammeret hejses op i Spande til Lufts-lusen. Spandene sættes ind i Lufts-lusen, og efter at Aabningen ind til Skakten er lukket, og Udligning af Lufttrykket i Sluse-kammeret har fundet Sted, tages de ud og tømmes. Transport af Materiale til Arbejds-kammeret foregaar paa tilsvarende Maade.

Ved større Sænkebrønde haves ofte en Ordning af de til Jordtransport og Materialtransport tjæ-nende Skakte som den i Fig. 387 viste. Skakten er her forsynet med en Elevator, bestaaende af en i en Bøjle *B* ophængt Platform *P*. Løftning og Sæn-ning af Elevatoren sker ved Hjælp af Spiltromlen *T*, hvis Aksel er ført ud gennem Rørvæggen i en Stoppebøsning, saaledes at Spillet's Motor kan staa uden for Skakten. I Bøjlen er ophængt en Tippe-spand *S*. I Toppen af Skakten findes en Lem *L*, som aabner indad, og som derfor holdes lukket af Lufttrykket i Skakten. Neden for Lemmen er Skak-ten forsynet med en Flange *F*, paa hvis Underside der er anbragt Gummipakning. Naar Elevatorens Platform er løftet saa højt, at den ligger an mod Flangen, aabnes Ventilen *V* udvendig fra, hvorved Tryklufften i det af Platformen afspærrede Rum af Skakten udblæses. Lemmen kan derefter aabnes, og Spandens Indhold tømmes ud paa en Slidsk uden for Aab-ningen. Derefter lukkes Lemmen, Trykluft indledes i Rummet over Platformen, hvorefter Elevatoren kan sænkes, naar Trykket er blevet lige saa stort som i den nedre Del af Skakten. Hvis Arbejds-kammeret er saa stort, at det er fordelagtigt at benytte Tipvogne paa Spor til Transport af Jorden nede i Arbejds-kammeret, kan man have det indrettet saaledes, at der kan køres en Tipvogn ind paa Elevato-rens Platform, idet Aabningen foroven i Skakten da gøres saa stor, at

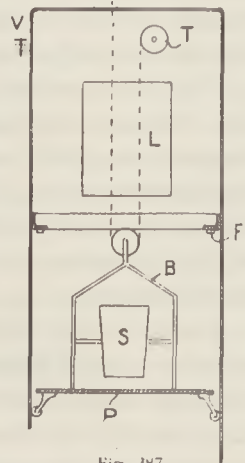


Fig. 387.

Tipvognen kan passere gennem den.

For at fritage Arbejderne for den ofte besværlige Opstigning og Nedstigning (i Trykluft) ad Stigetrin i Skakten kan Pers-sonskakten være udstyret med en lignen-de Elevator som den i Fig. 387 viste.

I Fig. 388 er vist en anden Konstruk-tion af Sluse til Udtagning af opgravet Jord fra Skakten. Den øverste Ende af Skakten er her forsynet med to eller flere

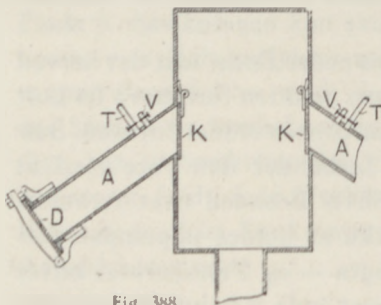


Fig. 388.

skraat stillede Rør *A*, som ind mod Skakten kan aflukkes med Lemmene *K*, og hvis udad vendende Munding kan lukkes tæt med Dækslerne *D*. Naar Dækslet *D* er lukket, kan Lemmen *K* være aaben, og den udgravede Jord, som hejses op i Spande fra Arbejdskammeret, fyldes i Røret *A*. Derefter lukkes Lemmen *K*, og Ventilen *V* aabnes, saaledes at Tryklufften strømmer ud, hvorefter Dækslet *D* kan skrues løs, saaledes at Jorden glider ud af Røret. Ved Indfyldning paany i Røret lukkes det først med Dækslet *D*, og der aabnes for Tilledning af Tryklufft fra Ledningen *T*, hvorefter Lemmen *K* kan aabnes.

Til Transport af Byggematerialer til Arbejdskammeret kan en lignende Anordning bruges. Røret *A* har da Hældning ind mod Skakten, saaledes at den i Røret anbragte Beton, efter at Dækslet *D* er lukket, og Forbindelse med Tryklufftledningen *T* er etableret, kan glide fra Røret ned i en inde i Skakten hængende Spand og i denne hejses ned til Arbejdskammeret.

Lukkeindretningen for Dækslet *D* maa være særlig stærk, idet Lufttrykket i Modsætning til, hvad der er Tilfældet ved de øvrige ved Sluserne anvendte Lukker, virker til at aabne Dækslet, og idet en ved Sprængning af Dækslets Tilholder forarsaget Aabning af Røret kan medføre, at al Tryklufften undviger fra Arbejdskammeret, saaledes at dette fyldes med Vand.

Transport af den i Arbejdskammeret udgravede Jord kan ske uden Anvendelse af Slusning ved Hjælp af en i en oventil aaben Skakt gaaende Spandkæde-Elevator, som vist i Fig. 389. Skakten rækker med sin Underkant ned under Vandet i den i Grunden udgravede Fordybning og er fyldt med Vand til en saadan Højde, at Vandsøjletrykket

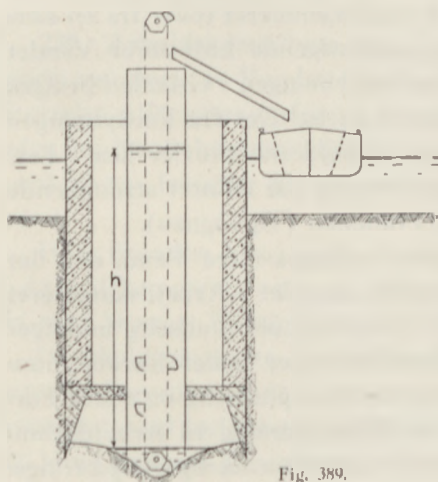


Fig. 389.

h er lig med Lufttrykket i Arbejdskammeret. Folkene i Arbejdskammeret skovler den udgravede Jord hen i Fordybningen, hvorfra Spandene tager det og fører det op til Toppen af Skakten, hvor det, idet Spandene vender om Skiven foroven, tippes ud paa en Slidsk og glider ned i en Pram ved Siden af Brønden eller i en ved Brønden holdende Tipvogn.

Anvendelsen af denne Fremgangsmaade rummer en vis Fare. Sammen med Jorden fører Spandene en Del Vand med sig, som tømmes ud paa

Slidsken sammen med Jorden. Saafremt der ikke er tilstrækkelig Tilstrømning af Vand fra Grunden til Erstatning for den af Spandene bortførte Vandmængde, synker Vandspejlet inde i Arbejdskammeret i den Fordybning, hvori Skakten rækker ned. Hvis dette Vandspejl synker til Skaktens Kant, og Vandsøjlen i Skakten vedvarende formindskes, ved at der føres Vand bort med Elevatorspandene, kan der pludselig undvige Trykluft i stor Mængde op gennem Skakten, saaledes at Trykket i Arbejdskammeret formindskes pludseligt og stærkt. En saadan hurtigt indtrædende Trykreduktion kan for sig være skadelig for Arbejderne og medfører desuden, at Vandet inde i Arbejdskammeret stiger stærkt, dels som Følge af stærk Vandtilstrømning fra Bunden, dels fordi Vandet i Skakten synker ned til den til det lavere Lufttryk svarende Vandspejlsstilling i Skakten.

Dersom Bunden er af en saadan Beskaffenhed, at Jorden kan opslæmmes og transporteres af en Vandstrøm (Sand, Dynd eller løsgravet lerblandet Sand), kan der benyttes Pumpning, eller Transporten af den løsgravede Jord kan ske paa følgende Maade ved en af Trykluft fra Arbejdskammeret frembragt Vandstrøm (Fig. 390).

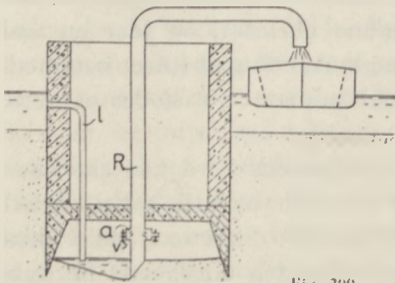


Fig. 390.

Fra Arbejdskammeret gaar et Rør R op gennem Brønden ud til en ved Siden af Brønden henlagt Pram (paa Land: Tipvogn). Røret rækker med den skraat afskaarne Munding ned i en i Grunden udgravet Fordybning. Vandet i denne naar op over Rørets Munding. Gennem Sideaabninger *a*, der kan reguleres ved Hjælp af Ventiler *v*, ledes der Trykluft fra Arbejdskammeret (eller fra en særlig Trykluftledning) ind i Røret. Den opadstigende Luft fører Vandet i Røret med sig, saaledes at Vandet fra Fordybningen i Grunden bringes til at strømme ind i Røret og op gennem dette. Det fra Fordybningen tilstrømmende Vand fører Sandet, som Arbejderne skovler hen i Fordybningen, med sig, og Sandet transporteres af det i Røret strømmende Vand op gennem Røret og løber ud i Prammen (Tipvognen).

Hvis der fra Fordybningen i Bunden bortføres mere Vand, end der samtidig strømmer til fra Grunden, og Vandspejlet i Arbejdskammeret derfor synker, kan det ske, at store Mængder Luft pludselig undviger fra Arbejdskammeret, ved at Vandspejlet synker under Rørets Munding, og med samme Følger som nævnt ovenfor: pludselig og stærk Formindskelse af Lufttrykket og stærk Vandtilstrømning til Arbejdskammeret. Røret *R* maa derfor være forsynet med en særlig Afspærrings-

ventil, ved Hjælp af hvilken Forbindelsen til Arbejdskammeret kan afbrydes, og ved hvilken der til Stadighed maa være posteret en Mand, som straks kan lukke Ventilen, naar Luften begynder at gaa ind gennem Rørets nedre Munding.

Til Sikring imod Faren, ved at Tilstømningen fra Grunden ikke giver tilstrækkelig stor Vandmængde til Erstatning for det gennem Røret *R* (ved Spandkæde-Elevatoren gennem Skakten) bortførte Vand, kan der have en særlig Ledning *L* i Forbindelse med Vandet uden for Brønden.

I Stedet for at tillede Tryklufften et Stykke oppe paa Røret *R*, svarende til det i Fig. 390 viste Arrangement, har man brugt den simple Ordning at lade Tryklufften træde ind i Røret ved Rørmundingen, idet denne holdes et lille Stykke over Vandspejlet i Arbejdskammeret, og idet Gennemstrømningen gennem Røret reguleres ved Hjælp af Afspærringsventilen. Folkene i Arbejdskammeret skovler Sandet hen til Røret, hvor det lægges i saa høj Bunke, at Rørmundingen holdes dækket af Sand.

Dersom Bunden bestaar af fint Sand, kan Luften alene transportere Materialet op gennem Røret, idet Sandet blæses op gennem Røret af den gennem dette gaaende stærke Luftstrøm. Rørmundingen behøver da ikke at være sænket i Fordybning i Bunden. Ved at der skovles Sand hen i Bunke omkring Røret, holdes dettes Munding stadig dækket af Sand. Dersom Tilførslen af Sand til Rørmundingen ikke sker lige saa hurtigt, som Sandet blæses op gennem Røret, saaledes at Rørmundingen bliver fri, maa man afbryde Luftstrømmen ved Hjælp af Afspærringsventilen, for at hindre en pludselig Formindskelse af Lufttrykket i Arbejdskammeret.

239. Arbejdskammerets Forsyning med Tryklufft. Lufttrykket maa være saa stort, at Vandet holdes ude fra Arbejdskammeret. Trykkets Størrelse afhænger derfor af Skærets Dybde under det fri Vandspejl uden for Sænkebrønden eller under Grundvandspejlet, efter som Brøndsænknningen foregaar paa et af Vand dækket Areal eller foregaar paa Land.

Hvis Brønden føres ned i nogenlunde grovporøs Jordbund, skal der i Arbejdskammeret være et Lufttryk, der, maalt i Vandsøjlehøjde, er lig med Skærets Dybde *h* under Vandspejlet (Fig. 384).

