



# STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **22**

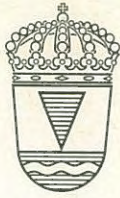
**SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER**

**REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS**

Supplement to the "Proceedings" and "Meddelanden" of the Institute

## **Jordtryck vid friktionsmaterial**

- 1. Resultat från mätning av jordtryck mot brolandfäste**  
Bengt Broms & Ingvar Ingelson
- 2. Jordtryck mot oeftergivliga konstruktioner**  
Bengt Broms
- 3. Metod för beräkning av sambandet mellan jordtryck och deformation hos främst stödmurar och förankringsplattor i friktionsmaterial**  
Bengt Broms
- 4. Beräkning av stolpfundament**  
Bengt Broms



# STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **22**

## SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

Supplement to the "Proceedings" and "Meddelanden" of the Institute

### Jordtryck vid friktionsmaterial

**1. Resultat från mätning av jordtryck mot brolandfäste**

Bengt Broms & Ingvar Ingelson

**2. Jordtryck mot oeffergivliga konstruktioner**

Bengt Broms

**3. Metod för beräkning av sambandet mellan jordtryck och deformation hos främst stödmurar och förankringsplattor i friktionsmaterial**

Bengt Broms

**4. Beräkning av stolpfundament<sup>1)</sup>**

Bengt Broms

<sup>1)</sup> Särtryck ur Väg- och vattenbyggaren 13(1967):6

RESULTAT FRÅN MÄTNING AV JORDTRYCK MOT BROLANDFÄSTE

av

Bengt Broms & Ingvar Ingelson

## Inledning

För att undersöka de jordtryck som erhålls vid utläggning och packning av fyllnadsmassor bakom en frontmur till ett brolandfäste och de jordtryck som erhålls vid olika rörelser hos muren har Statens Geotekniska Institut utfört jordtrycksmätningar i samarbete med Kungl. Väg- o. Vattenbyggnadsstyrelsen vid en cirka 150 m lång plattrambo. Denna bro ingår såsom en del av motorvägen mellan Stockholm och Södertälje där motorvägen (E 4) korsar Mikrofonvägen vid Stockholms södra infart. Mätningarna utfördes dels under byggnadsskedet, när fyllningen utlades och packades bakom brons frontmurar, dels under en ettårsperiod efter brons färdigställande. Resultaten från dessa mätningar redovisas i denna artikel. Försöksresultaten jämförs med existerande beräkningsmetoder. Dessutom lämnas rekommendationer för beräkning av jordtryck mot plattramboar med utgångspunkt från de erhållna resultaten.

## Beskrivning av mätobjekt och packningsarbete

En plan över den plattrambo vid vilken jordtrycksmätningarna utfördes visas i fig. 1.

Brons båda frontmurar är infästade i bottenplattor grundlagda på plintar som är nedförda till berg. Denna grundläggningsmetod medför att bottenplattornas rörelser blir små. Metoden medför även att frontmurarna roterar kring sin underkant, när farbaneplattan ändrar längd genom temperaturväxlingarna. Plattans längdändring och frontmurarnas rotation kan dock bli avsevärda på grund av farbaneplattans stora längd (152,5 m). På grund av denna stora möjliga längdändring har frontmurarna dimensionerats för passivt jordtryck. Brons båda frontmurar är dessutom försedda med leder längs över- och underkanterna (fig. 2, snitt A-A). Mätningarna utfördes på det södra landfästet.

Bakom frontmurarna placerades fyllnadsmassor. Dessa lades ut i lager som packades med tio överfarter av 3,5 tons vibrerande envälsvält.

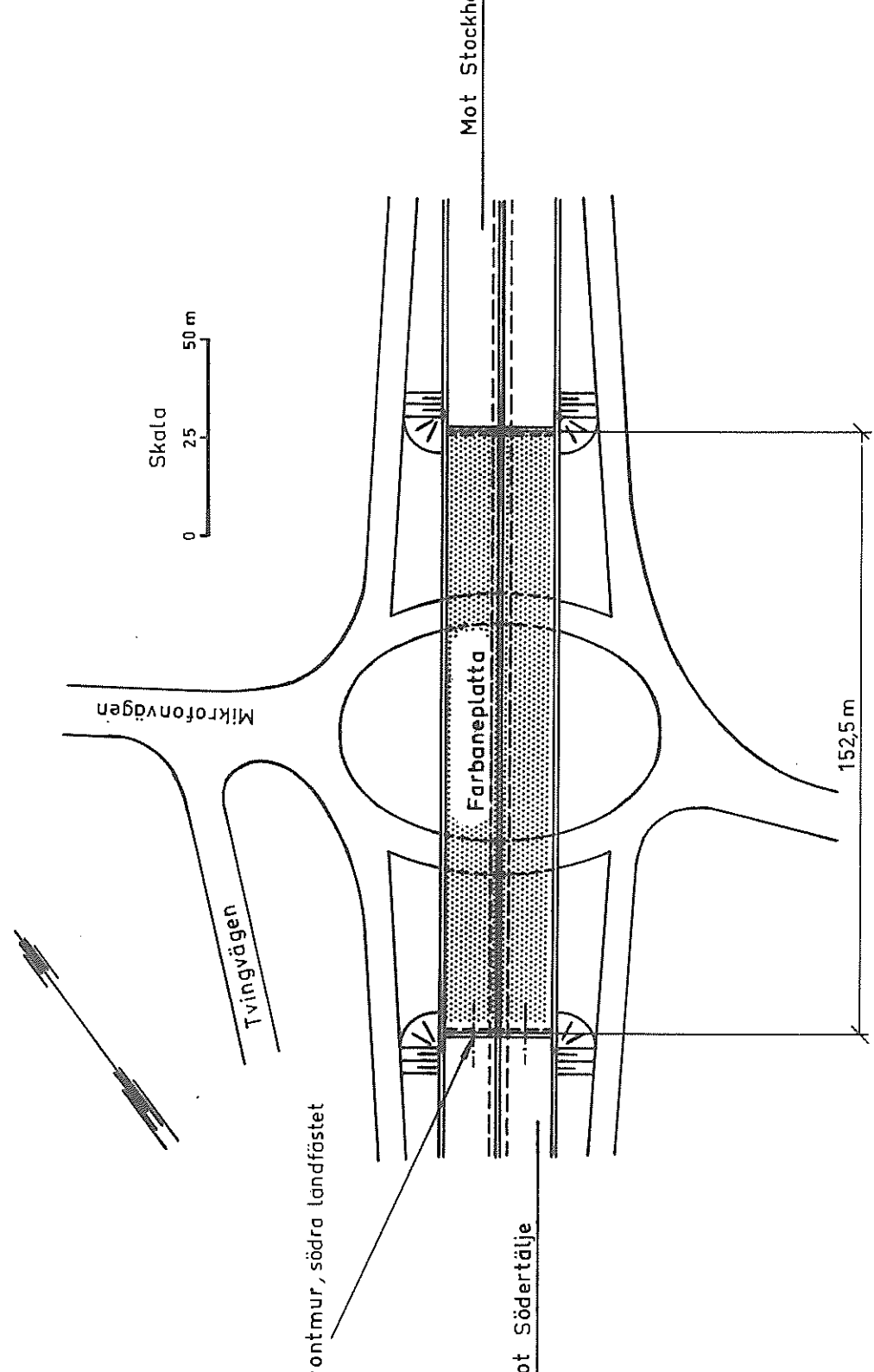
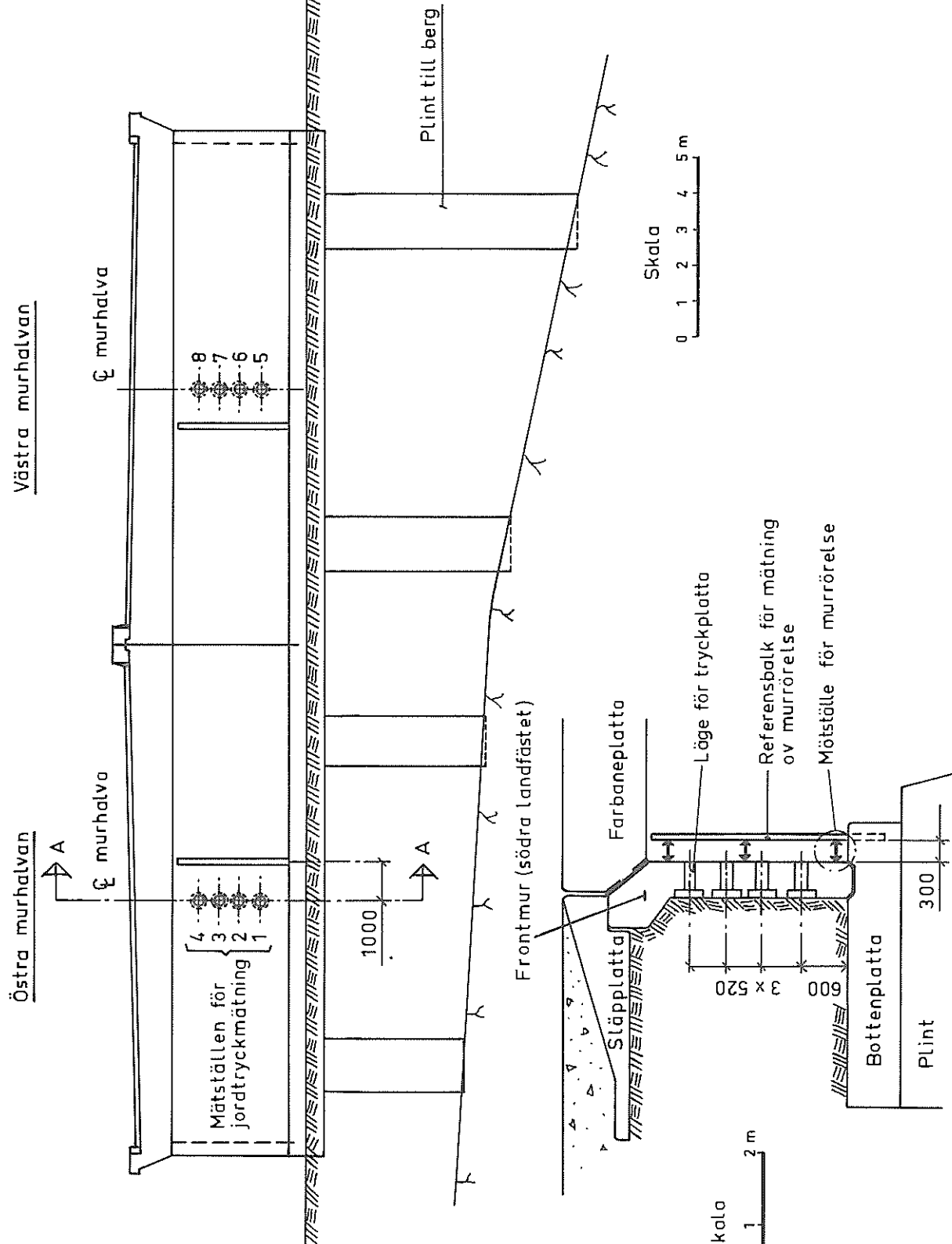


Fig. 1. Södertäljevägens viadukt över Mikrofonvägen



Snitt A - A

Fig. 2. Mätställenas lägen i frontmuren

Lagertjockleken var 52 cm och hade valts så, att den motsvarade det vertikala avståndet mellan de nivåer där jordtrycksmätning skulle utföras. Närmast frontmurarna packades fyllningen med vibrosläde (300 kg). Över fyllningen placerades en släpplatta som var upplagd på frontmuren (fig. 2).

Fyllnadsmassorna bestod av ensgraderat friktionsmaterial (sand) med kornstorleksfördelning enligt fig. 3. Det packade materialets torra fältdensitet  $\gamma_d$  (volymvikt i torrt tillstånd) bestämdes med sandvolymeter. Vid varje fyllningsnivå gjordes fyra densitetsbestämningar. Dessa utfördes på 0,4 och 1,5 m avstånd från frontmuren mitt för de mätställen där jordtrycksbestämningar skulle utföras. Fyllningens genomsnittliga torra densitet och vattenhalt var  $1,66 \text{ t/m}^3$  resp.  $5,4 \%$ .

Materialets packningsegenskaper bestämdes med tung laboratoriestampning (modifierad proctorpackning) och försöksresultaten visas i fig. 4. I torrt tillstånd ( $w = 0 \%$ ) var materialets genomsnittliga densitet  $\gamma_d^{\max}$   $1,73 \text{ ton/m}^3$ . Materialets lägsta densitet ( $\gamma_d^{\min}$ ) bestämdes genom att det torkade materialet hälldes i en packningscylinder genom en trätt som hölls ca 1 cm över sandytan i packningscylindern. Den lägsta densiteten blev härvid  $1,43 \text{ t/m}^3$ .