I forholdsvis tætte Jordlag er Modstanden mod Vands Bevægelse gennem Porerne temmelig stor, og idet der, efterhaanden som Brønden føres ned, skal fortrænges en til Nedføringshastigheden svarende Mængde Vand gennem Porerne, maa Lufttrykket i dette Tilfælde (tæt Jord)

være noget større end h , nemlig lig med $h + t$, hvor t er den til Overvindelse af Modstanden mod Vandbevægelsen i Porerne fornødne Trykshøjde. Omvendt vil der ikke strømme Vand tilbage til Arbejdskammeret, naar Vandet først ved Hjælp af Overtrykket er fortrængt til i Højde med Skæret, selv om Lufttrykket i Arbejdskammeret reduceres til h eller lidt derunder. Hvis Trykket i Arbejdskammeret formindskes til $h - t$, vil der ske Tilbagestrømning af Vand fra Jordens Porer til Arbejdskammeret, og i saa Fald Tilbagestrømning med samme Hastighed som den, med hvilken Vandet i Arbejdskammeret kan fortrænges fra dette ved et Lufttryk $h + t$.

Af Hensyn til Folkene i Arbejdskammeret søger man at holde Lufttrykket saa lavt som muligt. Ved Brøndsænkning i tæt Jordbund bruger man derfor ofte at lade Trykket være forholdsvis lavt, medens Folkene opholder sig i Arbejdskammeret. Der vil da paa Grund af Tilbagestrømning af Vand som nævnt og som Følge af den jævnt foregaaende Nedføring af Brønden efterhaanden samle sig noget Vand i Arbejdskammeret (i Fordybninger i den Jordbund, som der graves i). I de Arbejdspavser, hvor der ikke opholder sig Folk i Arbejdskammeret, sætter man da ekstra højt Lufttryk paa inde i Arbejdskammeret, saaledes at Vandet fortrænges til i Højde med Skæret.

Man kan undgaa at maatte have Overtryk til Bortskaffelse af det under Brøndens Nedføring fremkommende Vand ved simpelthen at have en Rørledning (med Afspærringsventil) fra Arbejdskammeret til Vandet uden for Brønden. Rørets Munding inde i Arbejdskammeret skal sidde i Højde med Skæret. Hvis Brøndsænkeningen foregaar paa Land, kan man lade Røret fra Arbejdskammeret udmunde foroven i Sænkebrøndens øvre Hulrum i Højde med Grundvandspejlet. Det fra Arbejdskammeret kommende Vand løber da ud i Brøndens Hulrum og maa, hvis det er nødvendigt at fjerne det herfra, bortskaffes ved Pumpning.

Naar Arbejdskammeret føres ned gennem Dynd eller lignende Jordbund (store Mængder af Jordpartiklerne indbyrdes adskilt ved Vandhinde), maa der holdes betydelig større Lufttryk i Arbejdskammeret, end hvad der svarer til Vandsøjlehøjden fra Skæret til Grundvandspejlet. Vandet kan nemlig ikke fortrænges fra Dynd af Trykluffen, saaledes som Tilfældet er ved andre Arter Jordbund. Dynd forholder sig som en Vædske, og da Dyndets Rumvægt er en Del større end Vandets Rumvægt, kræves der tilsvarende større Lufttryk for at hindre Dyndet i at trænge under Skæret ind i Arbejdskammeret. Ved Brøndsænkning gennem Dyndlag bruger man derfor undertiden at føre Brønden ned som almindelig Sænkebrønd uden Trykluff, idet man da fjerner

Luftslusen fra Skaktene og foretager Udgravningen i Arbejdskammeret ved Hjælp af en Ekskavator, hvis Spand føres ned gennem Skakten. Herved er der ganske vist den Ulempe, at der ikke kan udgraves paa andre Steder i Arbejdskammeret end lige under Skaktene, og Anvendelsen af denne Metode (uden Risiko for, at Brønden gaar skævt ned) er derfor betinget af, at Dyndet flyder hen til Gravestederne nogenlunde jævnt fra hele Arbejdskammerets Grundflade. Naar Arbejdskammerets Skær kommer ned til fastere Jordlag, anbringes Luftsluserne paany, og Nedføringen fortsættes med Anvendelse af Trykluft.

Tilførslen af Trykluft til Arbejdskammeret skal være tilstrækkelig til Erstatning for den gennem Utætheder i Arbejdskammerets Vægge og Loft og i Skaktene undvigende Luftmængde. Desuden kræver den for Folkenes Ophold i Arbejdskammeret fornødne Luftfornyelse Tilførsel af en vis Mængde Luft. Med Hensyn til Luftforynelsen er det især Nødvendigheden af, at Indaandingsluftens Kulsyreindhold skal holdes lavt, der er bestemmende for, hvor megen Luft der skal tilføres.

Den til Erstatning for undvigende Luft fornødne Luftmængde V_1 , i m^3 pr. Time og maalt under Atmosfærens Tryk, kan som omtrentlig Værdi ansættes til¹⁾:

$$V_1 = (\alpha F + \beta U) \left(1 + \frac{h}{10,33} \right),$$

hvori F er Summen af Arbejdskammerets og Skaktens Væg- og Loftsflader i m^2 , U Skærets Længde (Arbejdskammerets Omkreds) i m , h Skærets Dybde under det ydre Vandspejl i m , med et Tillæg af 2 til 3 m , og α og β Koefficienter. For α sættes:

Ved Sænkebrønde af Jernbeton: $\alpha = 0,35$ til $0,6$.

Ved Sænkebrønde af Jern: $\alpha = 0,65$ til $1,8$.

β kan regnes at ligge mellem 1 og 3, alt efter som Jordbundens Permeabilitet det paagældende Sted er mindre eller større.

Den til Luftforynelsen fornødne Luftmængde V_2 (i m^3 pr. Time) er afhængig af, hvor stort Antal Personer, der opholder sig i Arbejdskammeret. Er dette Antal A , regnes sædvanlig med:

$V_2 = 20 A$ ved indtil $0,5$ Atmosfæres Overtryk,

og $V_2 = 30 A$ ved større Overtryk.

Det er her forudsat, at der til Belysning i Arbejdskammeret anvendes elektriske Glødelamper. Anvendes luftforbrugende Belysningsmidler, som f. Eks. Petroleumslamper, kræves betydelig større Lufttilførsel.

Hvis Jordbunden indeholder giftige Luftarter, og denne Jordluft kan

1) Brennecker-Lohmeyer: Der Grundbau. 1933.

komme op i Arbejdskammeret og her blandes med den tilførte Luft, maa Arbejdskammeret med passende Mellemrum afvekslende udblæses og sættes under højt Tryk, medens der ingen Folk er i Arbejdskammeret, og det høje Tryk vedligeholdes tilstrækkelig længe, til at Jordluften er fortrængt.

Det største Tryk, som Luftkompressorerne skal kunne præstere, maa være noget større — ofte ansættes det 30 % større — end det til Skærets Dybde under det ydre Vandspejl svarende Vandtryk, dels af Hensyn til Ledningsmodstande i Tilførselsledninger, dels af Hensyn til, at der skal kunne fremstilles et vist Overtryk i Arbejdskammeret for at faa Vandet fortrængt gennem Jordens Porer (jfr. ovenfor).

Ved overslagsmæssig Bestemmelse af det til Fremstilling af Tryklufften fornødne Kraftmaskinanlæg regnes med¹⁾, at der for hver m³ pr. Minut indsuget Luft kræves:

ved et Overtryk af	2	3	4	Atmosfærer,
en Maskinydelse paa	4	5	6	HK.

Af Hensyn til, at Lufttilførslen skal være fuldstændig sikker til enhver Tid, maa der haves mindst to af hinanden uafhængige komplette Maskinanlæg til Fremstilling af Tryklufften.

Forinden Luftens Indsugning i Kompressorerne passerer Luften et Filter, og forinden den komprimerede Luft ledes ind i Arbejdskammeret, maa den befries for Olie, som Luften kan optage, idet den passerer Kompressorerne, og føre med sig som støvfine Oliepartikler. Til Smøring af de Maskiner, som Tryklufften kommer i Berøring med, bør der anvendes lugtfri Smøreolie.

I nogle Lande haves bestemte Forskrifter med Hensyn til Indretning og Brug af Tryklufftanlæg og til Udførelse af Arbejde i Tryklufft. F. Eks. haves i Tyskland en Forordning af Juni 1920 vedrørende Beskyttelse af Tryklufftsarbejdere²⁾. Denne Forordning indeholder en Række udførlige Bestemmelser om Indretning og Brug af Tryklufftanlæg.

240. Dykkerklokker. Opførelse af et Bygværk af Murværk eller Beton paa et af Vand dækket Areal kan ske ved Hjælp af Dykkerklokke i Forbindelse med Anvendelse af Tryklufft.

Dykkerklokken bestaar af et Arbejdskammer *A* (Fig. 391), oven over hvilket findes Ballastrummene *B*. Arbejdskammeret er forsynet med en eller flere Skakte *P*, hver med sin Luftsluse, og indrettet paa samme Maade som ved Tryklufftsænkebrønde. Under Arbejdet

¹⁾ *A. Schoklitsch: Der Grundbau. 1932.*

²⁾ Denne Forordning findes i *A. Schoklitsch: Der Grundbau.*

holdes Vandet ude af Arbejdskammeret af Tryklufften, saaledes at Arbejderne kan opholde sig i Arbejdskammeret, og Opmuring og Betonstøbning foregaa tørt. Arbejdernes Nedstigning i og Opstigning fra Kammeret ligesom ogsaa Tilførsel af

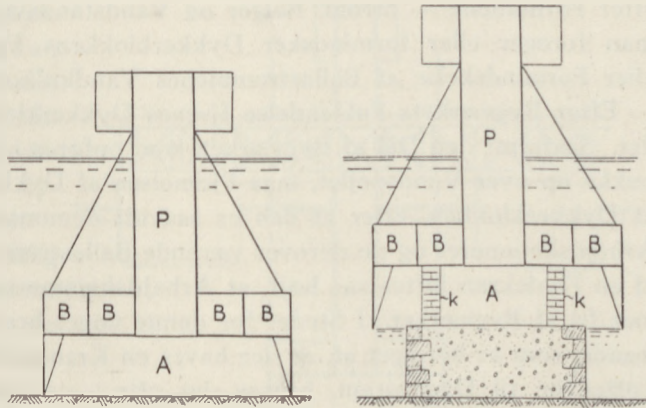


Fig. 391.

Byggematerialer sker gennem Luftselse og Skakt paa samme Maade som ved Trykluffsænkebrønde. Ved at indlede Vand i Ballastrummene og ved at tømme disse (Tømningen kan ske enten ved Udpumpning af Vandet eller ved Tilledning af Trykluff til Ballastrummene), kan man variere Dykkerklokkens Vægt og derved sænke den eller hæve den.

Til at begynde med sænkes Dykkerklokken, saaledes at den kommer til at hvile med Kanten af Arbejdskammerets Vægge paa Bunden. Efter at der er ledet Trykluff ind i Arbejdskammeret, og Vandet derved er fortrængt fra dette, kan Opførelsen af Bygværket begynde. Arbejdskammeret maa være saa stort, at det dækker et Areal, der er noget større end Bygværkets Grundflade.

Efterhaanden som Opførelsen af Bygværket skrider frem, hæves Dykkerklokken saa meget, at der er tilstrækkelig Plads mellem Bygværkets Overside og Kammerets Loft, til at Arbejderne kan færdes i Kammeret. For at Dykkerklokken kan staa urokkeligt og være upaa- virket af mulig optrædende Strøm og Bølgebevægelse, bringes Dykkerklokken til at hvile paa Understøtninger *k*, anbragte paa Bygværket. Understøtningerne kan bestaa af Opklodsninger af Tømmer, som anbragtes paa Figuren. Naar Murværket uden om Opklodsningerne er opført til saa stor Højde, som det kan ske under Hensyn til den begrænsede fri Højde under Arbejdskammerets Loft, flyttes Opklodsningerne op paa det færdige Murværk, for at der kan opføres Murværk (eller støbes Beton) paa de Steder, hvor Opklodsningerne først har været anbragt. I Stedet for Opklodsninger af Tømmer med Tilspænding af Tommeret mod Arbejdskammerets Loft ved Hjælp af Kiler, kan der bruges Skruedonkrafte til Understøtning af Dykkerklokken. Trykket, hvormed Dykkerklokken hviler paa Understøtningerne, kan afpasses

efter Forholdene — Strøm, Bølger og Vandstandsvariationer — ved at man forøger eller formindsker Dykkerklokkens Vægt ved Forøgelse eller Formindskelse af Ballastrummenes Vandindhold.