Ur resultaten kan sedan materialets relativa lagringstäthet (packningsgrad)  $D_r$  och relativa densitet  $D_{rd}$  bestämmas enligt ekvationen

$$D_r = \frac{1/\gamma_d^{\min} - 1/\gamma_d}{1/\gamma_d^{\min} - 1/\gamma_d^{\max}} 100 \quad (1a)$$

och

$$D_{rd} = \frac{\gamma_d}{\gamma_d^{\max}} 100 \quad (1b)$$

Materialets genomsnittliga relativa lagringstäthet var  $72,8 \%$  och den genomsnittliga relativa densiteten  $96 \%$ .

#### Mätning av jordtryck och rörelser

Mätning av jordtrycket utfördes vid brons södra landfäste i åtta

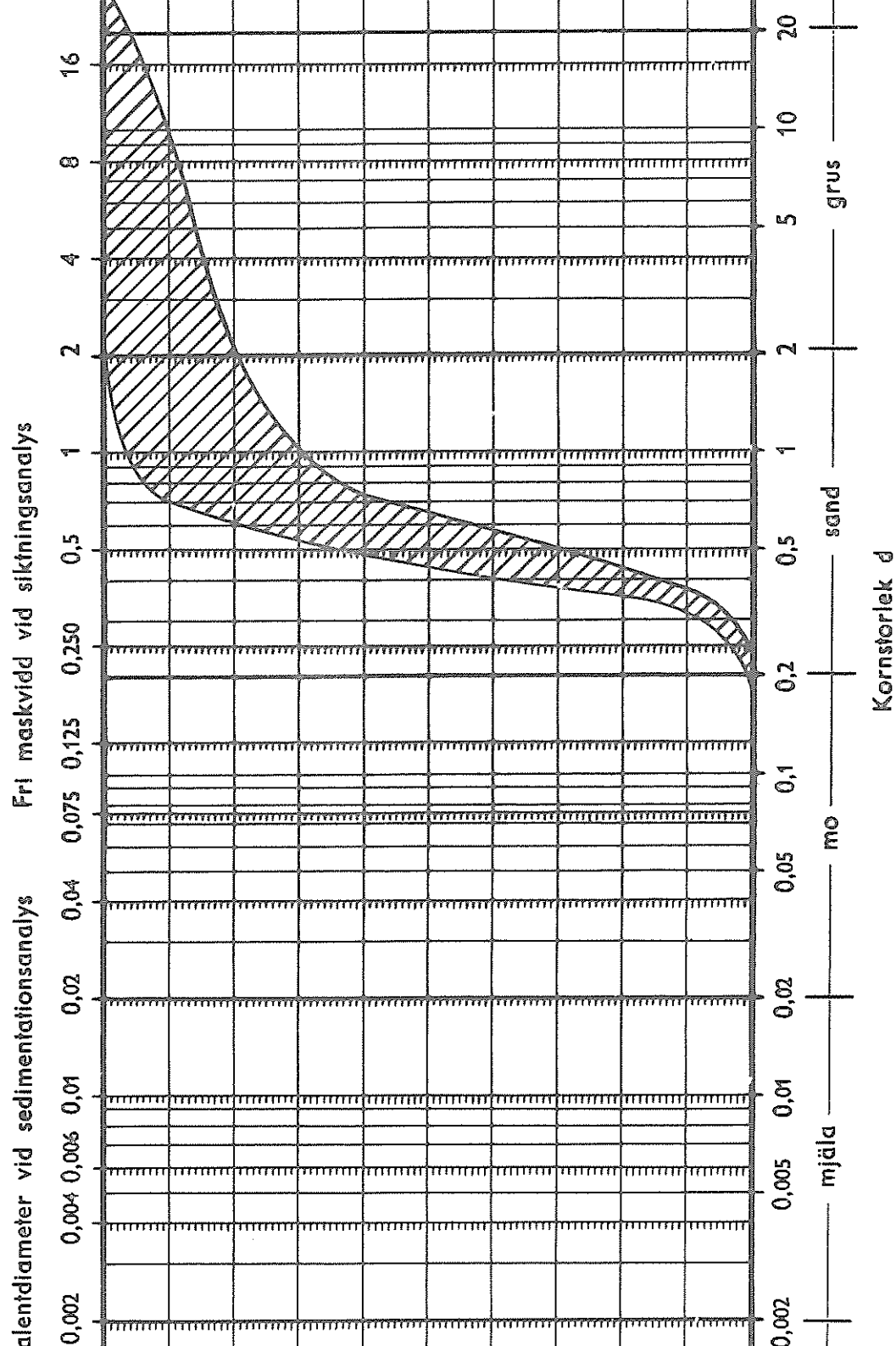


Fig. 3. Kornstorleksfördelning i fyllningen (sand)



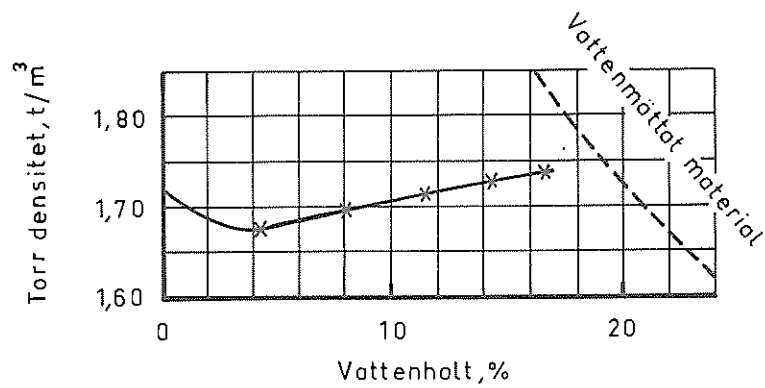


Fig. 4. Packningsförsök utfört med tung laborierstampning

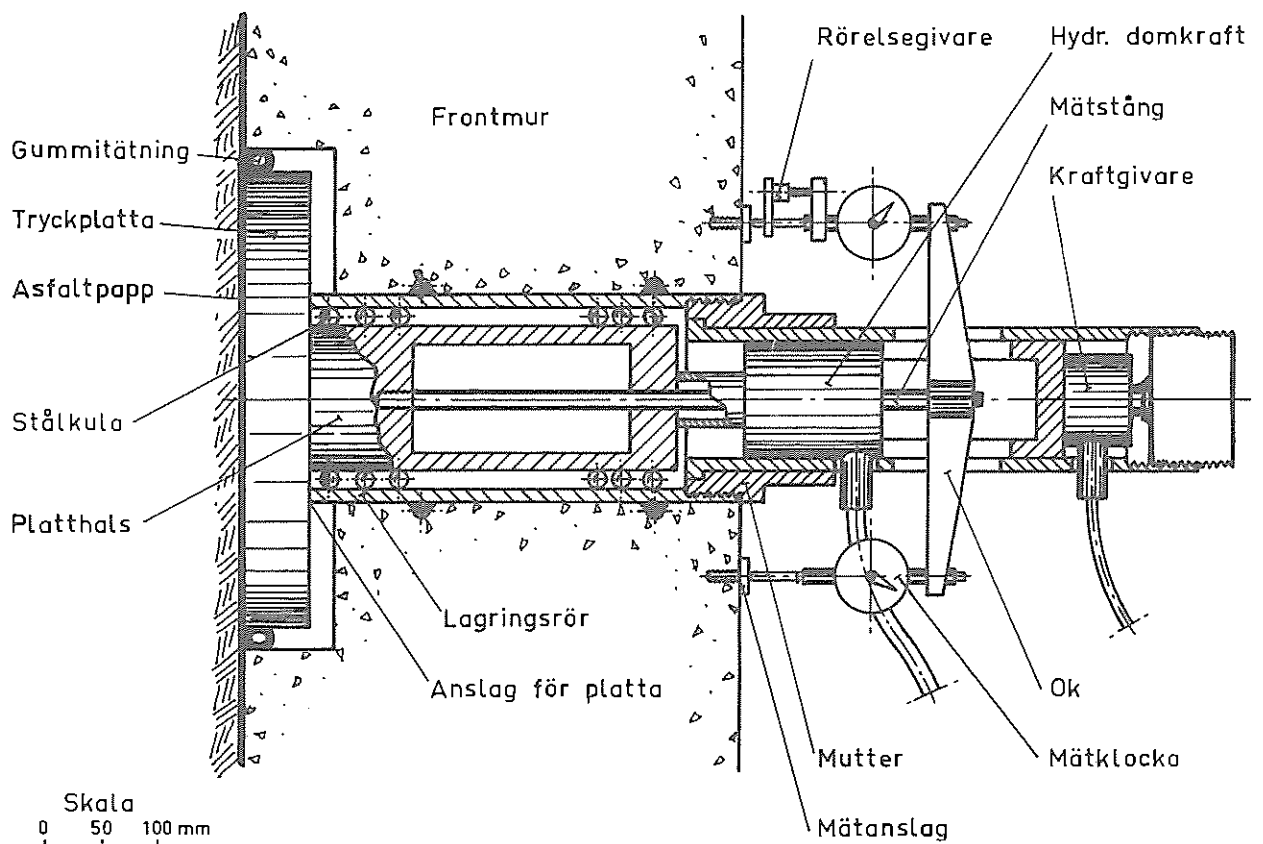


Fig. 5. Mät- och belastningsanordning

punkter med stela stålplattor vars diameter var 400 mm, fig. 5. Mät-punkterna var fördelade på två sektioner såsom visas i fig. 2. Tryck-plattorna var inlagda i ursparingar i frontmurens baksida. Runt varje tryckplatta anbringades en gummitätning för att förhindra inträngning av jord. Dessutom placerades asfaltspapp framför tryckplattorna. Varje platta var försedd med en "hals" som med ett kulsystem var rörligt lagrad i ett lagringsrör (fig. 5) ingjutet i frontmuren.

Jordtrycket mot tryckplattorna mättes med en mät- och belastnings-anordning som skruvades fast i lagringsrörets främre ände såsom vi-sas i fig. 5. Denna anordning utgjordes av en hydraulisk domkraft, en kraftgivare, en mätstång, ett mätok, två mätklockor och en rörelse-givare. Mätstången sattes fast i tryckplattan.

Vid mätning av jordtrycket trycktes den stela tryckplattan med den hydrauliska domkraften mot den bakomliggande jorden. Samtidigt mättes plattans rörelse med mätklockorna eller rörelsegivaren. Totalkraften mättes med kraftgivaren som var placerad bakom domkraften. För auto-matisk registrering av jordtrycket som en funktion av plattans rörelse användes en x-y-skrivare. Registreringsapparaturen jämte mät- och be-lastningsanordningarna framgår av fotografier i fig. 6, 7 och 8.

Förskjutningarna i den södra frontmurens två sektioner mättes med ett skjutmått från två mätbalkar som var ingjutna i bottenplattan såsom visas i fig. 2 (snitt A-A). Mätnoggrannheten uppskattades till  $\pm 0,1$  mm.

#### Tolkning av försöksresultaten

En typisk kraft-rörelsekurva från en av jordtrycksmätningarna visas i fig. 9. Längs vertikalaxeln har avsatts den kraft som påförs tryck-plattan (med belastningsanordningens hydrauliska domkraft) och längs horisontalaxeln plattans rörelse. Man kan se att plattans rörelse var mycket liten när den påförda lasten var mindre än 700 kg (avståndet 0 - A). Då lasten överskred 700 kg, ökade emellertid plattans rörelse

Mät- och belastnings-  
anordning

Registrerings-  
anordning

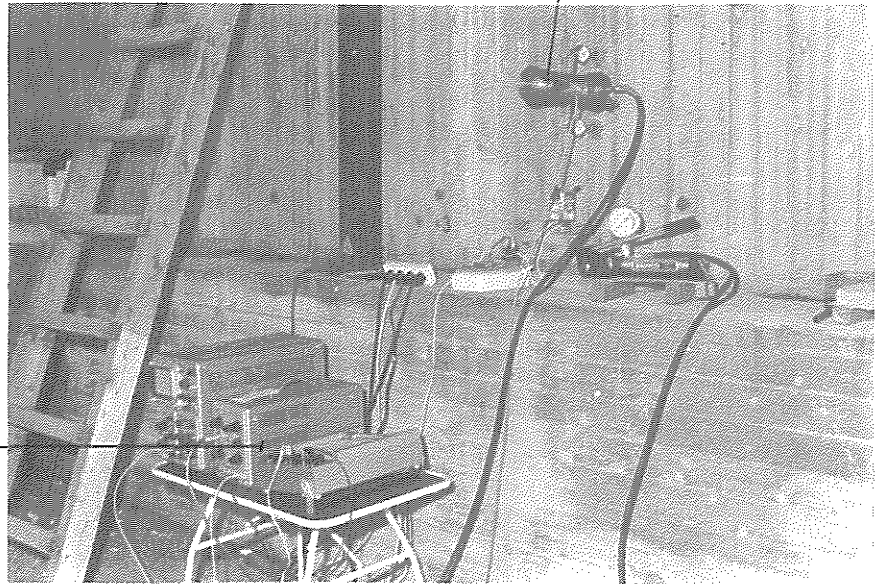


Fig. 6. Mätutrustning

Mätlockor



Fig. 7. Belastningsanordning

med ökad påförd last. Denna ökning ägde rum när kontakten mellan platta och lagringsröret hade upphört (punkt A i fig. 9). (När plattan ej belastades, uppbars jordtrycket mot tryckplattan av lagringsröret som var ingjutet i frontmuren.) En rörelse av ca 0,02 mm erfordrades för att den nämnda kontakten helt skulle upphöra, beroende på elastisk hoptryckning, och ojämnheter i anslagsytan.