Efter Bygværkets Fuldbærelse fjernes Dykkerklokken fra Byggestedet. Saafremt den Del af Bygværket, som opføres i Dykkerklokke, skal række op over Vandspejlet, maa Fjernelsen af Dykkerklokken ske, ved at Dykkerklokken, efter at den er saavidt demonteret, at der kun er Arbejdskammeret og de derover værende Ballastrum tilbage, ved Hjælp af en Flydekran løftes saa højt, at Arbejdskammerets Underkant kommer fri af Bygværket. I Stedet for denne noget besværlige Fremgangsmaade, som er betinget af, at der haves en Kran med tilstrækkelig stor Løfteevne til Disposition, bruges det ofte — særlig hvor der findes Tidevand — at nøjes med at opføre Bygværket i Dykkerklokken blot til saa stor Højde, at Dykkerklokken kan bringes svømmende bort fra Bygværket ved Højvande. Udførelsen af den derefter resterende Del af Bygværket (Opmuring eller Betonstøbning) maa da foretages paa de Tider (ved Lavvande), hvor Vandet ikke lægger Hindringer i Vejen for Arbejdets Udførelse, men denne Ulempe er for det meste ikke videre betydende.

Dykkerklokken kan være frit flydende, saaledes at den, naar Ballastrummene er tomme (Ballastrummenes Dæk ligger da over Vandspejlet), kan bugseres fra Sted til Sted. Størrelsen af Dykkerklokkens Vandgangssnit maa være tilstrækkelig stort til at give den frit flydende Dykkerklokke fornøden Stabilitet. Det er fordelagtigt at have Dykkerklokken indrettet paa denne Maade, hvis den skal kunne fjernes hurtigt fra Byggestedet. Ved Opførelse af et Bygværk paa et Sted, hvor Bølgebevægelse eller Strøm til Tider kan blive saa kraftig, at Dykkerklokken, selv om den belastes mest mulig ved Fyldning af alle Ballastrum, ikke kan bringes til at staa tilstrækkelig sikkert (hvilende paa Bunden eller paa det delvis opførte Bygværk), er det nødvendigt, at man med ret kort Varsel kan løfte Dykkerklokken og bugserer den i Havn.

Dersom Dykkerklokken ikke skal fjernes fra Byggestedet, før Bygværkets Fuldbærelse, kan man have Dykkerklokken ophængt i et omkring Bygværket anbragt Pælestillads.

Det bruges ogsaa at have Dykkerklokken ophængt mellem to Fartøjer eller Pramme i et hen over disse opbygget Stillads (Fig. 392). Fartøjerne fastholdes ved Byggestedet ved Hjælp af Fortøjninger til udlagte Ankre. De Kæder, i hvilke Dykkerklokken er ophængt, maa holdes slække, naar Dykkerklokken staa paa Bunden eller hviler paa det under Opførelse værende Bygværk, for at Fartøjernes Bevægelse (som Følge af Bølger, Strøm og Vandstandsvariationer) ikke skal paa-

virke Dykkerklokken. Ved denne Ordning kan Dykkerklokken, hængende i Fartøjerne, bringes til og fra Byggestedet, ligesom en frit flydende Dykkerklokke.

De til Fremstilling af Trykluft fornødne Maskiner haves paa en ved Siden af Dykkerklokken liggende Pram eller Fartøj, og her maa ogsaa være Plads til Oplag af Byggematerialer, til Arbejdsredskaber, Betonblandemaski-

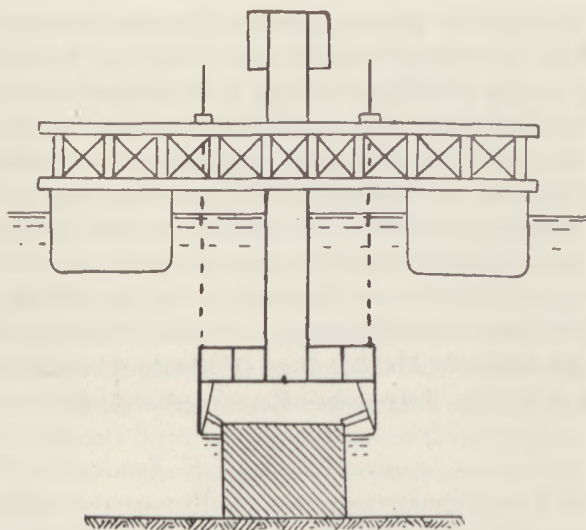


Fig. 392.

ner o. l. Bruges fast Stillads til Ophængning af Dykkerklokken, kan Maskiner, Materialer m. v. anbringes paa Stilladset.

Ved Opførelse af et Bygværk ved Hjælp af Tryklufstænkebrønd indgaar selve Sænkebrønden og Arbejdskammerets Vægge og Loft i det færdige Bygværk som en Del af dette. Ved Opførelse i Dykkerklokke haves derimod Dykkerklokken i Behold til Anvendelse paany efter Fuldførelsen af det paagældende Arbejde.

Til Opførelse af et Bygværk, der skal føres ned gennem løse Jordlag, egner Sænkebrøndmetoden sig bedre end Anvendelse af Dykkerklokke, idet det er forbundet med ret store Vanskeligheder at foretage Udgravning i større Omfang ved Hjælp af Dykkerklokke. Udgravning i Dykkerklokke maa nemlig foretages paa en saadan Maade, at Dykkerklokken kan hæves op af den udgravede Grube, og derfor saaledes, at Arbejdskammerets Vægge

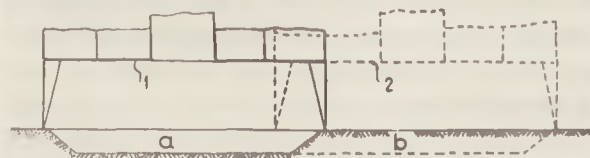


Fig. 393.

holdes fri af Udgravningens Sider. Efter at Dykkerklokken er sænket ned paa Bunden i Stilling 1 (Fig. 393), fore-

tages Udgravning af Jordvolumenet *a*. Udgravningen kan ikke føres ned til større Dybde end ca. 0,6 m, idet Vandspejlet stiller sig i Højde med Arbejdskammerets Underkant, og Udgravningsdybden derfor er begrænset til den Dybde, til hvilken Folkene kan opgrave Jorden under Vand. Derefter flyttes Dykkerklokken hen i Stilling 2 og Jordvolumenet

b udgraves. Dernæst sænkes Dykkerklokken ned paa Bunden af Gruben *a—b*, hvorefter der gaas frem paa lignende Maade som ved Udgravning i Stillingerne 1 og 2. Jo dybere under Jordoverfladen Bygværket skal føres ned, desto større Areal maa Udgravningen udstrækkes over, idet der i Bunden af den udgravede Grube skal være tilstrækkelig Plads til, at Dykkerklokken kan staa frit, og idet Skraaningerne maa have tilstrækkelig stort Anlæg, til at de kan staa uden Fare for, at der sker Nedskridning af Jord i Gruben.

Udførelse af et Bygværk, hvis Grundflade er større end Dykkerklokkens Arbejds-kammer — f. Eks. Bygning af en Kajmur — kan ske paa følgende Maade. Med Dykkerklokken staaende i Stillingerne 1, 2, 3 o. s. v. (Fig. 394) støbes Betonlagene *A, B, C* o. s. v. Derefter anbringes

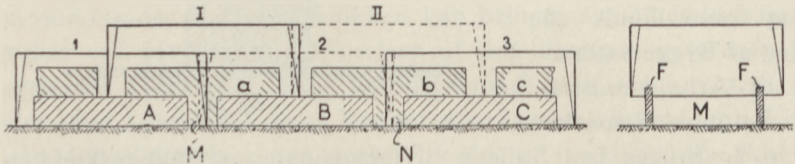


Fig. 394.

Dykkerklokken efterhaanden i Stillingerne I, II, og udstøbes Betonlagene *a, b, c*, idet samtidig Mellemmene *M, N* udfyldes med Beton. Udfyldning af disse Mellemmum maa enten ske ved Betonstøbning under Vand, fordi Vandspejlet, naar Dykkerklokken staar oven paa Betonlagene *A, B, C*, stiller sig i Højde med disse Betonlags Overflade, eller der maa foretages Tørlægning af disse Mellemmum ved Udpumpning af Vandet, idet der da for begge Ender af Mellemmummet anbringes Træflager *F*, som med paaspigrede Pakninger kan slutte vandtæt til de Rummet *M* begrænsende Betonlegemer *A* og *B*.

241. Særlige Forhold ved Arbejde i Trykluft. Udførelse af Arbejde i Trykluft er noget mere anstrengende end i fri Luft og kan under særlige Omstændigheder tillige være skadelig for de paagældendes Sundhed. Der maa derfor tages visse Forholdsregler ved Udførelse af Arbejde i Trykluft for at formindske Ulemperne derved og for at afværge Sundhedsfaren.

Under Ophold i Trykluft foregaar der en stærkere Iltning i Menneskets Organer, end der foregaar under den fri Lufts Tryk. Indaandingsvolumenet er omtrent det samme i Trykluft som i fri Luft, og der tilføres derfor Aandedrætsorganerne større Mængder Ilt i Trykluft end i Luft under Atmosfærens Tryk. Ved længere Ophold i Tykluft, antages dog først ved Overtryk større end 1,5 Atmosfære (ca. 15 m Vand-

dybde), formindskes Menneskets Arbejdsevne som Følge af den indaandede større Mængde Ilt. Ved Ophold under meget højt Tryk kan den Aandedrætsorganerne og Blodet tilførte større Mængde Ilt medføre visse sygelige Tilstande, og Lungevævet kan lide Skade, som ved en Slags Ætsning af dette. 40 m Vanddybde (ca. 5 Atmosfærers Tryk, ca. 4 Atmosfærers Overtryk) er den største Dybde, i hvilken et Menneske kan udføre nogenlunde stort og anstrengende Arbejde. 90 m Vanddybde er den yderste Grænse for den Dybde, i hvilken en Dykker kan præstere ganske let Arbejde i 1 til 2 Timer i Træk. Paa endnu større Dybder er Arbejdsevnen ganske ringe. I 120 m Vanddybde kan et Menneske kun opholde sig faa Minutter i tilledt atmosfærisk Luft. Skal der være Mulighed for nogen Arbejdsydelse, maa Iltmængden i den tilførte Luft formindskes. 17 Atmosfærers Tryk (16 Atmosfærers Overtryk, ca. 160 m Vanddybde) angives¹⁾ at være det højeste Tryk, som man har haft Mennesker i. Iltmængden i den tilførte Luft var da reduceret til 12 % (Iltmængden i atmosfærisk Luft: 20,9 %). Udførelse af Arbejde i saa højt Tryk er umuligt. Aandedrættet er meget besværet, og vedkommendes hele Energi er rettet mod Vejtrækningen, der foregaar under den yderste Anspændelse og med vidtaaben Mund.

Det Arbejde, der skal præstere i en Sænkebrønds eller en Dykkerklokkes Arbejdskammer (Jordarbejde, Betonarbejde o.l.), kræver i Almindelighed samme personlige Kraftudfoldelse som Udførelse af de tilsvarende Arbejder i fri Luft. Da den med Ophold i Trykluft følgende Nedsættelse af det enkelte Menneskes Arbejdsevne bevirker, at den daglige Arbejdstid for hver Person maa være meget kort (nogle faa Timer), naar der arbejdes i højt Lufttryk, saaledes at hver Persons daglige Arbejdsydelse er meget lille, medfører alene økonomiske og praktiske Hensyn, at der er en vis Grænse for, hvor stor Funderingsdybde, man kan naa ned til ved Opførelse af et Bygværk ved Hjælp af Tryklufstsænkebrønd eller Dykkerklokke. Hertil kommer, at det af sundhedsmæssige Grunde (se nedenfor) ofte kun er et mindre Antal af de for Udførelse af Byggearbejde under almindelige Forhold (i fri Luft) disponible Personer, der er i Stand til at udføre Arbejde i Trykluft, saaledes at det, hvor det drejer sig om et Bygværk af større Omfang og Fundering i stor Dybde, kan være vanskeligt at faa det for Udførelsen af Arbejdet ved Hjælp af Trykluftsmetoden fornødne Mandskab.