Mellan (A) och (B) i fig. 9 pressades plattan mot den bakomliggande jorden, och motsvarande jordtryck mot tryckplattan kunde mätas med kraftgivaren. Man kan se att det uppmätta jordtrycket ökade approximativt linjärt med plattans rörelse inom detta område. Vid den maximalt påförda lasten 1175 kg hade plattan rört sig 0,18 mm mot den bakomliggande jorden. Denna rörelse är mindre än 1/2000-del av plattans diameter (400 mm). Vid avlastning (B - 0) återfjädrade plattan. Först skedde emellertid återfjädringen långsamt, och motsvarande kraft-rörelsekurva (B - 0) kom således att vara belägen betydligt under den kraft-rörelsekurva som erhöles vid pålastning (0 - A - B).

Den kraft och det jordtryck som verkade mot tryckplattan och frontmuren före belastningen av tryckplattan kan beräknas såsom visas i fig. 9. Detta jordtryck erhålls genom att man drar en tangent till kraft-rörelsekurvan mellan (A) och (B). Den kraft (670 kp) som motsvarar avståndet (0) - (C) mellan origo och tangentens skärningspunkt (C) med den vertikala kraftaxeln har antagits motsvara jordtrycket mot tryckplattan och mot frontmuren före belastning och förskjutning av tryckplattan. Vidare har antagits att detta beräknade jordtryck är lika med det jordtryck som verkar mot frontmuren på plattans nivå.

Mellan (A) och (B) ökar plattans deformation  $\delta$  linjärt med ökad belastning  $P$ . Ur detta samband kan även en "elasticitetsmodul"  $E_{\text{jord}}$  beräknas om fyllnadsmaterialet antas motsvara ett idealt elastiskt material med konstant elasticitetsmodul enligt ekvationen (Timoshenko & Goodier, 1951)

$$E_{\text{jord}} = \frac{P(1 - \mu^2)}{2 a \delta} \quad (2)$$



Fig. 8. Anordning för deformationsmätning

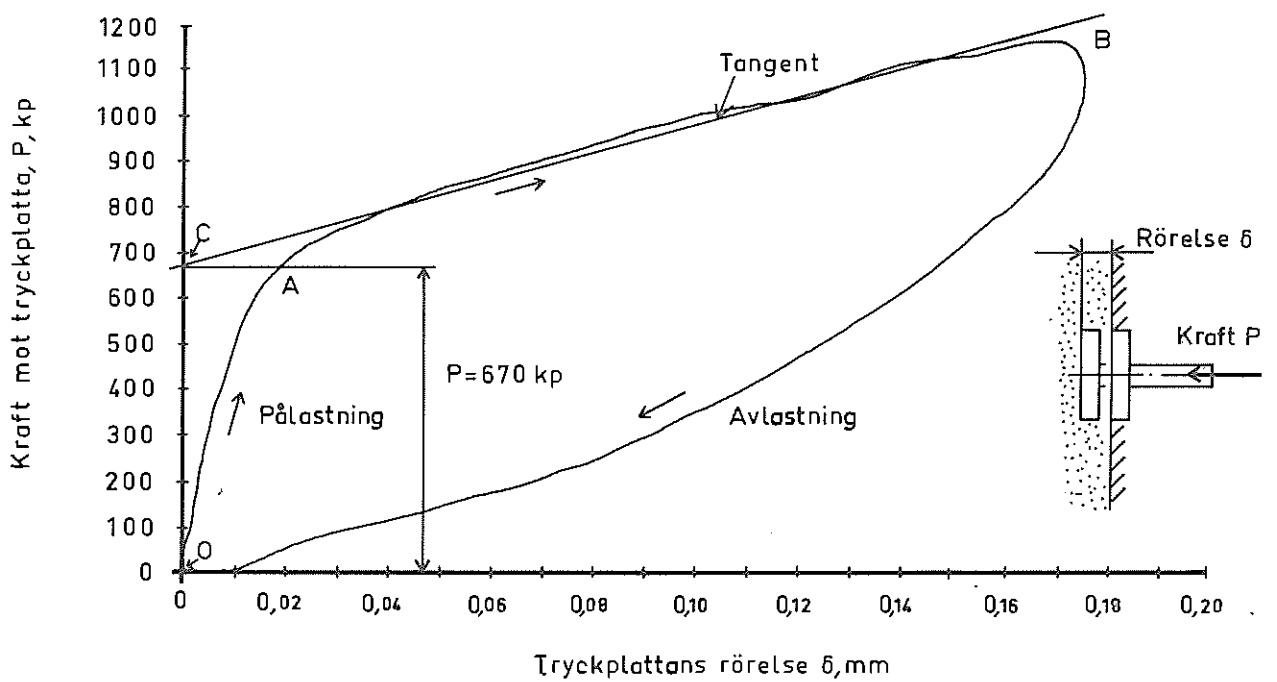


Fig. 9. Resultat från belastningsförsök och bestämning av jordtryck

där  $2a$  är plattans diameter och  $\mu$  Poissons tal. Vid beräkningar har antagits att  $\mu = 0,3$ .

### Försöksresultat

Mätning av jordtrycket utfördes under fyllnadsskedet, dvs medan fyllningen placerades bakom brons båda frontmurar. Fyllningen utlades i fyra etapper vid södra frontmuren och i två etapper vid norra frontmuren. Motsvarande fyllnadsnivåer visas i fig. 10. Efter varje fyllnadsetapp mättes jordtrycket. Dessa mätningar utfördes den 22/6, 23/6 och 24/6 1965 då full fyllnadshöjd uppnåtts.

Under sommaren 1965 uppmättes jordtrycket dessutom vid två tillfällen (22/7 och 29/7), under vintern 1965 - 1966 vid ett tillfälle (28/12) och under sommaren 1966 vid två tillfällen (14/6 och 10/8). Vid dessa mättillfällen var belastningen den som visas i fig. 11.

Vid mättillfälle (A) var fyllnadsmassan helt utlagd, vid (B) och (C) hade släpplattan färdiggjutits och vid (D), (E) och (F) var bron helt färdigställd och öppnad för trafik.

#### a. Initialjordtryck

Det jordtryck som uppmättes under utfyllnadsskedet visas i fig. 12 som en funktion av fyllnadshöjden. Längs vertikalaxeln har vid respektive plattnivå avsatts fyllnadshöjden över plattans centrum och längs horisontalaxeln beräknad kraft. Jämför fig. 9.

Man kan se ur fig. 12 att vid fyllnadshöjden 0,72 m varierade den uppmätta lasten mot de olika tryckplattorna mellan 180 kp och 340 kp. Det är av intresse att jämföra dessa laster med dem som erhålls om fyllnadsmaterialet ersätts med en vätska med teoretiskt samma densitet (volymvikt) som fyllnadsmassan ( $1,73 \text{ t/m}^3$ ). Denna ekvivalenta vätskelast är 156 kp.

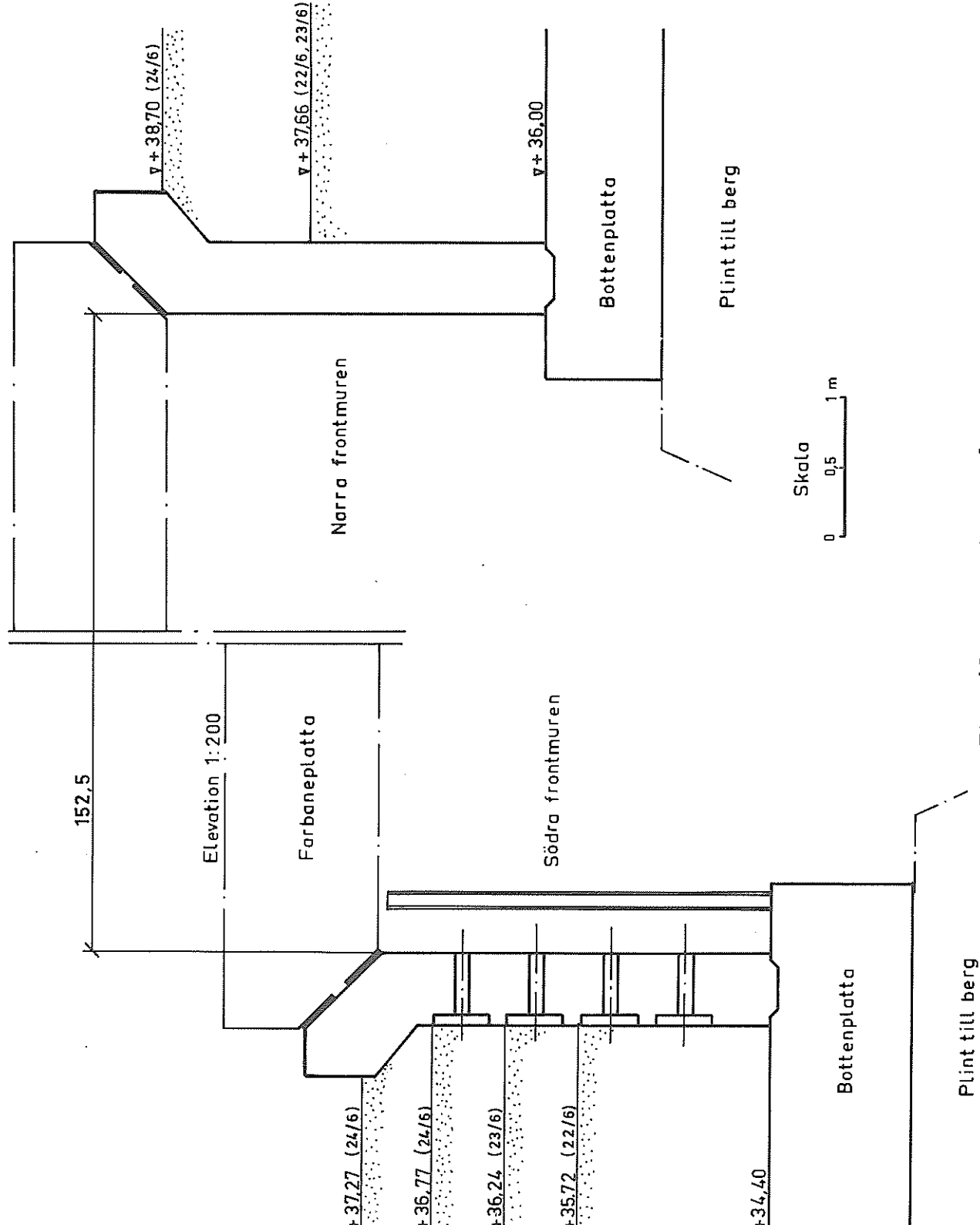
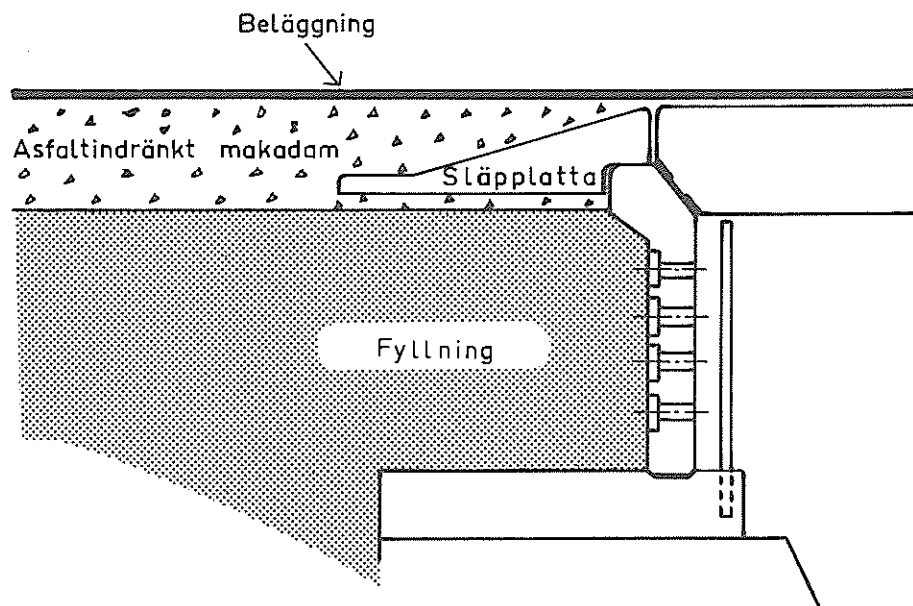


Fig. 10. Fyllningsnivåer vid olika mätillfällen



Måttillfälle	Belastning av :		
	Fyllning	Släpplatta	Makadam och beläggning
A 24. 8.65	=====		
B 22. 7.65	=====	=====	
C 29. 7.65	=====	=====	
D 28.12.65	=====	=====	=====
E 14. 6.66	=====	=====	=====
F 10. 8.66	=====	=====	=====

Fig. 11. Belastningsförhållanden vid olika måttillfällen



Den maximalt uppmätta kraften (340 kp vid platta 2) var mer än dubbelt så stor som motsvarande ekvivalenta vätskelast. Det uppmätta initialjordtrycket närmade sig således passivt jordtryck. Liknande resultat har även erhållits av Sowers, Robb, Mullis & Glenn (1957). (När frontmurens yta är friktionslös och vertikal, är det passiva jordtrycket enligt Rankine vid inre friktionsvinkeln  $\phi = 30^\circ$  tre gånger större än det ekvivalenta vätsketrycket.)

Man kan vidare se i fig. 12 att initialjordtrycket mot frontmuren ej påverkas nämnvärt av en ytterligare ökning av fyllnadshöjden. Vid vissa nivåer observeras t.o.m. en minskning av jordtrycket. Mätvärdena visar att jordtrycket mot en frontmur sannolikt ej påverkas av en ökning av överlagringstrycket så länge frontmuren ej rör sig i förhållande till den bakomliggande jorden samt att resulterande initialjordtryck är större än det som motsvarar aktivt jordtryck. (Dock kan jordtrycket lokalt bli mindre än aktivt jordtryck enligt Rankine på grund av valvverkan.)

#### b. Aktivt och passivt jordtryck

Det jordtryck som uppmättes efter utläggning och packning av fyllningen längs frontmurens östra och västra halva visas i fig. 13 resp. 14. Motsvarande rörelser visas i fig. 15 och 16. Man kan se att jordtryckets storlek och fördelning mot de båda murhalvorna inbördes stämmer väl överens.

De totalt lägsta jordtrycken mättes den 29/7 1965 vid mättillfälle (C). Frontmurens överkant hade härvid rört sig 3,3 mm vid östra murhalvan och 3,0 mm vid västra murhalvan i riktning från den bakomliggande jorden (räknat från ursprungsläget). De uppmätta jordtrycken var något lägre än de som uppmätts under och omedelbart efter utplacering av fyllningen. Jordtrycken längs de båda övre plattraderna (plattorna 3, 4, 7 och 8) motsvarar ungefär aktivt jordtryck enligt Rankine. Längs de båda nedre plattraderna (plattorna 1, 2, 5 och 6) var de uppmätta jordtrycken mindre än motsvarande aktivt jordtryck enligt Rankine.

De totalt högsta jordtrycken erhöles den 14/6 1966. Vid detta tillfälle (E) hade frontmurens överkant rört sig 1,8 mm mot den bakom-

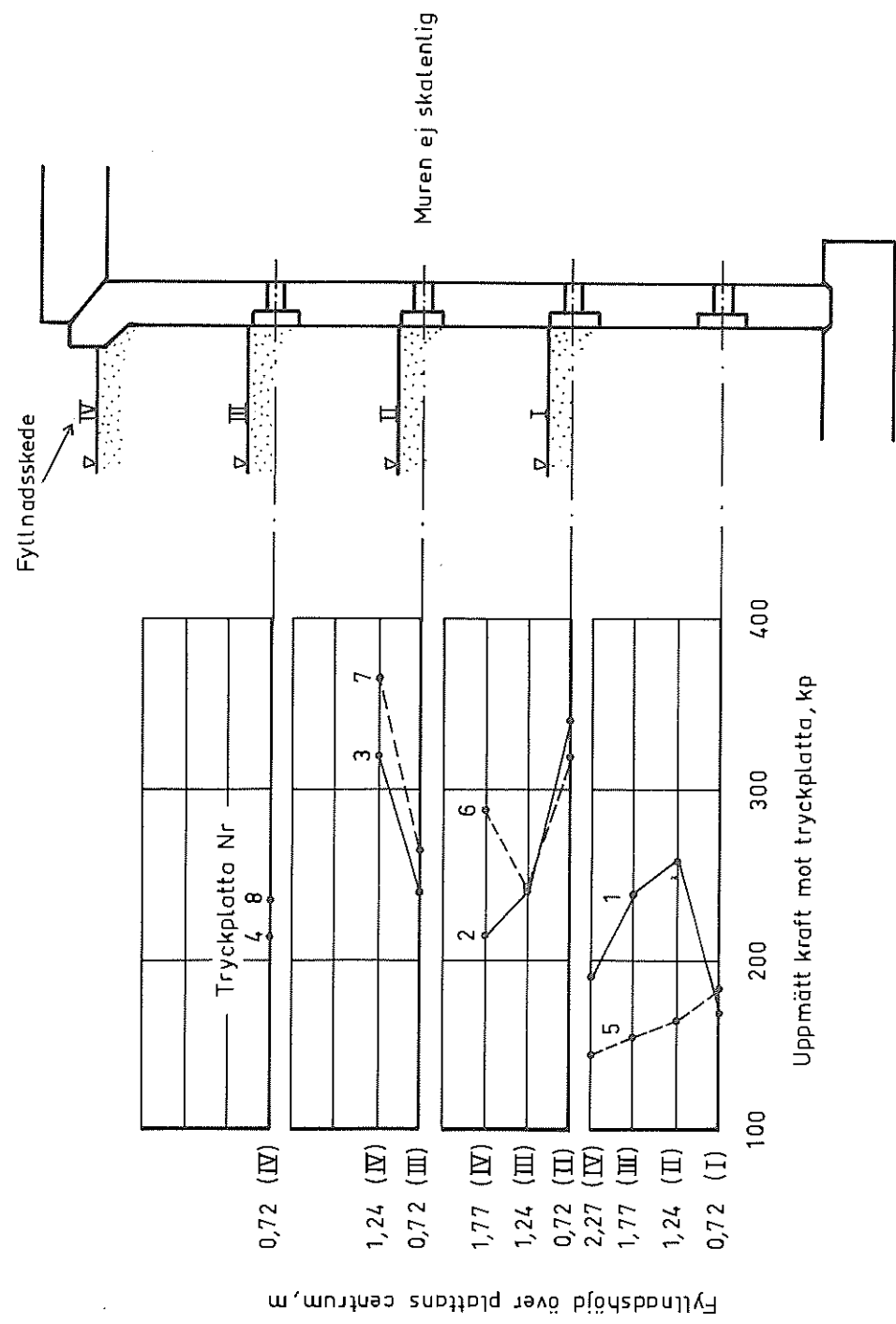


Fig. 12. Samband mellan uppmätt kraft och fyllningshöjd under fyllnadsskedet

Tidpunkt

- A 24.6.65
- B 22.7.65
- C 29.7.65
- D 28.12.65
- E 14.6.66
- F 10.8.66

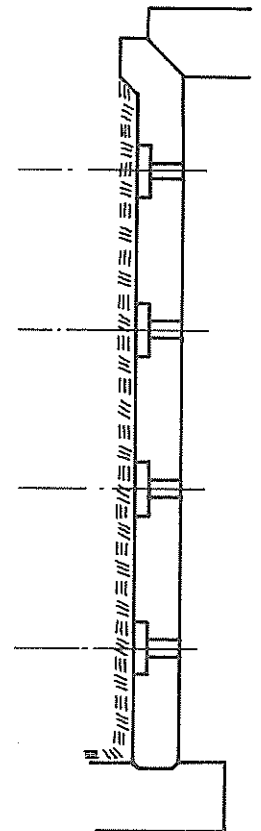
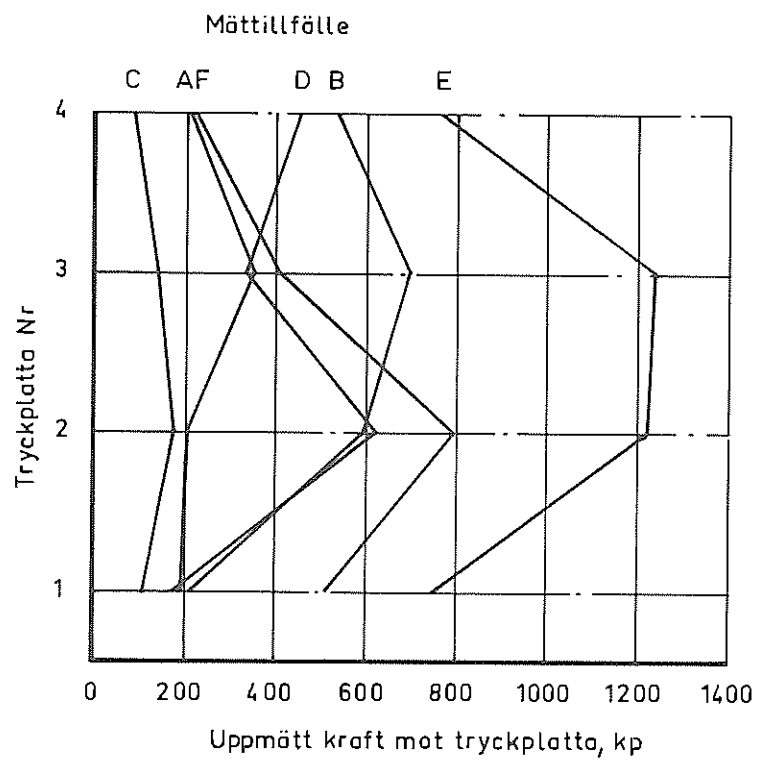


Fig. 13. Uppmätt kraft mot tryckplatta. Östra murhalvan

Tidpunkt

A 24.6.65  
B 22.7.65  
C 29.7.65  
D 28.12.65  
E 14.6.66  
F 10.8.66

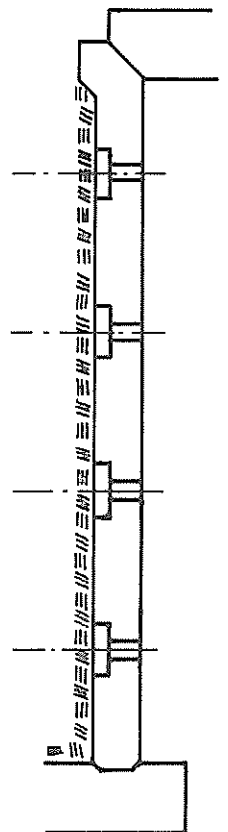
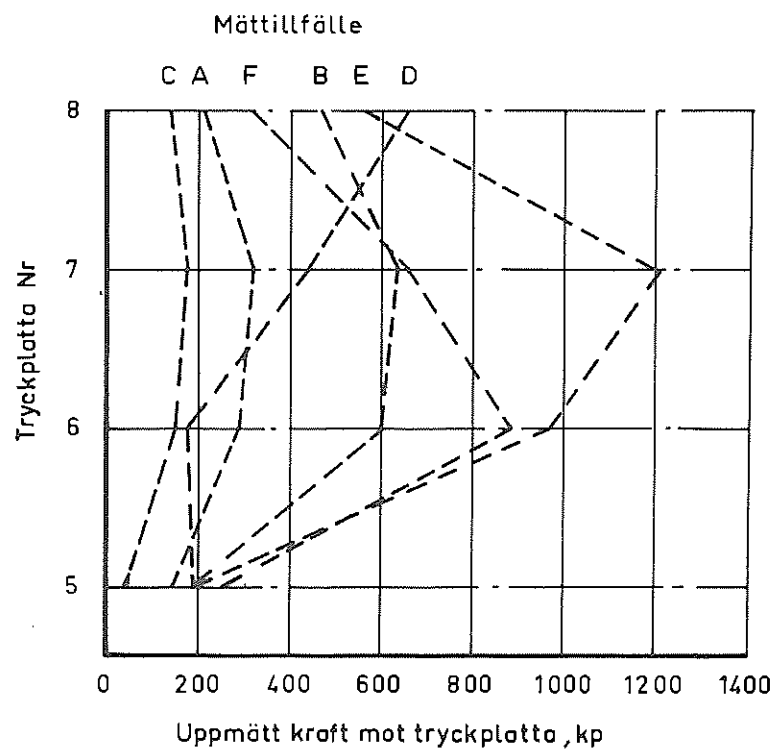


Fig. 14. Uppmätt kraft mot tryckplatta. Västra murhalvan

liggande jorden vid östra murhalvan och 1,5 mm vid den västra. De högsta jordtrycken vid detta mättillfälle uppmättes längs frontmurens mitt (plattorna 2 och 3, 6 och 7), medan de lägsta jordtrycken erhöles längs frontmurens över- och underkant (plattorna 1, 4, 5 och 8).

Den största rörelsen hos muren erhöles under vintern 1965-66 vid mättillfälle (D). Västra murhalvans överkant hade då rört sig 13,0 mm från den bakomliggande jorden. Motsvarande rörelse vid östra murhalvan var 13,7 mm. Stora skillnader i jordtryck erhöles mellan de två murhalvorna. De uppmätta jordtrycken var vid detta mättillfälle större än vid mättillfälle (C). De var emellertid mindre än vid mättillfälle (E) med undantag av jordtrycket vid platta 8. Frontmurens rörelse var i detta fall tillräcklig för att kompensera den expansion i fyllningen som äger rum när porvattnet i denna fryser.