Maksimumsdybden ved større Trykluftarbejder (Tryklufstsænkebrønde, Tunnelbygning, Dykkerklokke) regnes i Almindelighed at være den Dybde, ved hvilken der kræves 3,5 Atmosfærers Overtryk i Arbejdskammeret (Skæret ca. 35 m under Vandspejlet).

¹⁾ E. W. Johannsen: Livsbetingelser i Dykkerdragt og Undervandsbaad. 1932.

Under særlige Omstændigheder, hvor det kun drejer sig om Arbejde af forholdsvis ringe Omfang (f. Eks. Bjergring af Maskiner o. l. i en vandfyldt Mineskakt), er man i mange Tilfælde gaaet ned til større Dybder end 35 m.

Ved Dykning i Dykkerdragt gaar Arbejderne ligeledes ned til større Dybde. Trænede Dykkere foretager saaledes i Reglen uden Vanskelighed Dykning paa 50 m Vanddybde eller noget mere.

Kulsyreprocenten i Arbejdskammerets Luft maa holdes passende lav, idet der ved Indaandingen tilføres Lungerne en i Forhold til Lufttrykket forøget Mængde Kulsyre. Kulsyreindholdet i Lungeblærens Luft maa ved 1 Atmosfæres Tryk ikke være større end 4 til 6 %. Ved Overskridelse af denne Kulsyremængde indtræder der Kulsyreforgiftning. Allerede ved 3 % Kulsyre fremkommer der Ildebefindende. Svarende til Maksimumsgrænsen 5 % skal Kulsyreindholdet i Arbejdskammerets Luft

ved 2 Atmosfæres Tryk	være mindre end	2,75 %
- 4	— — — —	- 1,37 %

Med den Side 407 angivne Tilførsel af frisk Luft til Arbejdskammeret (20 til 30 m³ pr. Time pr. Mand) holdes Kulsyremængden langt under de her nævnte Grænser.

Naar Lufttrykket ved Overgangen fra lavt Tryk til højt Tryk stiger jævnt fra Atmosfærens Tryk, saaledes som det sker, naar man efter at være at være kommet ind i Luftslusen tillæder Trykluft til denne, mærker den i Luftslusen værende Person blot et lidt generende eller maaske smertende Tryk paa Trommehinderne. Denne Fornemmelse skyldes, at Lufttrykket inden for Trommehinderne ikke følger tilstrækkelig hurtigt med Trykstigningen udenfor. Man kan i Reglen let frigøre sig for Ubehaget ved denne Virkning af Trykstigningen ved at foretage Synkebevægelser, eller, hvis dette ikke hjælper, ved at man med lukket Mund, og idet man holder for Næsen, foretager kraftig Udaandingsbevægelse og saaledes tilvejebringer Overtryk i Mundhulen og Næsen. Dette Overtryk forplanter sig gennem de Eustachiske Rør til den indre Side af Trommehinderne, hvorved det generende indad virkende Tryk udlignes. Er de indre Luftveje mellem Mundhule og Ører forstoppet, f. Eks. som Følge af Snue, saaledes at der ikke kan ske den fornødne Trykudligning, kan Trommehinderne lide Skade, navnlig hvis man lader Trykstigningen i Luftslusen foregaa hurtigt. Trænede Lufttrykarbejdere mærker ikke Øresmerter som de her nævnte. Ved Trykfald (ved Udsugning) haves der ikke tilsvarende generende Virkninger af Trykdifferenser. Trykudligning paa Trommehindens to Sider foregaaer antagelig her lettere end ved Trykstigning udvendig.

Under Opholdet i Trykluft forøges Indholdet af Kvælstof i Legemets Vædsker og Væv meget betydeligt. Tilførslen af Kvælstof til Legemets forskellige Dele sker gennem Blodet, idet dette optager Kvælstof fra Indaandingsluften i Lungerne og fører det ud i Legemets Kar. Denne Tilførsel af Kvælstof vedbliver, indtil Lufttrykket i Legemets Indre har naaet samme Størrelse som det udvendig paa Legemet virkende Lufttryk.

For hver Atmosfæres Overtryk optager 100 g Blod 0,82 cm³ Kvælstof, og Legemets øvrige Bestanddele absorberer lignende Mængder Luft, herfra dog undtaget Knoglernes Kalkforbindelser, der ikke optager Luft, og Fedtvævet, der optager betydelig mere Luft, nemlig omtrent 6 Gange saa stor Luftmængde, som Blodet optager. Et Menneske paa 70 kg regnes at optage ca. 1 Liter Luft for hver Atmosfæres Overtryk, forudsat at Opholdet i Tryklufften varer tilstrækkelig længe.

Tilførslen af Kvælstof til Legemets Vædsker og til Vævet sker til at begynde med hurtigt og aftager efterhaanden med den aftagende Forskel mellem udvendigt og indvendigt Lufttryk. Til Mætning med indre Luft regner man, at der medgaar henved 5 Timer. Optagelsen af Luft i Legemet er ikke forbundet med ubehagelige Fornemmelser.

Ved Overgang fra stort Tryk til lille Tryk (ved Udslusning fra Arbejdsammeret) skal det i Legemet optagne Kvælstof atter bringes ud af Legemet, og dette sker paa tilsvarende Maade — Opløsning i Blodet og derefter Afgivelse af Luften gennem Lungerne — som ved Tilførslen af Luft til Legemets Bestanddele. Herved kan der imidlertid danne sig Luftbobler, som kan blive siddende i Væv eller Kar, eller som kan blive ført rundt med Blodet. Dannelsen af saadanne Bobler giver Anledning til forskellige Lidelser (Dykkersyge, Tryklufftsygdomme), som ytrer sig paa forskellig Maade, og som under uheldige Omstændigheder kan have ret svære Følger. De Sygdomme, der kan opstaa som Følge af Dannelsen af Bobler, ytrer sig som reumatiske Lidelser, stikkende Smerter i Muskler og Led (sædvanlig fortrinsvis i Knæled og Fodled), Lammelse, Aandensnod, Forstyrrelser i Hjertets Funktion og ved de fra mangelfuld Blodcirkulation hidrørende sygelige Tilstande. Tryklufftsygdomme opstaaer ikke altid straks ved Udslusningen. Det er meget almindeligt, at der hengaar 1/4 til 1 Time og ikke sjældent 2 til 3 Timer, efter at vedkommende har forladt Luftslusen, før Sygdommen viser sig.

For at undgaa Dannelse af Bobler i Legemet skal man lade Overgangen fra højt Tryk til lavt Tryk foregaa langsomt, saaledes at der bliver tilstrækkelig Tid til, at Udskillelsen af Legemets Luft kan ske ved Luftens Optagelse i Blodet og Afgivelse gennem Lungerne, følgende den efterhaanden indtrædende Trykformindskelse.

Efter Undersøgelser af *Haldane*¹⁾ skal et Menneske kunne taale, at det ydre Luftryk hurtigt formindskes til det halve Tryk, uden at der opstaar Kvælstofbobler. Ved Udslusning brugtes det tidligere at lade Trykformindskelsen i Slusekammeret foregaa jævnt fra Arbejdskammerets Tryk til Atmosfærens Tryk i Løbet af en vis Tid (se nedenfor). Efter *Haldane's* Udslusningsregler bør man lade Trykformindskelsen ske trinvis, idet en jævn Trykreduktion anses for at være unødvendig langsom i Begyndelsen, men farlig ved de forholdsvis smaa absolutte Tryk mod Slutningen af Udslusningen. For hvert Trin i Trykændringen ved Udslusning skal Opholdet under det paagældende Tryk vare saa længe, at Trykket inde i Legemet er formindsket til det dobbelte af det Tryk, der findes paa det næstfølgende Trin af Trykændringen. Da Luftudskillelsen aftager med Forskellen i Tryk uden for og inde i Legemet, og da Trinene i Trykændring bliver mindre mod Slutningen af Udslusningen, skal Opholdets Varighed paa hvert Trin af Udslusningen gøres større og større hen mod Slutningen af Udslusningen.

Efter *Rostock-Jensen*: Vejledning i Dykning (gældende for Dykkerarbejde) haves f. Eks.:

Ved Dykning paa 51 m Vanddybde, Arbejdstid: 1 Time 55 Minutter, Ophold ved Opstigning:

i 2,1	Atmosfærers	Overtryk	(21 m Dybde):	5	Minutter,
1,8	—	—	(18 m —):	25	—
1,5	—	—	(15 m —):	25	—
1,2	—	—	(12 m —):	30	—
0,9	—	—	(9 m —):	35	—
0,6	—	—	(6 m —):	40	—
0,3	—	—	(3 m —):	40	—

Midlet til Helbredelse af Trykluftsyge er at bringe vedkommende paany under højt Luftryk og derefter foretage en meget langsom Udslusning. Ved Udførelse af Tryklufstarbejder maa man derfor umiddelbart ved Arbejdsstedet have et særligt Slusekammer (Syge-Sluse) til Brug ved Behandling af Folk, der er blevet lidende af Trykluftsyge.

Ved Indslusning til Arbejdskammeret lader man Luftrykket stige jævnt og ikke med større Hastighed, end at de i Slusen værende Personer ikke føler sig besværede af Trykstigningen. Ved Indslusning af Personer, der ikke er vant til Ophold i Trykluft, bør Trykstigningen ikke foregaa hurtigere, end at Trykket stiger 1 Atmosfære i Løbet af 8 til 10 Minutter.

¹⁾ *I. S. Haldane: Respiration. London 1927.*

Udslusningens Varighed skal efter de i Tyskland gældende Forskrifter være følgende:

Overtryk i Arbejdskammeret	Total Udslusningsstid
0,5 Atmosfærer	5 Minutter
1,0 —	10 —
1,5 —	30 —
2,0 —	42 —
2,5 —	60 —
3,0 —	90 —

Luftslusens Kammer skal have et Rumindhold af mindst 0,75 m³ for hver i Luftslusen samtidig tilstedeværende Person og mindst et Rumindhold paa 2,5 m³. Luftslusen skal, hvis der skal kunne foretages langvarig Udslusning (Overtryk > 1,0 Atmosfære) forsynes med frisk Luft, medens Udslusning finder Sted.

Efter de ovenfor nævnte Forskrifter gælder følgende Regler om Arbejdstiden i Trykluft:

Overtryk i Arbejdskammer	Arbejdstid pr. Dag
0 til 2 Atmosfærer	8 Timer
2 - 2,5 —	6 —
2,5 - 3,0 —	4,8 —
3,0 - 3,5 —	4 —
> 3,5 —	< 2 —

Ved Arbejde i 0 til 2 Atmosfærers Overtryk er den til Inds og Udslusning medgaaende Tid indbefattet i Arbejdstiden (8 Timer). Ved de kortere Arbejdstider gælder Angivelsen Varigheden af Opholdet i Arbejdskammeret. Nyantagne Folk maa den første Dag kun opholde sig Halvdelen af den for det paagældende Tryk normale Tid i Arbejdskammeret, de to næste Dage $\frac{2}{3}$ af den normale Tid og først den fjerde Dag have fuld Arbejdstid. Ved Arbejdstid, der er længere end 4 Timer, skal der i Arbejdstiden holdes $\frac{1}{2}$ Times Hvilepavse. Mellem to paa hinanden følgende Arbejdstids-Ophold i Trykluft skal den paagældende tilbringe mindst 12 Timer under den ydre Atmosfæres Tryk.

For at være i Stand til at taale at arbejde i Trykluft maa de paagældende Personer opfylde ret strenge Krav med Hensyn til stærk Konstitution og til Sundhed. De særlige Betingelser med Hensyn til Sundhedstilstand er dog mindre strenge, hvor det kun drejer sig om Arbejde i Overtryk, der er mindre end 1 Atmosfære.

Uegnede til Arbejde i højt Lufttryk er Personer med Lidelser i Brystorganerne, med Ørelidelser, med Hjertefejl eller med Anlæg for Blods-

kongestioner til fint mærkende Dele af Organismen (Hjernen). For at være egnet til Tryklufarbejde skal den paagældende have normalt Blodtryk, Underlivet og Bugvæggen maa ikke frembyde noget abnormt. Magre og sene Mennesker er sædvanlig bedst egnede. Aldersgrænserne er ved indtil 2 Atmosfærers Overtryk 20 Aar og 50 Aar, ved højere Tryk 20 Aar og 40 Aar. Den paagældendes Levemaade bør være regelmæssig. Man bør undgaa Indtagelse af særlig kraftige Maaltider og Nydelse af Spiritus. Maaltid bør ikke indtages umiddelbart før, man gaar ind i Trykluft, og man maa heller ikke være fastende, naar man er i Trykluft.

Der maa for de Folk, der arbejder i Trykluft, være Adgang til hurtigt at faa Lægehjælp. Hvis Overtrykket i Arbejdskammeret er større end 1,3 Atmosfærer, maa der bo Læge i nogenlunde Nærhed af Arbejdsstedet. Hvis Overtrykket er større end 2,5 Atmosfærer, bør der til Stædighed være Læge til Stede paa selve Arbejdsstedet.

242. Dykker-Udrustning. For at et Menneske skal kunne opholde sig under Vand, maa vedkommende være udrustet paa en saadan Maade, at Legemet er passende beskyttet mod Vandet, og at han kan faa tilført den til Vedligeholdelse af Aandedrættet fornødne Luft. Den hertil almindelig brugte Dykker-Udrustning bestaar af en vandtæt Dykkerdragt samt en Luftpumpe, ved Hjælp af hvilken Dykkeren forsynes med Trykluft, der ledes ned til Dykkeren gennem en Gummislange.

Dragten bestaar af en Klædning og en Hjelm. Klædningen er af Gummi med Lærred paa begge Sider og bestaar af Trøje og Benklæder ud i eet, saaledes at hele Kroppen og Lemmerne omsluttes af Klædningen. Ærmerne slutter ved Haandleddene, saaledes at Hænderne er fri. Ved Haandleddene haves tæt sluttende Gummimanchetter. Ved Halsaabningen har Klædningen en Metalkrave, som hviler paa Dykkerens Skulder, og til hvilken Hjelmen befæstes. Til Beskyttelse af Gummiklædningen har Dykkeren en Overtræksklædning af Sejldug.

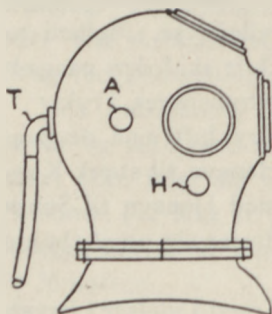


Fig. 395.

Hjelmen (Fig. 395) er sædvanlig af Kobber. Den fastskrues, efter at Dykkeren har iført sig Gummiklædningen, paa dennes Skulderkrave. Hjelmen er forsynet med tre (eller fire) Glasruder, een fortil og een paa hver Side (eventuelt een i Hjelmens Overside), saaledes at Dykkeren for at kunne se til Siderne (og opad) kun behøver at dreje Hovedet inde i Hjelmen. Den forreste Rude er til at aabne, saaledes at Dyk-

keren, naar han har Hovedet over Vand, kan trække frisk Luft og kan samtale med sine Hjælpere over Vand uden at behøve at tage Hjelmen af.

Tilførsel af Trykluft sker gennem en Gummislange, som er fastgjort til Rørstykket *T*. Dette er forsynet med en indad aabnende Ventil, fra hvilken Luften ledes gennem tre i Hjelmen siddende Kanaler, der udmunder skraat fortil ved Dykkerens Pande. Luften gaar ud gennem en automatisk virkende Afgangsv ventil *A*, der aabner udad mod Vandtrykket. Denne Ventil er forsynet med en lille Spiralfjeder, der indstilles saaledes, at Lufttrykket bliver lige saa stort som Vandtrykket ved Dykkerens Ben. Derved opnaas, at der er Luft mellem Dykkerens Legeme og Dragten, og at Indaandingsluftens Tryk bliver lige saa stort som det ydre Tryk paa Brystkassen. Hjelmen kan endvidere være forsynet med en Hane *H*, som Dykkeren selv betjener, og som han maa aabne, saafremt der pumpes saa stor Mængde Luft ind i Hjelmen, at Trykket i denne bliver væsentligt større end Vandtrykket udenfor.

Hvis der ved for stærk Pumpning tilføres mere Luft, end der undviger gennem Ventilen, trænger der større Mængder Luft ind mellem Dykkerens Legeme og Dykkerdragten. Idet Dykkerens Volumen herved bliver større, forøges Opdriften, og dette kan medføre, at Dykkeren løftes op til Vandoverfladen. En saadan ufrivillig Opstigning, ved hvilken Overgangen fra Trykket nede i Vandet til Atmosfærens Tryk sker ret hurtigt, kan være forbundet med Fare for Dykkeren, naar der dykkes paa nogenlunde stor Vanddybde.

Til Dykkerens Udstyr hører endvidere Støvler med Blysaaler, vejende tilsammen ca. 10 kg, og to Blyplader, som anbringes hængende i Hjelmens Flange, den ene paa Dykkerens Ryg, den anden paa Brystet, samt en Livrem, i hvilken er fastgjort en Line, Livlinen.

I Dykkerbaaden, hvorfra Dykkeren stiger ned i Vandet ad en ved Baadens Ræling ophængt Rebstige, findes Luftpumpen. Denne betjenes af 2 Mand. En tredie Mand, Lineholderen, har fat i Dykkerens Livline og i Luftslangen. Lineholderen haler ind og giver af paa Linen og Luftslangen, efter som Dykkeren nærmer sig eller fjerner sig fra Baaden. Ved at rykke i Linen kan Dykkeren og Lineholderen give hinanden de vedrørende Arbejdet nødvendige Meddelelser, idet der benyttes et forud aftalt Tegnsystem. I Stedet for dette primitive, men i Almindelighed tilstrækkelige Meddelelsesmiddel, kan man have telefonisk Forbindelse mellem Dykker og Lineholder.

Idet den af Dykkeren udaandede Luft blandes med den gennem Luftslangen tilførte Luft, maa der, for at Dykkerens Aandedræt ikke skal generes, sørges for rigelig Tilførsel af Luft. Man regner sædvanlig, at

der skal tilføres 50 Liter Luft pr. Minut for hver Atmosfæres Overtryk (5 Liter pr. m Vanddybde).

Med Hensyn til de med Ophold i Trykluft forbundne Ulemper og til den dermed følgende Begrænsning af Dykkerens Arbejdsevne gælder i Hovedsagen det samme, som er nævnt ovenfor angaaende Arbejde i Trykluftskammer, saaledes ogsaa med Hensyn til Varighed af Opholdet i Trykluft og til de særlige Forholdsregler ved Nedstigning og Opstigning, der tager Sigte paa Faren ved en for hurtig Variation af Trykket. Erfarne og øvede Dykkere foretager dog ofte Nedstigning og Opstigning en Del hurtigere, end hvad der svarer til de Side 416 angivne Regler.

Paa Grund af, at Dykkeren foruden at være generet af Lufttrykket tillige i høj Grad er hæmmet i sine Bevægelser af Klædningen, bliver en Dykkers Arbejdspræstation en Del mindre end den Arbejdspræstation, der faas ved Arbejde i Trykluftskammer. Udførelse af alt Arbejde, selv ret simpelt Arbejde, som f. Eks. Boring af Huller, Afskæring af Pæle, bliver ret kostbart, naar Udførelsen skal foretages under Vand ved Hjælp af Dykker, dels paa Grund af, at Dykkerens Arbejdsevne er forholdsvis ringe, og dels fordi Dykkeren til sin Betjening skal have mindst 3 Mand, nemlig 2 Mand ved Luftpumpen og 1 Mand som Lineholder.

Ved den ovenfor beskrevne almindelige Konstruktion af Dykkerhjelmen bliver, som nævnt, den gennem Luftslangen tilførte Luft i Hjelmen blandet med den Luft, Dykkeren udaander. Denne Ulempe er undgaaet ved *Denayrouze's* Konstruktion af Lufttilførselsanordning. Ved

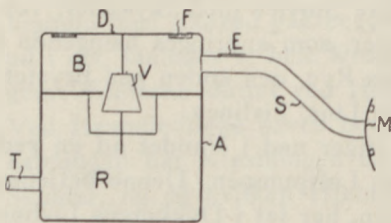


Fig. 396.

denne (Fig. 396) ledes Trykluftten gennem Luftslangen *T* til en Staalbeholder *A*, som bæres af Dykkeren paa Ryggen som et Tornister. Beholderen er delt i to Rum, *R* og *B*. I den Plade, som adskiller disse to Rum, findes en Ventilaabning, der holdes lukket af en Kegleventil *V*. Denne er med en Stang befæstet til Loftet *D* i Rummet *B*. *D* bestaar af en cirkulær Plade og er ved Hjælp af en ringformet Skive *F* af Kautchuk befæstet til Flangen paa Beholderens Væg, saaledes at Pladen *D* er lidt bevægelig i Forhold til Beholderen. Naar Lufttrykket i *B* bliver mindre end Vandtrykket udvendig fra, trykkes Pladen lidt indad, hvorved Ventilen aabnes for Indstrømning af Luft fra Rummet *R* til Rummet *B*, og naar Lufttrykket i *B* bliver større end Vandtrykket, bevæges Pladen *D* udad, hvorved Ventilen lukkes.

Fra Rummet *B* fører en Ledning *S* til Hjelmen. Ved Enden af denne

Ledning findes et Mundstykke *M*, som Dykkeren holder i Munden. Ledningen er desuden forsynet med en let bevægelig Afgangsventil *E*, der aabner udad mod Vandet.

Idet Dykkeren ved Indaanding suger Luft ind, formindskes Trykket i Rummet *B*, hvorved Ventilen *V* aabnes for Indstrømning af Luft fra Rummet *R*. Ved Udaanding, som Dykkeren ogsaa maa lade foregaa gennem Munden, passerer den forbrugte Luft gennem Ledningen *S* og gaar ud i Vandet gennem Afgangsventilen *E*. For at sikre, at Vejret trækkes gennem Munden, maa Dykkeren have en Klemme paa Næsen til at holde Næseborene lukkede.

Undertiden bruges det at forsyne Dykkeren med Luft fra en med komprimeret Luft fyldt Beholder, som bæres af Dykkeren. Herved kan man undvære Luftslangen fra Luftpumpen i Dykkerbaaden, saaledes at Dykkeren bliver mere fri i sine Bevægelser, medens han opholder sig under Vand. Fra Beholderen ledes Luften gennem en Reduktionsventil ind i en anden Beholder, der er af lignende Konstruktion som den i Fig. 396 viste, og herfra videre til Dykkerens Mund.

Ved at lede Luft direkte ind i Dykkerdragten kan Dykkeren forøge det af Dragten omsluttede Volumen og derved forøge Opdriften, saaledes at han er i Stand til i Nødstilfælde at stige op til Vandoverfladen flydende frit i Vandet.

I Fig. 397 er skematisk vist et af *Dräger* konstrueret Dykkerapparat. Det bestaar af en med komprimeret Ilt forsynet Beholder *A*, fra hvilken Iltten ledes gennem en Reduktionsventil *V* til en Ejektor *E*, som suger Luft fra Absorptionspatronen *B* og blæser den fremkomne Blanding af Ilt og Luft ind i Dykkerhjelmen. Den af Dykkeren udaandede forbrugte Luft suges gennem Absorptionspatronen, der indeholder Kalihydrat. Ved Luftens Passage her absorberes den i den udaandede Luft værende Kulsyre og Vanddamp, og den saaledes rensede Luft blandes med Ilt i Ejektoren og fortsætter Kredsløbet. Hele Apparatet er sammenbygget i et Tornister, som Dykkeren bærer paa Ryggen. Desuden har Dykkeren en Beholder med komprimeret atmosfærisk Luft, fra hvilken han kan tage Luft til Erstatning for den Luft, der undviger gennem Utætheder i Dragten, og tage Luft til at lede ind i Dragten for at kunne lade sig løfte op til Vandoverfladen.

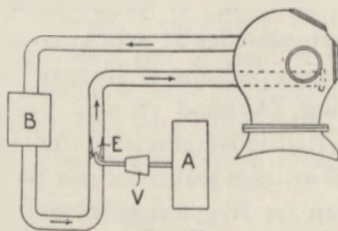


Fig. 397.