Om frontmurens rörelse är liten, kan en ökning av jordtrycket äga rum när fyllnadsmaterialet fryser. För att denna eventuella ökning av jordtrycket skall bli så liten som möjligt är det av vikt att fyllnadsmaterialet har en liten kapillär stighöjd och att grundvattenytan är belägen så lågt som möjligt. Fyllnadsmaterialet bör således bestå av friktionsmaterial med låghalt av mo, mjöla eller ler. Dessutom bör fyllningen i vissa fall dräneras med hjälp av dräneringsrör som placeras vid eller under frontmurens underkant.

I fig. 17 visas förhållandet mellan uppmätt jordtryck  $\bar{\sigma}_h$  mot frontmuren och motsvarande effektivt överlagringstryck<sup>1)</sup>  $\bar{\sigma}_v$ . Förhållandet  $\bar{\sigma}_h/\bar{\sigma}_v$  uttrycks med jordtryckskoefficienten K enligt ekvationen

$$K = \bar{\sigma}_h/\bar{\sigma}_v \quad (3)$$

Vid aktivt jordtryck enligt Rankine är  $K = 1/3$  när fyllnadsmaterialets inre friktionsvinkel  $\phi = 30^\circ$ . Motsvarande värde vid passivt jordtryck enligt Rankine är 3,0.

1) Inom geotekniken skiljs mellan totaltryck, effektivtryck och portryck. Dessa begrepp finns definierade i de flesta geotekniska läroböcker. Inom fyllnadsmassan var dock totaltrycket lika med effektivtrycket vid de aktuella mätningarna eftersom grundvattenytan var belägen under frontmurens underkant och fyllnadsmaterialets kapillära stighöjd var låg.

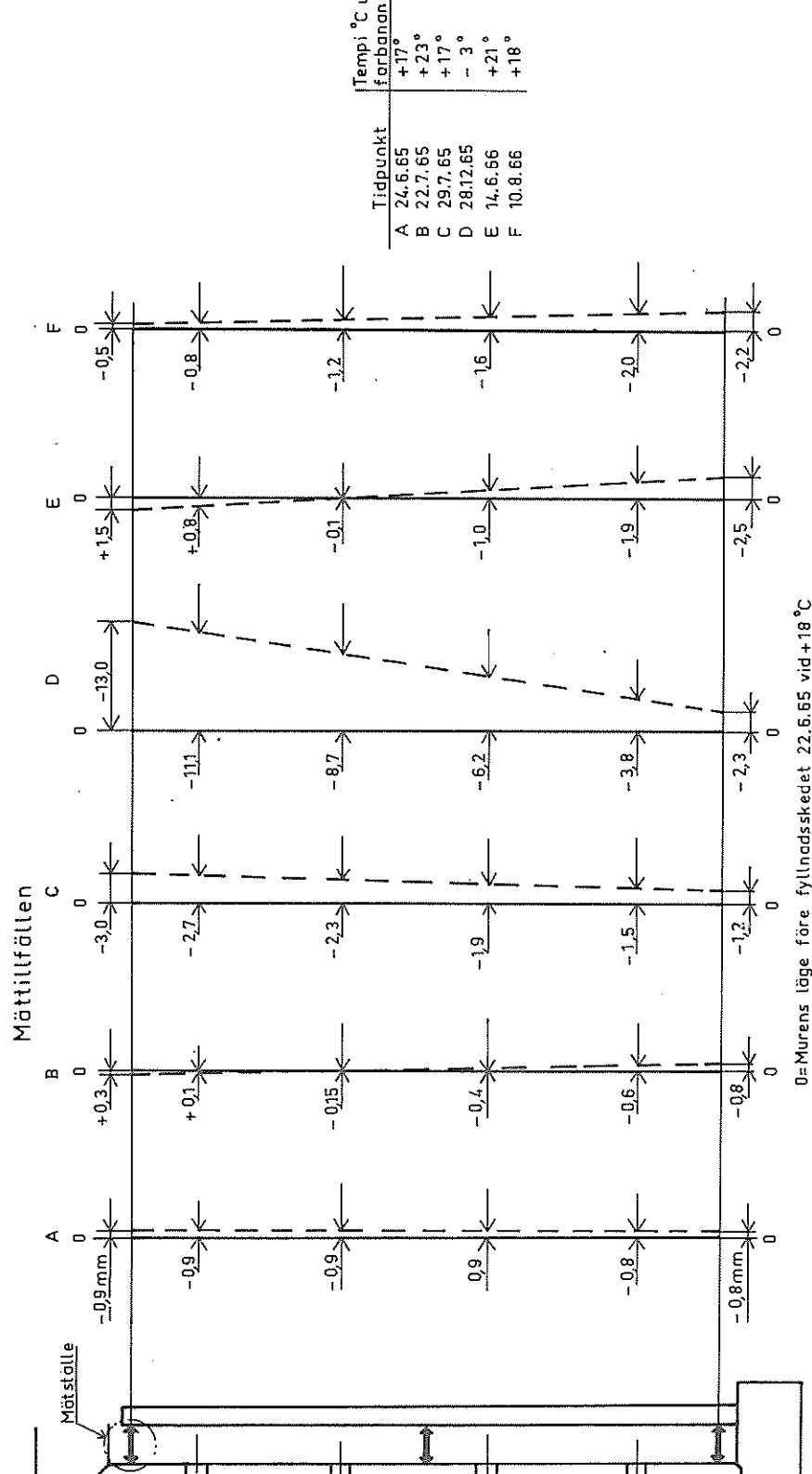


Fig. 15. Murens läge vid olika mättillfällen. Östra murhalvan

Vid mättillfälle (A) omedelbart efter utläggningen av fyllnadsmassorna erhöles det största värdet på jordtryckskoefficienten  $K$  vid frontmurens överkant, medan det lägsta värdet uppmättes längs murens underkant. Denna variation förorsakas av att jordtrycket, såsom tidigare nämnts, ej nämnvärt påverkades av en ökning av fyllnadshöjden.

De lägsta  $K$ -värdena erhöles vid mättillfälle (C) och motsvarade approximativt aktivt jordtryck. Vid mättillfälle (C) hade, såsom nämnts, frontmurens överkant rört sig 3,0 mm från den bakomliggande jorden vid den västra murhalvan och 3,3 mm vid den östra. Frontmurens rotation, som vid detta mättillfälle var 1/1000 rad. vid den västra murhalvan och 1/1300 rad. vid östra, var således tillräcklig för att jordtrycket mot frontmuren skulle minska till aktivt. Som jämförelse kan nämnas att enligt Sowers & al. (1961) erfordras en rotation som motsvarar 1/2000 rad. för att aktivt jordtryck skall uppnås, när fyllningen utgörs av ett väl packat friktionsmaterial, medan 1/500 rad. erfordras när materialets relativa packningsgrad är låg. Dessa värden stämmer sålunda väl överens med de av institutet uppmätta.

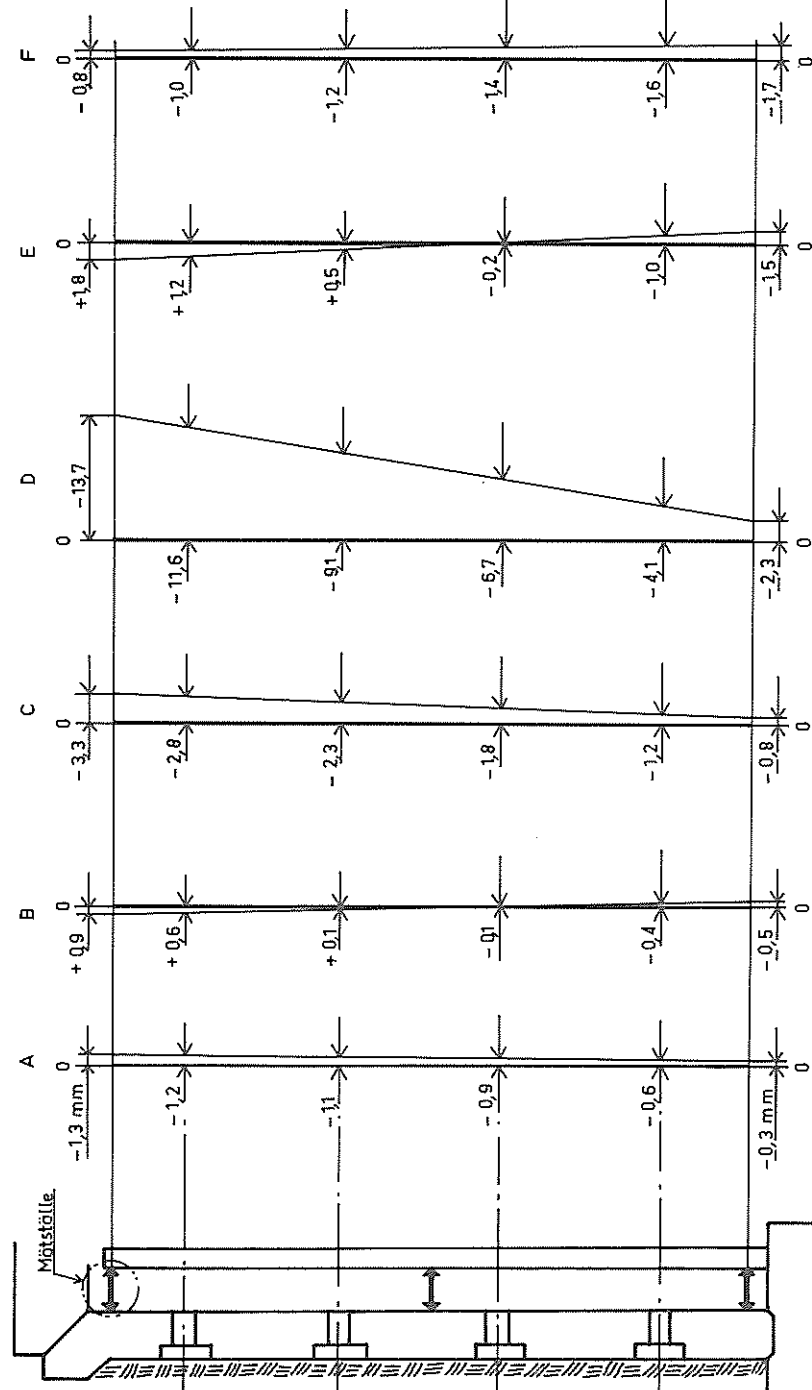
De högsta värdena på koefficienten  $K$  erhöles vid mättillfälle (E) när frontmurens överkant såsom nämnts, hade rört sig 1,5 mm mot den bakomliggande fyllnadsmassan vid den västra murhalvan och 1,8 mm vid den östra. Frontmurens rotation var vid detta mättillfälle 1/600 rad. vid den västra murhalvan och 1/750 rad. vid den östra. De värden på koefficienten  $K$  ( $\approx 2,0$ ) som uppmättes längs frontmurens mitt närmade sig de  $K$ -värden som motsvarar passivt jordtryck enligt Rankine. Längs frontmurens underkant uppmättes ett jordtryck som var mindre än motsvarande vätsketryck. (Vid ekvivalent vätsketryck är  $K = 1,0$ .)

I fig. 18 har avsatts uppmätt kraft mot tryckplattorna enligt fig. 9 som en funktion av väggens rörelse vid respektive platta. Man kan se att det uppmätta jordtrycket  $\bar{\sigma}_h$  vid resp. tryckplatta här varierade approximativt linjärt med frontmurens sidorörelse  $y$  enligt ekvationen

$$\bar{\sigma}_h = k_h y \quad (4)$$

där  $k_h$  är en proportionalitetskoefficient, som benämns bäddmodul eller fjädringsmodul. Denna koefficient ökar såsom framgår av figuren med ökad fyllnadshöjd (avståndet från fyllnadens överkant

Mätillföllen



0 = Murens läge före fyllnadskedet 22.6.65 vid +18 °C.

Fig. 16. Murens läge vid olika mätillfällen. Västra murhalvan



till resp. tryckplatta). Det bör observeras att det effektiva överlagringstrycket vid respektive nivå ökar linjärt med fyllnadshöjden.

De samband som visas i respektive delfigur i fig. 18 och som markeras med streckade linjer har en lutning som svarar mot fyllningens höjd över respektive plattnivå. Vid beräkning av fyllnadshöjden har släpplattan och det ovanliggande asfaltindränkta makadamlagret ej medräknats. Genom att, såsom visas i fig. 12, plattan är upplagd på frontmuren, överförs en stor del av släpplattans och makadamlagrets vikt på denna. Det effektiva överlagringstrycket vid respektive plattnivå torde därför svara mot avståndet till fyllningens överkant, med undantag av den nedre plattraden (plattorna 1 och 5). Detta avstånd ( $z$ ) benämns fyllningshöjd i det följande. Man kan se att sambanden stämmer väl överens med försöksvärdena. Om man gör antagandet att koefficienten  $k_h$  ökar linjärt med fyllningshöjden erhålls

$$\bar{\sigma}_h = m_h zy \quad (5)$$

I denna ekvation är  $m_h$  en koefficient som är en funktion av frontmurens höjd. Om man på frontmurar tillämpar det betraktelsesätt som föreslagits av Terzaghi (1955) för främst ej förankrade konsolspontväggar, kan man förvänta att koefficienten  $m_h$  är proportionell mot  $l_h/H$ , där  $H$  är frontmurens höjd (från frontmurens underkant till markytan) och  $l_h$  en konstant, som endast är beroende av fyllnads- materialets relativa lagringstäthet.