XIV. STENFUNDAMENTER, SANDFUNDAMENTER.

243. **Stenfundamenter.** Ved Bygværker af Betonblokke og ved Bygværker, der opføres efter Sænkekassemetoden (§ 231), og i andre lignende Tilfælde er det meget almindeligt at anvende en Stenkastning som Fundament for derved at faa tilvejebragt et plant Underlag, paa hvilket Blokkene eller Sænkekasserne kan anbringes. I Reglen er nemlig Bunden, hvad enten det er den naturlige Bund eller en ved Udgravning fremstillet Bund, ikke tilstrækkelig jævn, til at Blokkene eller Kasserne kan anbringes direkte paa Bunden.

Som Stenmateriale anvendes i saadanne Tilfælde for det meste Ral.

Stenlagets Tykkelse afhænger af, hvor ujævn Bunden er, idet Tykkelsen mindst maa være lig med Forskellen i Højde mellem Bundens Dybde og Højdepunkter.

Dersom den fornødne Dybde paa Byggestedet tilvejebringes ved Udgravning med Uddybningsmaskine (Spandkædemaskine), maa Stenlaget for at kunne dække Ujævnhederne sædvanlig være mindst 30 cm tykt. Ved Uddybning i Klippebund (Sprængning) fremkommer i Reglen større Ujævnheder.

Planering af Stenlaget maa sædvanlig foretages af Dykker og udføres saaledes som omtalt Side 366.

Stenene i et Ralfundament lejrer sig ved Udlægningen praktisk taget tæt, saaledes at man sædvanlig kan regne med, at der ikke fremkommer nogen Sætning af Bygværket hidrørende fra Forandring i Stenenes Lejrning. Derimod vil som tidligere nævnt den Omstændighed, at Stenene i Ralfundamentets Hvileflade mod Bunden ved Udlægningen kommer til at ligge løst oven paa Bunden og først under Indvirkning af Belastningen fra Bygværket bliver trykket ned i denne, medføre nogen Sætning.

Det tilladelige Tryk paa Rallagets Overflade sættes sædvanlig til 2 til 3 kg/cm². Denne Værdi kan bruges ved ekscentrisk paavirket Fundamentsflade. Dersom Resultanten af de Bygværket paavirkende Kræfter angriber Fundamentsfladen centralt, kan der godt regnes med noget højere tilladelig Belastning, f. Eks. op til 5 kg/cm². At man ikke kan gaa til større Værdier for tilladelig Belastning, til Trods for at Rallagets Stenmateriale har meget større Styrke, er begrundet i, at den til Overførelsen af Trykket fra Bygværket til Stenlaget virksomme Anlægsflade paa Grund af Stenenes runde Form kun udgør en lille Brøkdel af den Flade, som regningsmæssigt forudsættes at danne Anlægsfladen mellem Bygværket og Stenfundamentet.

For Anvendelse af ovennævnte Værdier for tilladelig Belastning paa Stenfundamentet er det en Forudsætning, at Byggegrundens Bæreevne er tilstrækkelig stor til, at der ogsaa for Jordbundens Vedkommende kan regnes med samme tilladelige Tryk. Det paa Stenfundamentets Overflade af Bygværket udøvede Tryk vil ganske vist fordeles gennem Stenfundamentet, saaledes at Belastningsfladen ved Stenfundamentets Underside er noget større end Bygværkets Fundamentsflade, men den herfra hidrørende Formindskelse af Trykket pr. Arealenhed paa Byggegrunden har ved saa smaa Tykkelser af Stenfundament, som Talen er om her, ingen nævneværdig Betydning.

Foruden den her nævnte Form for Stenfundamenter, hvor Stenkastningen tjener som Afjævningslag, bruges ogsaa høje Volde af Sten i løs

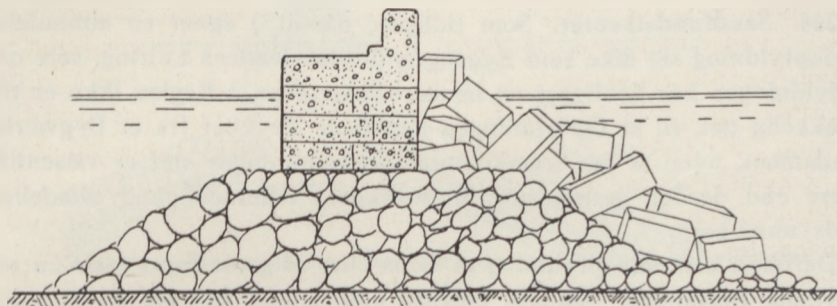


Fig. 398.

Kastning (Stenkastninger) som Fundamenter. Navnlig ved Moler, hvor Stenfundamentet da ofte udgør en meget væsentlig Del af hele Bygværket, og undertiden ved Kajmure bruges saadanne høje Stenfundamenter. I Fig. 398 er som Eksempel vist Tværprofilen af en Mole, hvor den i Molen indgaaende Stenkastning danner Fundament for en Overbygning, der under Vandlinien er udført af Betonblokke og over Vandlinien af almindelig Beton, og i Fig. 399 en Kajmur af Betonblokke hvilende paa Stenfundament.

Til Moler og Kajindfatninger anvendes ogsaa saadanne Konstruktioner, hvor Stenfundamentet naar helt op til Vandlinien. Det af Sten i løs

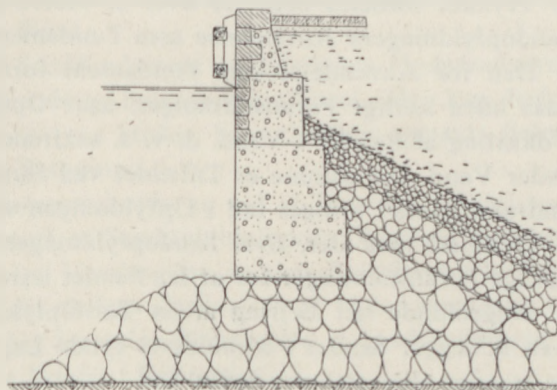


Fig. 399.

Kastning bestaaende Fundament, der i saa Fald udgør den største Del af hele det paagældende Bygværk, kan være indfattet mellem to Vægge af nedrammede Pæle eller være indesluttet i en Tømmerkiste. Det nærmere om Detaillerne vedrørende denne Slags Fundamenter henhører under Havnebygning og skal ikke omtales her.

Ved høje Stenfundamenter bestaaende af nogenlunde store Sten — i Reglen anvendes Sten af Størrelser fra Haandsten til mellemstore Søsten — er der den Ulempe, at Stenene ikke straks ved Udkastningen indtager den tætteste Lejring. Ved Moler bevirker Bølgeslaget, at Stenene i Tidens Løb lejres tættere. Den paa Stenfundamentet staaende Overbygning vil derfor være udsat for ret betydelige Sætninger forholdsvis længe efter Opførelsen.

244. Sandfundamenter. Som tidligere nævnt ¹⁾ egner en almindelig Jordopfyldning sig ikke som Byggegrund, idet Jordens Lejring, selv om Opfyldningen har henligget en længere Aarrække, i Reglen ikke er tilstrækkelig tæt, til at Opfyldningen kan taale Trykket fra et Bygværks Fundament, uden at der fremkommer Nedsynkninger, der er væsentlig større end de for permanente Bygværker i Almindelighed tilladelige Nedsynkninger.

Derimod kan en Opfyldning af Grus eller af groft Sand taale en ret betydelig Belastning. Sandets Lejring kan nemlig bringes til at være omtrent lige saa tæt som ved naturlig Sandbund, saaledes at et paa en Sandopfyldning hvilende Bygværk ikke vil undergaa synderlig større Nedsynkninger end de, som forekommer ved Fundering paa almindelig god Byggegrund.

Dette Forhold, i Forbindelse med, at et paa et Sandlags Overflade virkende lodret Tryk forplanter sig saaledes ned gennem Sandlaget, at Trykket fordeles nedefter over et større og større Areal, betinger Sandopfyldningers Anvendelse som Fundament.

Den for Anvendelse som Fundament fornødne Lejringstæthed opnaas uden særlige Foranstaltninger, naar Opfyldningen fremstilles ved Udkasting af Sandet i Vand, d. v. s. saafremt Fundamentet ligger helt under Vand. Det samme er Tilfældet ved Sandfundamenter over Vand, saafremt Sandet bringes ind i Opfyldningen ved Pumpning.

Derimod maa der, hvis Sandopfyldningen fremstilles tørt, træffes særlige Foranstaltninger for at faa Sandet lejret tæt.

Nogenlunde tæt Lejring af en Tør-Opfyldning kan opnaas, ved at man udlægger Sandet i forholdsvis tynde Lag (f. Eks. Lag paa 30 cm) og tromler eller stamper hvert Lag.

¹⁾ § 87.

Betydeligt bedre Resultat med Hensyn til Lejringstæthed faas ved Behandling af Tøropfyldningen med Vand, enten efter Fuldførelsen af Opfyldningen eller, hvad der er bedre, under Opfyldningens Udførelse. Behandlingen bestaar i, at der tilvejebringes en nedadgaende Vandstrøm fra Sandlagets Overflade til dets Bund, ved at der ledes Vand ind over Sandlagets Overflade. Vandet bortledes gennem Afløb (Dræn) ved Sandfundamentets Underside.

Som tilladelig Belastning paa et Sandfundaments Overflade regnes sædvanlig med 2 til 3 kg/cm². Ved centralt belastet Fundamentsflade kan Trykket være noget større, f. Eks. indtil 4 kg/cm².

Som Eksempel paa Anvendelse af Sandfundament paa fast Bund er i Fig. 400 vist en Mole bestaaende af en Sandopfyldning med der-

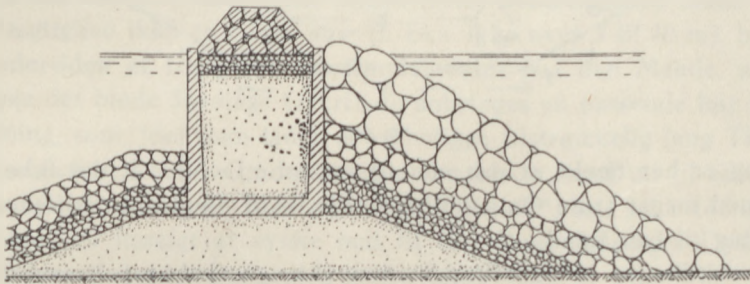


Fig. 400.

paa staaende sandfyldte Jernbetonkasser og Overbygning af Granitmurværk. De uden for Jernbetonkasserne værende Dele af Sandfundamentet er beskyttet mod Bølgeslagets Angreb ved Hjælp af en Stenafdækning bestaaende af Ral (inderst) og derover Haandsten og Storsten. Anvendelsen af Sandfundament er her alene begrundet ved, at der opnaas nogen Besparelse, idet man kan nøjes med mindre høje Jernbetonkasser end ved Anvendelse af en Konstruktion med Jernbetonkasserne ført helt ned til den faste Bund.

Den svage Side ved et Sandfundament er dets ringe Modstandsevne over for Angreb af strømmende og bølgebevæget Vand. Man kan derfor ikke anvende Sandfundament paa Steder, hvor der kan optræde Bølgebevægelse af nogen videre Betydning.

Sandfundamentets Maksimumshøjde er ved et Bygværk (Mole) som det i Fig. 400 viste bestemt af, at Sandopfyldningens Overkant maa holdes i saa stor Dybde under Vandspejlet, at den Bølgebevægelse, der kan optræde i denne Dybde, medens Opførelsen af Molen staar paa, og indtil der er tilvejebragt den fornødne Beskyttelse af Sandfundamentet, ikke er i Stand til at sætte Sandet i Bevægelse.

I Lighed med, hvad der gælder Stenfundamenter, har ved Sandfunda-

menter, der hviler paa fast Bund, Sandfundamentets Evne til at fordele Trykket fra Bygværket over en større Flade end Bygværkets Belastningsflade ingen Betydning.

Derimod har Trykfordelingen gennem Sandlaget væsentlig Betydning ved Anvendelse af Sandfundamenter til Fundering paa blød Bund.