För detta fall kan ekv. (5) omskrivas till

$$\bar{\sigma}_h = l_h zy/H \quad (6)$$

Terzaghi har angivit vissa värden på koefficienten  $l_h$  vid beräkning av slagdjup för sponten och momentfördelning i en konsolspontvägg. Sålunda är enligt Terzaghi  $l_h = 0,08, 0,26$  och  $0,64 \text{ kg/cm}^3$  vid fast, normal, respektive lös relativ lagringstäthet, när grundvattenytan är belägen under den nivå där jordtrycket beräknas. Motsvarande värden på konstanten  $l_h$ , när grundvattenytan är belägen vid markytan, är  $0,05, 0,16$ , respektive  $0,42 \text{ kg/cm}^3$ .

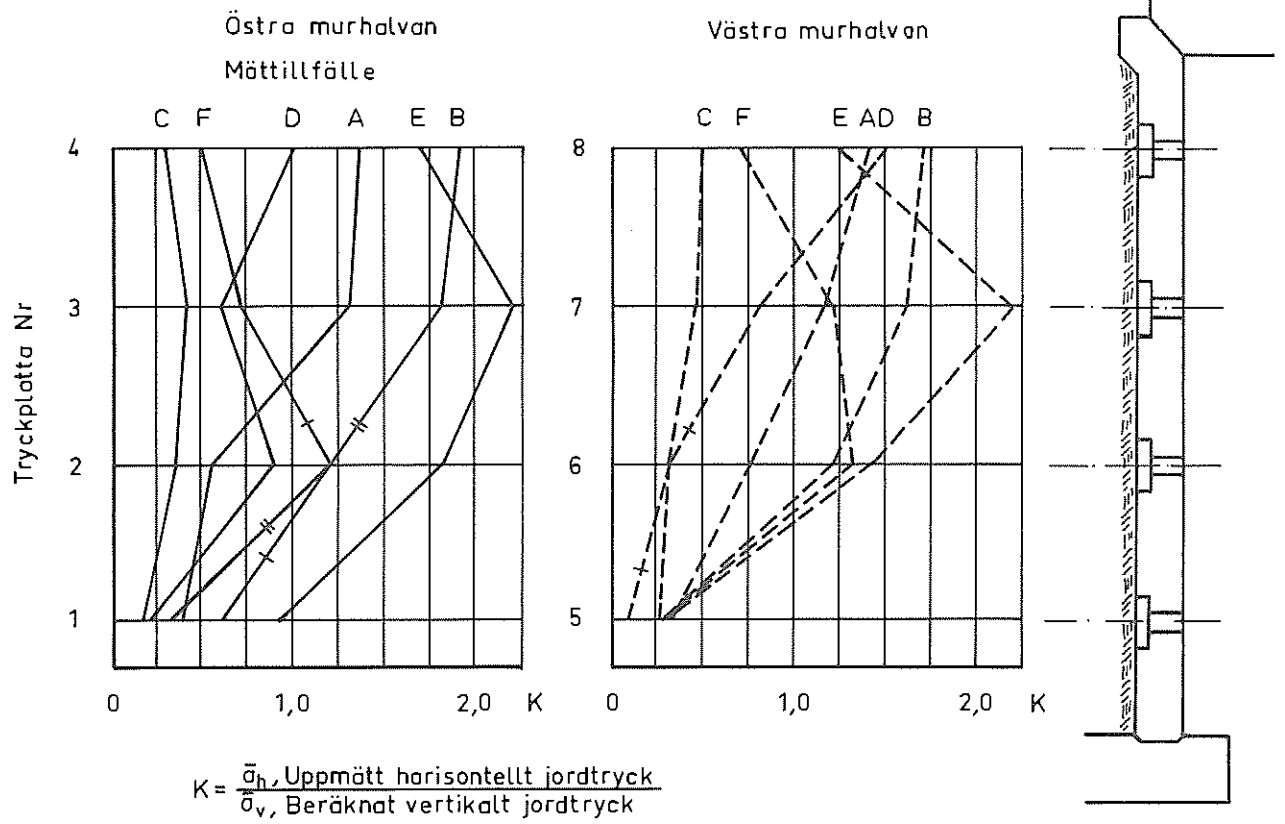


Fig. 17. Jordtryckskoefficienten K beräknad ur erhållna mätvärden

Koefficienterna  $m_h$  och  $l_h$  kan beräknas ur de i fig. 18 visade sambanden mellan kraft mot de enskilda tryckplattorna och väggens rörelse vid respektive tryckplatta. Dessa samband motsvarar  $0,02 \text{ kg/cm}^4$  för koefficienten  $m_h$  och  $6,9 \text{ kg/cm}^3$  för konstanten  $l_h$ . Det beräknade värdet på  $l_h$  är således betydligt större än det som angivits av Terzaghi (1955) för ett fast lagrat friktionsmaterial ( $0,64 \text{ kg/cm}^3$ ). Skillnaden kan till viss del förklaras av att de värden som angivits av Terzaghi representerar undre gränsvärden (avsedda att användas vid beräkning av jordtrycksfördelningen mot en betydligt böjligare konstruktion än den som institutets mätningar utförts på). Dessutom är det möjligt att de uppmätta värdena vid SGI:s försök påverkades av släpplattan samt det ovanliggande asfaltindränkta makadamlagret. I så fall blir de ovan beräknade värdena på  $m_h$  och  $l_h$  något för höga. Resultatet av mätningarna visar dock att de av Terzaghi rekommenderade värdena bör användas med stor försiktighet vid beräkning av maximalt jordtryck mot en plattrambro där frontmurarnas rörelser på grund av temperaturändringar kan vara stora.

Den deformation som erfordras för att uppnå passivt jordtryck kan beräknas ur ekv. (6). Enligt denna erhålls en hydrostatisk jordtrycksfördelning vid ren parallellförskjutning av frontmuren (utan rotation) eftersom jordtrycket enligt ekv. (6) ökar linjärt med avståndet  $z$ . Passivt jordtryck, som på avståndet  $z$  under markytan är lika med  $K_p \bar{\gamma} z$ , erhålls när frontmurens förskjutning  $y_p$  är  $2(K_p - K_0) \bar{\gamma} H / l_h$ . I detta uttryck är  $K_0$  den jordtryckskoefficient som motsvarar vilojordtryck (innan frontmuren rört sig). För att ta hänsyn till att väggens rörelse ökar kraftigt när jordtrycket närmar sig brottvärdet (passivt jordtryck) har vid beräkningarna antagits att sambandet mellan jordtryck och förskjutning är parabelformat. Förskjutningen  $y_p$  är härvid dubbelt så stor som den man erhåller vid linjärt samband mellan jordtryck och deformation.

Koefficienten  $K_0$  är emellertid liten i förhållande till  $K_p$  och kan i allmänhet försummas. Den rörelse som erfordras för att utveckla passivt jordtryck mot en stödmur kan således beräknas ur ekvationen

$$y_p = \frac{2K_p \bar{\gamma} H}{l_h} \quad (7)$$

Vid  $K_p = 5,0$ ,  $\bar{\gamma} = 1,75 \text{ t/m}^3$ ,  $H = 2,87 \text{ m}$  och  $L_n = 6,9 \text{ kg/cm}^3$  är  $y_p = 7,2 \text{ mm}$ . Vid denna parallellförskjutning är jordtrycksfördelningen hydrostatisk. Rörelsen svarar mot  $0,0025 H$ , där  $H$  är fyllningens tjocklek (avståndet från frontmurens underkant till fyllningens överkant).

Det är av intresse att jämföra denna deformation med de värden som omnämns av Sowers & Sowers (1961). Enligt dessa författare erfordras en rörelse av  $0,002 H$  för att uppnå passivt jordtryck vid fast och  $0,006 H$  vid löst lagrat friktionsmaterial. Den ur försöksresultaten beräknade förskjutningen stämmer således väl överens med de ovan angivna värdena.

När rotation sker kring frontmurens underkant, kommer jordtrycket att vara parabelformigt fördelat enligt ekv. (6). Vid ren rotation (utan parallellförskjutning) är jordtrycket enligt denna ekvation lika med noll både vid markytan och frontmurens underkant. Man kan se ur fig. 13 och 14 att den vid försöken uppmätta jordtrycksfördelningen är approximativt parabelformad och således stämmer väl överens med den som erhålls ur ekv. (6).

### c. Ekvivalent "elasticitetsmodul"

Ur belastningsförsöken kan även en ekvivalent "elasticitetsmodul"  $E_{\text{jord}}$  beräknas enligt ekv. (2). Man kan se ur fig. 9 att tryckplattans rörelse  $\delta$  ökar linjärt med ökad belastning  $P$ , när plattan pressas mot den bakomliggande jorden. För det exempel som visas i fig. 9 är mellan punkterna (A) och (B) jordens ekvivalenta "elasticitetsmodul"  $E_{\text{jord}} = 700 \text{ kg/cm}^2$ . Poissons tal  $\mu$  har härvid antagits vara  $0,3$ .

Vid mättilfälle (A) erhöles de i tabell I visade värdena. Det är av intresse att observera att  $E_{\text{jord}}$  ökade med ökad fyllningshöjd  $z$  och följaktligen även med ökat överlagringstryck  $z\bar{\gamma}$ . I tabellen visas även kvoten  $E_{\text{jord}}/z\bar{\gamma}$ . Värdet på denna kvot är approximativt konstant för samtliga tryckplattor med undantag av plattorna 4 och 8 som är belägna närmast markytan. Det bör emellertid påpekas att något lägre värden än

Tryckplatta	Fyllningshöjd, z (cm)	Ekvivalent elasticitetsmodul, $E_{jord}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Kvot $E_{jord}/z\bar{\gamma}$
4 8	70,5	90 } 90	730
3 7	123	300 } 320 340	1480
2 6	175	520 } 455 390	1480
1 5	227	760 } 615 470	1550

Tabell I. Ekvivalent "elasticitetsmodul" vid mättillfälle (A)

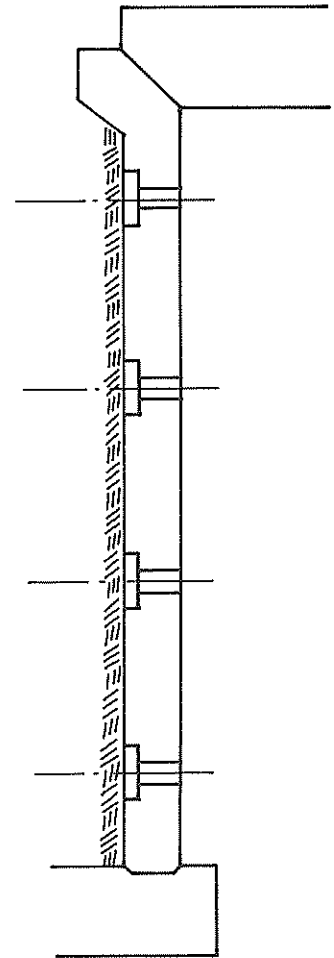
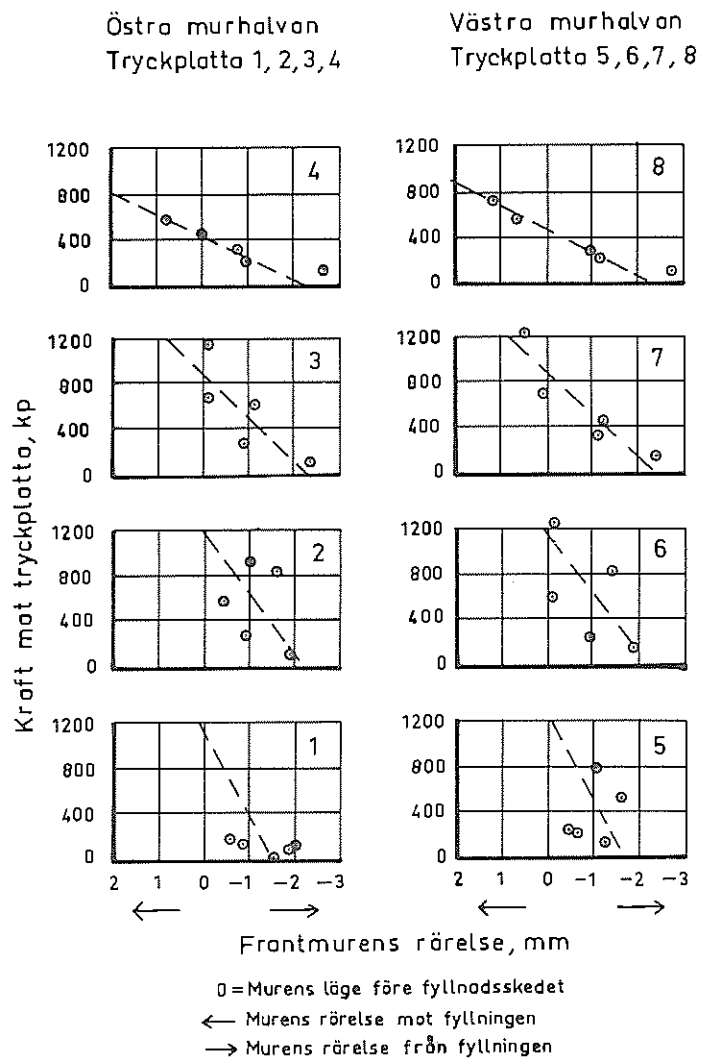


Fig. 18. Samband mellan kraft mot tryckplatta och frontmurens rörelse

de som visas i tabell I erhöles vid efterföljande mätfällena. Storleksordningen hos de erhållna värdena på den ekvivalenta "elasticitetsmodulen" stämmer överens med dem som rapporterats av bl.a. Kjellman & Jakobson (1955) för singel och makadam.