Et saadant Sandfundament er vist skematisk i Fig. 401. Det bløde

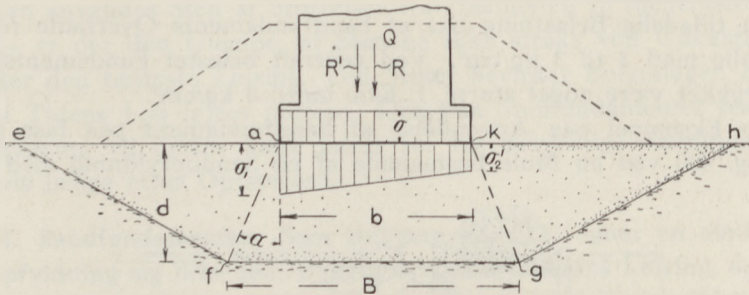


Fig. 401.

Jordlag er her tænkt at naa ned til saa stor Dybde, at det ikke, eller kun med meget store Omkostninger, kan lade sig gøre at foretage Udgravning til fast Bund.

Fremstillingen af Sandfundamentet sker ganske simpelt ved, at der udgraves en Grube $efgh$, og at denne Grube udfyldes med Sand. Deres som Sandopfyldningen udføres tørt, maa Sandfundamentet forinden Opførelsen af Bygværket behandles med en nedadgaende Vandstrøm, saaledes som nævnt ovenfor. Det kan i saa Tilfælde være nødvendigt forud for Tilfyldningen at anbringe Pumpebrønde langs Kanten af Sandfundamentet. Disse Brønde maa være ført ned til lidt under Grubens Bund, saaledes at der ved Pumpning fra Brøndene kan tilvejebringes Afløb ved Sandfundamentets Underside for det Vand, som ledes ind over Sandfundamentets Overflade, og som ved at synke ned gennem hele Sandfundamentet bringer Sandet til at lejre sig tæt.

Man bruger ofte at fylde op med Sand til en noget større Højde end Sandfundamentets Overkant eh , f. Eks. til den med punkteret Linie viste Højde, idet man da, naar Sandet har henligget nogen Tid, atter bortgraver den over eh liggende Sandvold. Hensigten med en saadan ekstra Sandopfyldning er at komprimere de under fg liggende bløde Jordlag for derved at reducere den Nedsynkning, som fremkommer, naar Bygværkets Belastning overføres gennem Sandfundamentet til den bløde Bund. Jo større Belastning der anvendes til saaledes at komprimere Bunden forinden Bygværkets Opførelse paa Sandfundamentet, desto mindre bliver Bygværkets Nedsynkning. Som Regel vil det dog

paa Grund af Omkostningerne derved ikke kunne lade sig gøre at anvende saa stor Før-Belastning af et Sandfundament paa blød Bund, at man tør gøre Regning paa, at de senere indtrædende Sætninger af Bygværket ikke bliver større end de Sætninger, der fremkommer ved Fundering paa almindelig god Sandbund. Omkostningerne ved at tilvejebringe en midlertidig Belastning af det hertil fornødne Omfang vil fordyre Sandfundamentet saa meget, at det i de fleste Tilfælde vil være fordelagtigt at anvende en af de Funderingsmetoder (Pælefundering, Trykluffundering), ved hvilke der kan fremstilles Fundamenter nedført til fast Bund, selv om denne ligger i stor Dybde. Sandfundamenter hvilende paa blød Bund kan derfor kun bruges til Bygværker, der kan taale temmelig store Nedsynkninger.

Hvis det over den faste (eller relativ faste) Bund liggende bløde Jordlags Mægtighed ikke er meget stor (f. Eks. ikke over 5 til 10 m), bruges det undertiden at fremstille Sandfundamentet paa den Maade, at der oven paa det bløde Jordlags Overflade anbringes en passende høj Sandopfyldning, som, idet man lader den henligge tilstrækkelig lang Tid, da efterhaanden ved sin Vægt fortrænger den bløde Bund ud til Siden og synker ned til den faste Bund. I enkelt Tilfælde¹⁾ har man for at faa Sandfylden til hurtigt at synke ned til fast Bund foretaget Dynamitsprængninger i det bløde Jordlag under Sandfylden.

Ved Sandfundamenter udført paa tørt Land bruges det undertiden at anbringe Spunsvægge til Indfatning for Sandopfyldningen for derved at spare noget af Udgravningsarbejdet og for at formindske den til Fundamentet medgaaende Sandmængde.

Da Trykket fra Bygværket Q (Fig. 401), ved at det forplantes ned gennem Sandfundamentet, spredes over et nedadtil voksende Areal, og da Jordbundens Bæreevne tiltager med Dybden d under Jordbundens Overflade, ses det, at Sandfundamentets Bæreevne er desto større, jo større dets Tykkelse er.

Paa Grund af Mangel paa Kendskab til, hvorledes Trykket fra Bygværket kan regnes at blive overført gennem Sandet til den bløde Bund, og paa Grund af Usikkerhed ved Bestemmelsen af det bløde Jordlags Bæreevne, er en Bestemmelse af den i givet Tilfælde fornødne Tykkelse d af et Sandfundament ved Beregning meget usikker.

Forudsættes det, at Trykket fra Bygværket overføres gennem det inden for Planerne af og kg liggende Sandlegeme (Fig. 401), er Bredden af Belastningsfladen ved Sandfundamentets Underside:

$$B = b + 2 d \operatorname{tg} \alpha .$$

¹⁾ Kajmur i Stockholm. International Søfartskongres. Kairo. 1926.

Fladen fg tænkes belastet dels med det fra selve Bygværket hidrørende Tryk, dels med Vægten af det mellem de lodrette Planer gennem f og g liggende Sand. Idet Bygværkets Tryk paa Sandfundamentet forudsættes ensformig fordelt (σ pr. Arealenhed), og idet n er en Sikkerhedsfaktor, der maa fastsættes dels paa sædvanlig Maade under Hensyntagen til Bygværkets Art og Konstruktion samt til de ydre Kræfters Størrelse og Virkemaade, dels med Henblik paa de med Anvendelsen af den her omhandlede Funderingsmetode følgende særlige Forhold, haves til Bestemmelse af d :

$$q_g B = q_g (b + 2d \operatorname{tg} \alpha) = n \sigma b + \gamma d (b + 2d \operatorname{tg} \alpha),$$

hvor q_g er det bløde Jordlags Bæreevne (Brudgrænsen) i Dybden d , og γ er Rumvægten af den i Sandfundamentet indgaaende Sandfyld.

Det er her som raa Tilnærmelse forudsat, at Trykket i Fladen fg er ensformig fordelt. Belastningen fra selve Bygværket giver noget større Tryk i den midterste Del af Fladen fg end ude ved Kanterne, og det fra Sandfundamentets Egenvægt hidrørende Tryk er antagelig ogsaa mindst ved Kanterne, idet noget af Sandvægten kan tænkes at blive overført til det uden for de lodrette Planer gennem f og g liggende Sand og Jord.

Det er endvidere forudsat, at Bygværkets Tryk paa Sandfundamentets Overflade er ensformig fordelt, altsaa svarende til, at Kraften R virker centralt i Bygværkets Fundamentsflade. En ekscentrisk virkende Kraft R' , der efter den sædvanlige Beregningsmaade frembringer Kanttryk σ'_1 og σ'_2 i Fundamentsfladen, vil give en Trykfordeling i fg , som er forskellig fra den til centralt virkende Resultant svarende Fordeling, nemlig en Fordeling, hvor Trykket paa den Halvdel af Fladen fg , som ligger paa samme Side af Midtlinien som σ'_1 , er større end paa den anden Halvdel. Men herudover kan der om Trykfordelingen i Fladen fg og specielt om Forholdet mellem største og mindste Tryk i denne Flade kun siges det, at Uensformigheden i Trykfordelingen i fg ikke bliver fuldt saa stor som i Sandfundamentets Overflade, dels paa Grund af Virkningen af Sandfundamentets Egenvægt, dels paa Grund af, at Trykkene i de enkelte Dele af Sandfundamentets Overflade spredes over nedadtil voksende Belastningsflader.

Ved Benyttelsen af det ovenfor anførte Udtryk til Bestemmelse af d kan man for σ indsætte det største Kanttryk σ'_1 . Herved er man paa den sikre Side, og desto mere paa den sikre Side, jo større Forskel der er paa σ'_1 og σ'_2 , og jo større d er. Dette kan der eventuelt tages Hensyn til ved Fastsættelse af Sikkerhedsfaktoren n .

Bredden B af den virksomme Belastningsflade ved Sandfundamen-

tets Underside er desto større, jo større Vinklen α er. For α kan der antagelig sættes $\alpha = \frac{1}{2} \varrho$ (eller α lidt større end $\frac{1}{2} \varrho$), hvor ϱ er Sandets Skræntvinkel. Det er fordelagtigt at anvende groft og skarpt Sand.

Dersom det paagældende Bygværk ikke er af en saadan Art, at det kan taale ret betydelige Sætninger (f. Eks. 10 til 20 cm eller mere), bør man i Reglen ikke indlade sig paa at anvende Sandfundament paa blød Bund, eller man bør i det mindste lade Anvendelse af Sandfundament være betinget af, at der haves Lejlighed til før Bygværkets Opførelse at konstatere Sandfundamentets Bæreevne ved Hjælp af nogenlunde omfattende Prøvebelastninger paa stor Belastningsflade.

XV. FUNDAMENTER AF SLYNGVÆRK.

245. Et Slyngværk bestaar af vandret liggende Lag af Tømmer eller Planker, gennem hvilke Bygværkets Tryk overføres til Grunden (Fig. 402).

For at være beskyttet mod at raadne maa Slyngværket ligge under Grundvandspejlet.

Slyngværk anvendes forholdsvis sjældent nu til Dags, idet et Betonlag, som kan gøre samme Nytte som Slyngværket, for det meste er langt billigere at fremstille.

Den væsentligste Fordel ved Anvendelse af Slyngværk bestaar i, at man ved Bygværker, der af en eller anden Grund skal udføres helt af

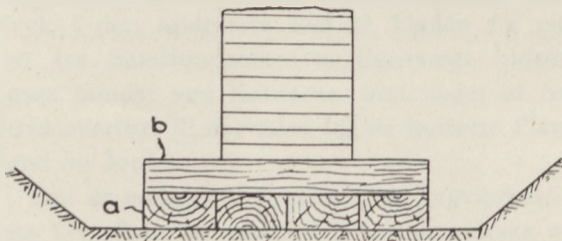


Fig. 402.

Murværk — og det er sædvanlig kun ved saadanne Bygværker, at der kan være Tale om at anvende Slyngværk — faar et rent og tørt Leje for det underste Skifte, saaledes at der ikke er Vanskeligheder med at faa Mellemmrummene i dette Skifte udfyldt med Mørtel. Dersom Stenene henlægges direkte paa Jorden i en tørlagt Byggegrube, trænger der let noget Jord op omkring Stenene, saaledes at Mørteludfyldningen bliver mangelfuld.

Ved at lade Slyngværket række uden for Bygværkets Grundflade kan det opnaas, at Bygværkets Belastning fordeles over en noget større bærende Flade end Bygværkets Grundflade.

Slyngværkets Virkning til at forøge den bærende Flade og derved formindske Trykket pr. Arealenhed paa Byggegrunden afhænger dels af Slyngværkets Stivhed, dels af Jordbundens Eftergiven for Trykpaavirkning.

De uden for Bygværket ragende Ender af Slyngværkets Tømmer bøjes opad af Modtrykket. Trykket kan derfor ikke være ensformig fordelt under Slyngværket, men maa aftage ud mod Slyngværkets Kanter, og aftage desto mere, jo mindre stive Bjælkerne er, og jo mindre eftergivende Jordbunden er. Forholdet med Hensyn til Trykkets Fordeling paa Grunden og til Bøjningspaavirkningen paa Slyngværkets Bjælker er analogt med det i § 183 om Pladefundamenter anførte.

Det i Fig. 402 viste Slyngværk bestaar af to Lag Halvtømmer, det underste af Langstrøer *a* liggende efter Murens Længderetning, det øverste af Tværstrøer *b*.

I Fig. 403 er vist en anden Konstruktion. Slyngværket bestaar her af Tværstrøer *a* nederst, derover Langstrøer *b* og paa disse et Plankedæk *c*, paa hvilket Bygværket hviler. Byggegrubens Bund er her kun udgravet til i Højde med Langstrøernes Under-

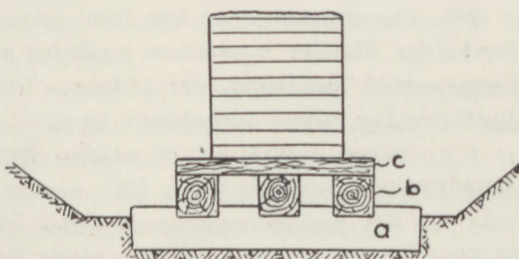


Fig. 403.

kant, idet der da i Bunden er tilvejebragt tværgående Rander, hvori Tværstrøerne er lagt ned, saaledes at baade Langstrøer og Tværstrøer hviler paa Jordbunden. Slyngværkets samlede bærende Flade er ved denne Konstruktion mindre end ved den i Fig. 402 viste Konstruktion.

XVI. FORSTÆRKNING AF BYGGEGRUND.

246. Det øverste af en kun lidet bæredygtig Jordbund kan paa flere forskellige Maader forstærkes, saaledes at de af Bygværksbelastningen foraarsagede Sætninger, der hidrører fra Kompression af det øverste Jordbundslag, bliver forholdsvis smaa.

I § 244 er omtalt en til saadan Byggegrundsforstærkning anvendelig Fremgangsmaade (Side 426), nemlig Anbringelse af en høj Sandvold paa den paagældende bløde Bund. Ved Belastningen fra en saadan Vold af Sand komprimeres den bløde Bund til en vis af Sandvoldens Vægt afhængig Dybde. Sandbelastningen maa henligge nogen Tid, før at den bløde Bund kan blive komprimeret. Navnlig i Tilfælde af, at Jordbunden er meget finporøs (Ler) og Porerne er vandfyldte (eller der er Overskud af Vand, Dynd), maa Belastningen udstrækkes over lang Tid (f. Eks. et eller flere Aar), da den for Kompressionen fornødne Udpresning af Porevandet foregaar meget langsomt.

Hvis Jordbunden er tør, eller Jordbundens Porer kun er delvis vandfyldte, kan Byggegrundsforstærkning ske, ved at man tromler eller stamper Jordbunden. Paa denne Maade naar Forstærkningen dog kun ned i temmelig ringe Dybde.

Forstærkning ned til noget større Dybde kan opnaas, ved at man ved Tromling eller Stampning trykker et eller flere Lag nogenlunde store Sten ned i Jordbunden.

En anden noget lignende Metode er at tilvejebringe Byggegrundsforstærkningen ved Nedramning af korte Pæle i Jordbunden. Pælene anbringes med ringe indbyrdes Afstand, saaledes at Jorden mellem Pælene komprimeres saa meget som muligt. Den komprimerede Jordbund og Pælene kommer herved til at danne et sammenhængende fast Lag, gennem hvilket Bygværksbelastningen overføres til den under dette Lag liggende Jordbund¹⁾.

Forskellen mellem et almindeligt Pæleværk af Friktionspæle (svømmende Pælefundament) og et Fundament fremstillet ved Forstærkning af Byggegrunden som her nævnt er, at ved et Pæleværk af Friktionspæle er det (i Reglen) Friktionen mellem Pælene og den omgivende Jord, der er bestemmende for Pæleværkets Bæreevne, medens det ved Bundforstærkning ved Ramning af tæt staaende Pæle alene er Bæreevnen af den i det forstærkede Bundlags Dybde liggende Jordbund, der er af-

¹⁾ Fundering ved Anvendelse af saadanne tæt staaende korte Træpæle var meget anvendt i ældre Tid. Funderingsmetoden er navnlig kendt fra Bygværker i Venedig.

gørende for, hvor stor Bygværksbelastning der kan optages. Hvis Pælene i et Pæleværk af Friktionspæle anbringes saa tæt, at de bærende Jordlegemer¹⁾ omkring Pælene griber ind i hverandre, virker et saadant Pæleværk for saa vidt paa samme Maade som et ved Ramning af tæt staaende Pæle forstærket Jordbundslag.

Ved den ovenfor omtalte Metode til Forstærkning af Byggegrund ved Nedtrykning af Sten i Jordbunden fremstilles paa tilsvarende Maade som ved Bundforstærkning med Pæle et sammenhængende Lag af Sten og komprimeret Jord, der tjener til at overføre Bygværksbelastningen til den i det forstærkede Lags Dybde liggende Jordbund.

I finporøs Jordbund med vandfyldte Porer indtræder den endelige Kompression af Jordbunden først nogen Tid efter, at Stenene (eller Pælene) er rammet ned i Bunden, paa Grund af det oftnævnte Forhold: at Porevandet's Udpresning foregaar ret langsomt.

Forstærkning af blød Bund kan tilvejebringes ved, at der presses Sand ind i den bløde Bund. Fremgangsmaaden herved er, at man fremstiller Huller i Jorden og fylder disse Huller med Sand. Ved at man bearbejder Sandet med Stød fra en Ramklods, efterhaanden som Sandet fyldes i Hullet, presses en Del af Sandet ud i den omgivende bløde Bund²⁾. Hullerne i Jordbunden kan fremstilles ved Optrækning af en i Bunden nedrammet Træpæl, eller, hvis Jorden er saa løs, at Hullet ikke kan blive staaende, indtil der er fyldt Sand deri, ved Nedføring af et Jernrør paa samme Maade, som det sker ved Fremstilling af Stampedbetonpæle³⁾. Røret trækkes op, efterhaanden som der indfyldes Sand i Røret, og Sandet bearbejdes herunder stadig med en inde i Røret faldende Ramklods.

Løst lejret *Sandbund* kan forstærkes — foruden ved Tromling eller Stampning, hvorved Forstærkningen dog ikke naar videre dybt — ved Tilvejebringelse af en ned gennem Sandet gaaende Vandstrøm paa lignende Maade, som det ofte sker ved Udførelse af Sandfundamenter⁴⁾. De finere Sandkorn føres af Vandet ned i Sandlaget og afsættes i Hullrummene mellem de grovere Sandkorn, hvorved Lagets Lejring bliver tættere. Hvis Sandet kun indeholder grove Korn, kan der tilføres fint Sand opslæmmet i det hen over Sandlagets Overflade tillædte Vand. Virkningen af Vandstrømmen til at give Sandet tættere Lejring kan forstærkes ved Rystelser i Sandlaget, f. Eks. ved Ramning paa Sandlagets Overflade.

1) Jfr. § 174.

2) Jfr. Side 304, Fodnote 1), Sandpæle.

3) Jfr. § 211, Side 306.

4) Jfr. § 244, Side 425.

En anden Fremgangsmaade til Forstærkning af et løst lejret Sandlag er at indføre et Bindemiddel i Sandets Porer.

Saaframt det er meget groft Sand (eller endnu mere storkornet Materiale), det drejer sig om, kan Bindemidlet være Cement. Metoden er i Princippet den samme som den, der anvendes ved Undervandsstøbning af Beton efter *Kinipple's* Metode¹⁾. Ved Ramning eller Skylning føres der forneden tillukkede Jernrør ned i Sandbunden. Rørvæggen er forsynet med Huller, og gennem disse trykkes der Cement udrørt i Vand (Cementvælling) ud i Sandets Porer. For at faa Cementvællingen presset ud i Sandets Porer i et blot nogenlunde stort Sandvolumen omkring hvert Rør, maa Cementvællingen tilføres Røret under højt Tryk. Der anvendes hertil bedst en Tryklufsanordning. Efterhaanden som Porerne mættes med Cementvælling, trækkes Røret op.

Til Bund bestaaende af almindeligt Sand eller af endnu mere fint kornet Sand er Metoden uanvendelig. Cementen naar her kun ud i en ganske tynd Skal omkring Røret, idet Sandet virker som et Filter, som Vandet let passerer igennem, men som tilbageholder Cementen.

Ved Bund bestaaende af storkornet Materiale iblandet fint Sand har man undertiden benyttet den Fremgangsmaade, at der før Tilførslen af Cementvælling er foretaget en Udskylning af Porerne med Vand og derved opnaaet at faa Porerne saa vide, at Cementvællingen har kunnet lade sig presse ud i dem, uden at Cementen er blevet frafiltreret som nævnt. Hvert Rør maa da være forsynet med en Hane. Der tilledes Trykvand gennem en Række af Rørene, og idet Planerne paa Rørene i den næstfølgende Række holdes aabne, afledes det tilførte Vand gennem disse og medfører de fine Korn fra de Porer i Bunden, som Vandet passerer paa Vejen fra Tillednings- til Afstrømningsrørene.

Til Forstærkning af Sandbund bestaaende af fint Sand er der for nogle faa Aar siden fremkommet en Metode, efter hvilken Sandkornene bindes sammen ved Udfyldning af Porerne med Kiselsyre, saaledes at Sandet herved omdannes til en Slags Sandsten²⁾. Metoden beror paa, at der af en i Sandets Porer indført Kiselsyreopløsning (f. Eks. Natronvandglas) udskilles Kiselsyre-Gel, naar der tilføres en svag Syre (f. Eks. Clorcalciumopløsning), og at Gelen straks ved Fældningen danner en fast Skal omkring de enkelte Sandkorn, saaledes at disse sammenkittes af den udfældede Kiselsyre. Indførelsen af de to Vædsker, Kiselsyreopløsningen og Clorcalciumopløsningen, sker gennem et (f. Eks. 2,5

¹⁾ Jfr. Side 351.

²⁾ Metoden er patenteret (1927). Patentet indehaves af *Siemens-Bauunion*, Berlin. Metoden er her i Danmark anvendt ved Forstærkning af Sandbunden under et Parti af Ribe Domkirke.

cm vidt) Staalrør, der for neden er lukket med en som Spids formet Prop og paa den nederste ca. 50 cm lange Del er forsynet med tæt sidende fine Huller i Rørvæggen. Gennem disse Huller presses Vædskerne ud i Sandets Porer, idet det fornødne Tryk paa Vædsken i Røret tilvejebringes ved Trykluft. Fremgangsmaaden ved Byggegrundsforstærkning efter denne Metode¹⁾ kan iøvrigt være følgende: Røret rammes først ca. 0,5 m ned i Bunden, hvorefter der tilføres Kiselsyreopløsning. Denne presses ud i Sandets Porer, ved at den sættes under Tryk (7 til 15 Atmosfærers Tryk, efter som Sandbunden er mindre eller mere finporøs), saaledes at der i Porerne inden for ca. 0,3 m omkring Røret optages Kiselsyreopløsning. Derefter rammes Røret yderligere ca. 0,5 m ned i Bunden, og der tilføres paany Kiselsyreopløsning, og saaledes fortsættes ned til den Dybde, til hvilken Sandbunden skal forstærkes. Efter den sidste Indpresning af Kiselsyreopløsning tilledes der Trykvand til Røret, saaledes at dette og Hullerne i Rørvæggen renses for Kiselsyreopløsning. Derefter tilføres der Klorcalciumopløsning paa tilsvarende Maade som ved Indførelsen af Kiselsyreopløsning i Porerne, idet Røret her trækkes ca. 0,5 m op, for hver Gang der presses Klorcalciumopløsning ud i Sandet omkring Røret.

Paa den her beskrevne Maade bliver Sandkornene sammenkittet inden for en Cylinder med ca. 0,6 m Diameter, og ved at man foretager samme Operation over hele det paagældende Areal med Rørnedføring i ca. 0,6 m indbyrdes Afstand, kan Sandbunden forstærkes i den for Øjemedet fornødne Udstrækning.

Med Hensyn til Styrken af Sandbund, der er »forstenet« efter den her beskrevne Metode, angives²⁾, at der, hvis Bunden bestaar af fint Sand, kan regnes med en Trykstyrke paa 10 til 30 kg/cm², og hvis Bunden bestaar af Blanding af grovere og finere Korn, med en Trykstyrke paa 40 til 90 kg/cm².

Metoden kan ogsaa finde Anvendelse for andre Formaal end Byggegrundsforstærkning. F. Eks. er den anvendt til Tætning af Sandbund for at hindre Vandgennemstrømning gennem Sandet og til Tætning af Revner i Betonbygværker.

1) Metoden kaldes »Forstening af Sandbund«.

2) Der Bauingenieur. 1930. K. Bernhardt: Versteinung im Grundbau.