#### Principer vid beräkning av jordtryck

Den jordtrycksfördelning som erhöles vid mätfälle (A), (B), (C), (D) och (F) påminner mycket om den som erhåles vid jordtrycksmätningar mot avstyvade spontväggar i friktionsmaterial. De största jordtrycken utbildas vid spontväggens mitt, medan de lägsta erhåles längs spontväggens övre och undre kant. Det totala jordtrycket svarar approximativt mot aktivt jordtryck, spontväggens rörelser är i allmänhet tillräckligt stora för att brott skall uppstå i jorden och därmed aktivt jordtryck utbildas.

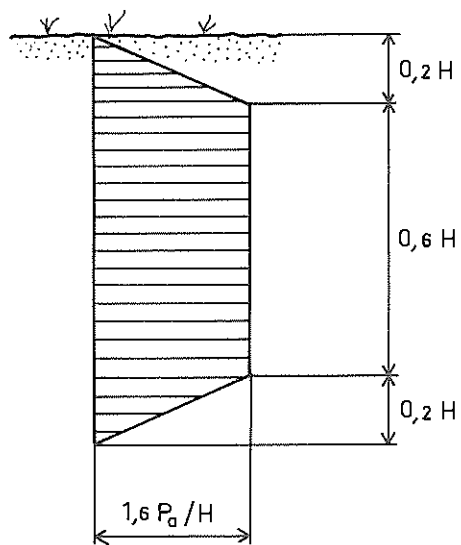
Vid konstruktion av avstyvade spontväggar används i allmänhet den jordtrycksfördelning som visas i fig. 19 a. Jordtrycket antas öka linjärt från markytan ner till ett djup som motsvarar 0,2 H, där H är spontväggens höjd. Mellan 0,2 och 0,8 H antas ett konstant jordtryck som är lika med 1,6 P/H, där P är totalt beräknat aktivt jordtryck, medan trycket antas minska linjärt mellan 0,8 H och 1,0 H.

Med stöd av de utförda mätningarna vid Mikrofonvägen rekommenderas vid dimensionering av frontmuren vid en ledad plattrambo den jordtrycksfördelning som visas i fig. 19 b. Det totala jordtrycket mot frontmuren antas motsvara passivt jordtryck enligt Rankine. Jordtrycket antas öka linjärt från markytan ner till djupet 0,2 H. Det konstanta jordtrycket 1,6 P<sub>p</sub>/H, där P<sub>p</sub> är det totala passiva jordtrycket enligt Rankine, antas verka mellan 0,2 H och 0,8 H. Under denna nivå (mellan 0,8 H och 1,0 H) antas jordtrycket minska linjärt, såsom vid sponter.

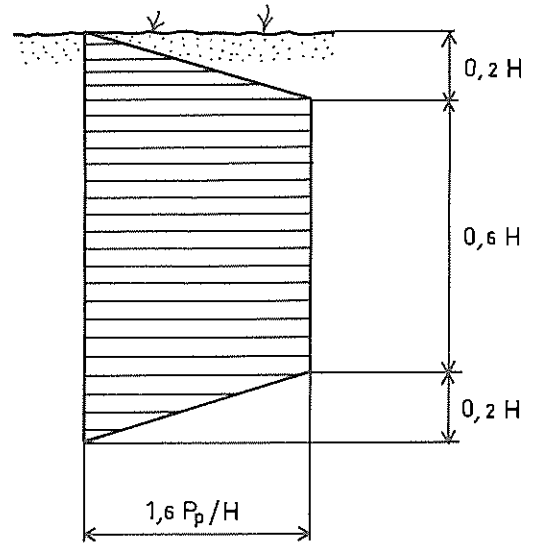
Det totala jordtrycket P<sub>p</sub> enligt Rankine kan beräknas ur ekvationen

$$P_p = 0,5K_p \bar{\gamma} H^2 \quad (8)$$

där  $\bar{\gamma}$  fyllnadsmaterialets genomsnittliga densitet (volymvikt).



(a) Jordtrycksfördelning mot avstyvod  
spontvägg enligt Terzaghi & Peck (1948)



(b) Föreslagen jordtrycksfördelning  
mot styv frantmur

Fig. 19. Diagram för beräkning av jordtryck i friktionsmaterial  
mot spontväggar och stödmurar



Jordtryckskoefficienten  $K_p$  kan beräknas ur uttrycket:

$$K_p = (1 + \sin \varnothing) / (1 - \sin \varnothing) \quad (9)$$

där  $\varnothing$  är fyllnadsmaterialets inre friktionsvinkel. Denna friktionsvinkel kan uppskattas ur t.ex. dränerade direkta skjuvförsök. Den inre friktionsvinkel som erhålls ur treaxiella försök är däremot som regel 3 till 6° större än den som erhålls ur direkta skjuvförsök och bör reduceras, innan den används vid beräkning av jordtryck.

För att erhålla ett jordtryck som totalt svarar mot passivt jordtryck erfordras emellertid en rotation hos frontmuren (rörelse kring murens fotpunkt mot fyllningen) som är av storleksordningen 0,002 H när fyllnadsmaterialet är väl packat och 0,006 H vid lös utfyllnad. Om frontmurens rörelse sålunda är mindre än den erforderliga rotationen, blir jordtrycket mot frontmuren mindre än det som motsvarar totalt passivt jordtryck. Stor försiktighet bör dock iakttas vid bedömning av ett reducerat jordtryck, innan ytterligare mätresultat föreligger.

Vid en sådan bedömning bör även hänsyn tas till de jordtryck som eventuellt kan uppstå när porvattnet i fyllnadsmassan fryser. Dessa jordtryck kan bli stora vid tjälfarligt fyllnadsmaterial.

#### Sammanfattning

I denna artikel redovisas resultat från mätning av jordtryck mot en frontmur för en 152,5 m lång plattrambro. Jordtrycken mättes med stela tryckplattor av stål med 400 mm diameter som trycktes med en hydraulisk domkraft mot fyllnadsmassorna bakom frontmuren. Fyllnadsmassorna bestod av ensgraderad sand, som hade packats i lager med 3,5 tons vibrationsvält.

Mätresultaten visar att relativt stora jordtryck utbildades mot frontmuren under packningen av fyllningen. Emellertid ökade ej jordtrycket vid en ökning av fyllningshöjden. Omedelbart efter utläggningen av fyllningen var jordtrycket mot frontmuren praktiskt taget

konstant (de jordtryck som uppmättes längs frontmurens mitt var dock något större än de längs murens över- och under kant).

De uppmätta jordtrycken påverkades av små rörelser hos frontmuren. Vid en rotation av 0,001 rad. kring murens underkant i riktning från den bakomliggande fyllningen erhöles ett totalt jordtryck, vars storlek var approximativt lika med aktivt jordtryck enligt Rankine. Vid en rotation av stödmuren mot den bakomliggande jorden ökade jordtrycket kraftigt.

Jordtrycksmätningarna visade att fyllnadsmaterialets bäddmodul (fjädringsmodul) ökade med ökat avstånd under markytan. Bäddmodulen kan uttryckas med en konstant  $l_h$  som främst är en funktion av fyllnadsmaterialets packningsgrad och grundvattenytans läge. En jämförelse visar att det uppmätta värdet på  $l_h$  var betydligt högre än de värden som angivits av Terzaghi (1955) för dimensionering av konsolspontväggar.

Mätningarna visade vidare att vid en rörelse utan rotation (parallellförskjutning) erhålls en jordtrycksfördelning, som motsvarar den hydrostatiska, medan jordtrycksfördelningen är parabolisk vid rotation kring frontmurens underkant.

Det var även möjligt att ur plattförsöken uppskatta en ekvivalent "elasticitetsmodul"  $E_{jord}$ . Denna "elasticitetsmodul" ökade med ökat avstånd under markytan. De uppmätta värdena på  $E_{jord}$  stämde väl överens med resultat från kompressometerförsök rapporterade av Kjellman & Jakobson (1955).

På grund av de små rörelser som erfordras för att uppnå såväl passivt som aktivt jordtryck rekommenderas att platttrambroar dimensioneras för ett totalt jordtryck, som motsvarar passivt jordtryck enligt Rankine i de fall då brons möjliga längdändring är stor. Motsvarande jordtrycksfördelning visas i fig. 19 b. Härvid har den uppmätta jord-

trycksfördelningen approximerats i form av en parallelltrapets. Försöksvärdena visade vidare att en parallellförskjutning av 7,2 mm mot bakfyllnaden skulle vara tillräcklig för att erhålla passivt jordtryck mot de båda frontmurarna vid den undersökta bron. Denna rörelse motsvarar  $1/400$  av fyllnadshöjden. Den erforderliga rörelsen är, såsom kunde förväntas, beroende av stödjemurens höjd samt fyllningsmaterialets packningsgrad och karaktär i övrigt.

REFERENSER

- KJELLMAN, W. & JAKOBSON, B., 1955. Some Relations between Stress and Strain in Coarse-Grained Cohesionless Materials. Swed. Geot. Inst. Proc. No. 9.
- SOWERS, G.F., ROBB, A.D., MULLIS, C.H. & GLENN, A.J., 1957. The Residual Lateral Pressures Produced by Compacting Soils. Proc. 4. Int. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 2, p. 243-247.
- SOWERS, G.B. & SOWERS, G.F., 1961. Introductory Soil Mechanics and Foundations. New York.
- TERZAGHI, K., 1955. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Géotechnique Vol. 5 No. 4, p. 297-326.
- TIMOSHENKO, S. & GOODIER, J.N., 1951. Theory of Elasticity. New York.

JORDTRYCK MOT OEFTERGIVLIGA KONSTRUKTIONER

av

Bengt Broms

## INNEHÅLL

1. Inledning
2. Vilojordtryck
3. Vilojordtryckskoefficienten  $K_0$  vid belastning
4. Vilojordtryckskoefficienten  $K_0'$  vid avlastning
5. Initialjordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}^*$
6. Jordtryck mot källarväggar
7. Jordtryck mot brolandfästen
8. Jordtryck mot vatten- och avloppsledningar
9. Sammanfattning

## 1. INLEDNING

Vid dimensionering av källarväggar, brolandfästen grundlagda på berg, kulvertar och andra i jord oeftergivliga, styva konstruktioner uppkommer ofta frågan om storleken hos de jordtryck som kan tänkas uppstå mot sådana konstruktioner.

Viljordtryck och dess storlek behandlades vid en konferens år 1945 anordnad av Statens Kommitté för Byggnadsforskning. Vid denna konferens påpekades behovet av försök utförda i tillräckligt stor skala för att få klarhet om under vilka förhållanden man måste beräkna t.ex. en stödjemur för viljordtryck.

Även i dag (1967) är behovet av fältmätningar mycket stort, eftersom våra kunskaper om viljordtryckens storlek fortfarande är starkt begränsade. I denna artikel görs ett försök att sammanfatta utförda undersökningar och existerande metoder för beräkning av viljordtryck mot oeftergivliga konstruktioner i friktionsmaterial. Artikeln är baserad på resultat från laboratorie- och fältförsök rapporterade i litteraturen samt på mätningar utförda vid Statens geotekniska institut. Dessutom presenteras en metod för beräkning av de viljordtryck, som kan utbildas mot oeftergivliga konstruktioner vid packning av fyllnadsmassor bestående av framför allt friktionsmaterial.

I denna artikel uppdelas jordtrycket mot en oeftergivlig konstruktion i dels ett initialjordtryck, dels ett viljordtryck. Initialjordtryck definieras som det jordtryck som erhålls i ett lager omedelbart efter packning av detta lager, medan viljordtryck hänförs till det resulterande jordtryck som erhålls efter det att packningsarbetet slutförts.

## 2. VILOJORDTRYCK

Analys av mätningar utförda i friktionsmaterial visar att jordtrycket mot en oeftergivlig vägg i princip varierar såsom visas i fig. 1. Mätningar av det effektiva sidojordtryck som erhålls efter utläggning och packning av friktionsmaterial bakom en oeftergivlig konstruktion visar, att detta är beroende dels av det packningsförfarande som används, dels av fyllningsmaterialets hållfasthetsegenskaper, såsom nämnts av bl.a. Terzaghi & Peck (1948).

Initialjordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}^m$  efter utläggning och packning av resp. skikt antas i fig. 1 motsvara punkt A, där  $\bar{\sigma}_v^m$  är det effektiva överlagringstrycket. Vid en ökning av överlagringstrycket antas i det följande att ökningen av jordtrycket är liten i horisontell riktning till dess att vertikaltrycket nått  $\bar{\sigma}_{ho}^m/K_o$  (punkt B i fig. 1), där  $K_o$  är den s.k. vilojordtryckskoefficienten, som främst är beroende av jordens relativa packningsgrad.

Mellan B och C (fig. 1), när  $\bar{\sigma}_v^m$  överstiger  $\bar{\sigma}_{ho}^m/K_o$ , antas horisontaljordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}$  öka enligt  $\bar{\sigma}_{ho} = K_o \bar{\sigma}_v^m$ , dvs. proportionellt med överlagringstrycket. Jorden har således betraktats som förbelastad mellan A och B och som normalt belastad mellan B och C med avseende på horisontaljordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}^m$ . Liknande antaganden görs ofta vid kohesionsmaterial. För t.ex. överkonsoliderade leror kan horisontaltrycket vara betydligt större än motsvarande effektiva överlagringstryck. Vid sådana leror förorsakar en ökning av överlagringstrycket en måttlig ökning av lateraltrycket innan förkonsolideringstrycket har uppnåtts. Vid en ytterligare ökning av överlagringstrycket ökar emellertid lateraltrycket i proportion till överlagringstrycket.

Vid avlastning (C - D i fig. 1) är såsom påpekats av bl.a. Rowe (1954) motsvarande minskning av sidojordtrycket liten. I det följande antas att ingen minskning sker av sidojordtrycket,



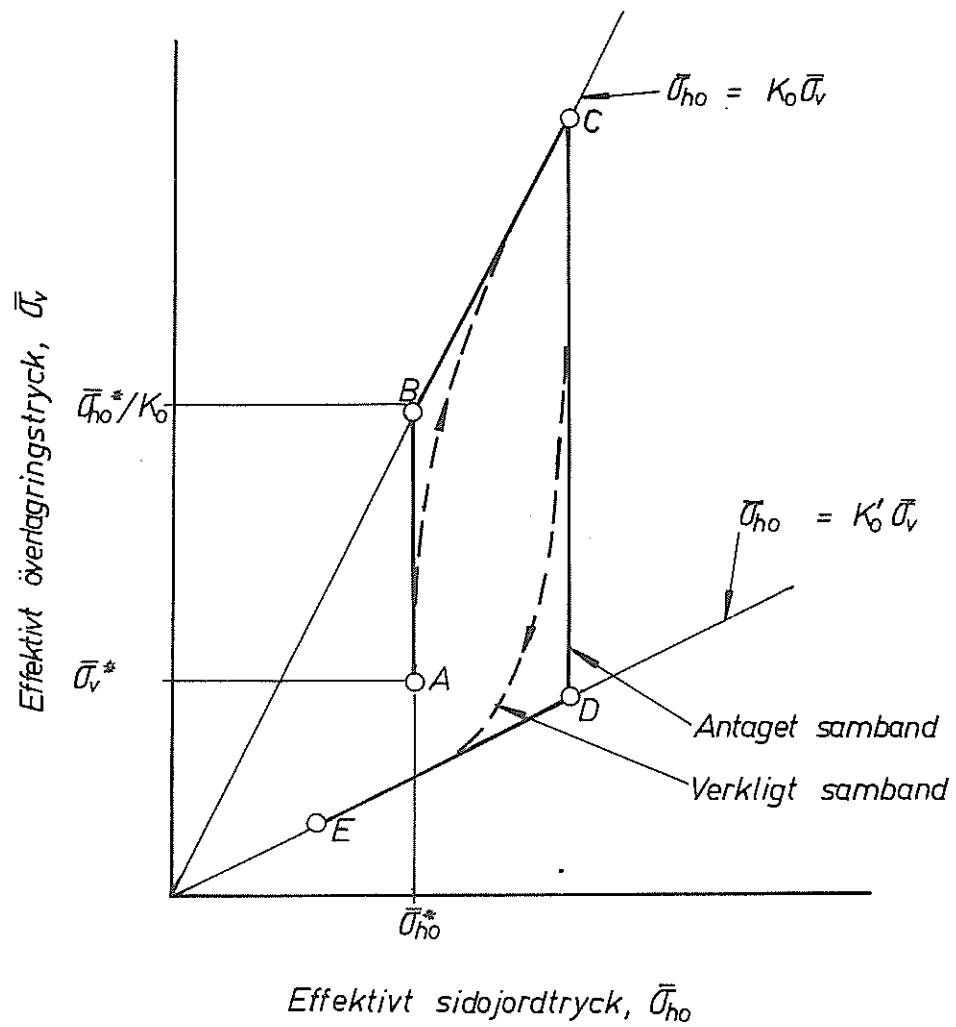


Fig. 1. Jordtryck mot oeftergivlig konstruktion

innan punkt D uppnåtts. Vid ytterligare avlastning antas  $\bar{\sigma}_{ho} = K'_0 \bar{\sigma}_v$ , där  $K'_0$  är en jordtryckskoefficient som troligtvis är en funktion av jordens relativa packningsgrad. Denna jordtryckskoefficient bör vara mindre än den passiva jordtryckskoefficienten motsvarande det största jordtryck som kan utvecklas när väggen rör sig mot jorden. Det bör även påpekas att övergång mellan olika stadier (vid t.ex. B eller D) sker gradvis enligt de streckade samband som visas i fig. 1.

I det följande (Kap. 3, 4 och 5) diskuteras de faktorer som påverkar dels de två jordtryckskoefficienterna  $K_0$  och  $K'_0$ , dels initialjordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}^*$ . Dessutom behandlas i kap. 6, 7 och 8 de jordtryck som verkar mot källarväggar, brolandfästen, kulvertar, ledningar och andra oeftergivliga konstruktioner med utgångspunkt från den beräkningsmetod som föreslås i denna artikel.

### 3. VILOJORDTRYCKSKOEFFICIENTEN $K_0$ VID BELASTNING

Vilojordtryckskoefficienten  $K_0$  beräknas ofta ur elasticitetsläran. Härvid görs antagandena att den omgivande jorden uppför sig som ett idealt elastiskt material med konstant elasticitetsmodul  $E$  och konstant kontraktionstal  $\nu$ . Under dessa förhållanden kan man visa att

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3.1)$$

Vid t.ex.  $\nu = 0,25$ , blir  $K_0 = 0,2$ . En sådan elasticitetsteoretisk beräkningsmetod har beskrivits av bl.a. Forssell (1917), Rinkert (1959) och Plehm (1965).

Emellertid avviker deformationsegenskaperna hos jord avsevärt från dem hos ett idealt elastiskt material med konstant elasticitetsmodul. I allmänhet är den "ekvivalenta" elasticitets-

modul<sup>1)</sup> som erhålls vid belastning av jorden betydligt mindre än den vid avlastning. Dessutom ökar ej jordens deformation linjärt med påförd last när denna är större än cirka halva brottlasten.

Terzaghi (1920) har utfört kompressionsförsök på sand för att experimentellt bestämma vilojordtryckskoefficienten  $K_0$  för detta material. Vid försöken packades sanden i en styv oeftergivlig stålram som förhindrade provets sidoutvidgning. De jordtryck som sedan vid belastning utvecklades inom jordprovet i horisontell och vertikal riktning mättes med tunna metallband, vilka var inlagda horisontellt eller vertikalt och som drogs ut ur provet genom slitsar i stålramen. Den härvid erforderliga kraften antogs vara proportionell mot normaltrycket (jordtrycket) mot stålbanden. Vilojordtryckskoefficienten  $K_0$  antogs sedan motsvara kvoten mellan urdragningskrafterna för de vertikalt respektive horisontalt ställda metallbanden. Vid dessa försök erhöles  $K_0 = 0,42$  vid såväl hög som låg lagringstäthet.

Liknande försök har utförts av Blomkvist (Statens Kommitté för Byggnadsforskning, 1945). För sand erhöles härvid ett horisontellt jordtryck som motsvarade 0,4 à 0,5 gånger vertikalltrycket.

Kjellman & Jakobson (1955) har utvärderat koefficienten  $K_0$  ur kompressionsförsök med SGI:s stora kompressometer  $\varnothing$  500 mm. Vid dessa försök erhöles för singel  $K_0 = 0,51$  à  $0,42$  vid låg relativ lagringstäthet och  $K_0 = 0,48$  à  $0,36$  vid hög relativ lagringstäthet. För makadam erhöles  $K_0 = 0,49$  à  $0,40$  vid låg relativ lagringstäthet, medan  $K_0 = 0,48$  à  $0,42$  uppmättes vid hög relativ lagringstäthet.

---

1) Den "ekvivalenta" elasticitetsmodulen  $E_{ekv}$  definieras som den elasticitetsmodul som beräkningsmässigt erhålls ur ett belastningsförsök när den underliggande jorden antas motsvara ett idealt elastiskt material med konstant elasticitetsmodul.

Man kan se av dessa försöksresultat att materialets relativa packningsgrad har tämligen liten inverkan på de uppmätta  $K_0$ -värdena. Emellertid kan töjningen hos de cirkulära stålringar som omger jordprovet ha påverkat försöksresultaten, så att de uppmätta sidojordtrycken och  $K_0$ -värdena är för låga för de försök som utförts vid relativt hög lagringstäthet.

Liknande kompressionsförsök med förhindrad sidoutvidgning har utförts av Tschebotarioff & Welch (1948) och av Cebertowics & Wedzinski (1958). Tschebotarioff & Welch erhöll för välgraderad sand  $K_0 = 0,5$ . Denna koefficient befanns vara oberoende av sandens relativa lagringstäthet. Emellertid kan friktion längs stålcyklinderns innervägg och sidoutvidgning ha inverkat på försöksresultaten. Cebertowics & Wedzinski erhöll  $K_0 = 0,396$  och  $K_0 = 0,292$  för två olika sandsorter med  $\phi = 30,1^\circ$  resp.  $32,8^\circ$ .

Brooker & Ireland (1965) har beskrivit kompressionsförsök utförda av Hendron för bestämning av  $K_0$  där ödometerringens expansion förhindrats. Vid dessa försök applicerades ett hydrostatiskt tryck mot ödometerringen som var så anpassat att det var lika med det uppmätta sidojordtrycket i provet. Ett högre  $K_0$ -värde erhöles för sand med flisiga partiklar än för sand med rundad kornform. För sand med flisiga partiklar erhöles sambandet  $K_0 = (1 - \sin \phi)$ .

Kjellman (1936 a och 1936 b) bestämde experimentellt koefficienten  $K_0$  med en speciellt konstruerad treaxlig jordprovningssapparat, där de tre huvudspänningarna kunde varieras oberoende av varandra. Härvid erhöles  $K_0 = 0,5$  för en ensgraderad grovsand.

Koefficienten  $K_0$  har även utvärderats experimentellt med konventionell treaxlig apparat (Bishop & Henkel, 1957). Vid dessa försök anpassas det allsidiga trycket (celltrycket) kontinuerligt så att proven ej deformeras i sidled. Denna anpassning kan ske antingen manuellt eller med ett elektroniskt styrt system. Utvärdering av  $K_0$  enligt denna metod har använts

av bl.a. Jänke, Martin & Plehm (1955), Daniel (1957), Bishop (1958), Plehm (1965), Simon (1958) och Bjerrum & al. (1961).

Jänke & al. erhöill härvid för ensgraderad finsand  $K_0 = 0,23$  vid fast lagringstäthet och  $K_0 = 0,34$  vid lös utfyllnad. Bishop uppmätte däremot  $K_0 = 0,46$  och  $K_0 = 0,37$  för löst resp. fast lagrad sand, vilka resultat i stort överensstämmer med Simons. Bjerrum & al. erhöill värden som vid lös lagringstäthet varierade mellan 0,45 och 0,65, vid fast lagringstäthet varierade  $K_0$  mellan 0,25 och 0,42. Daniel erhöill  $K_0 = 0,64$  för torr sand, medan Plehm erhöill  $K_0 = 0,27$  à 0,53. Vid Plehms försök minskade emellertid  $K_0$  med minskat portal.

Dessutom har jordtryckskoefficienten  $K_0$  utvärderats ur modellförsök. Vid mätningar utförda av Terzaghi (1934) med en 1,5 m hög oeftergivlig vägg erhöills på ensgraderad krossad sand  $K_0 = 0,4$  vid lös utfyllnad. Efter packning med handstamp erhöills  $K_0 = 0,6$  à 0,7 vid 15 cm lagertjocklek. Vid jordtrycksmätningar mot en 6,0 m lång och 2,0 m hög oeftergivlig vägg utförda av Jansson, Wickert & Rinkert (1948) och Rinkert (1959) erhöills för makadam  $K_0 = 0,34$ . Motsvarande  $K_0$ -värde för singel var 0,30. Danida (1963) har även uppmätt  $K_0$  ur modellförsök. Härvid placerades sand i en styv oeftergivlig trälåda (0,61 x 0,58 x 0,39 m). Vid dessa försök erhöills  $K_0 = 0,734$ .

Koefficienten  $K_0$  har även beräknats ur pressiometerförsök (Menard, 1963). Härvid erhöill Ohsaki & Kobayashi (1966)  $K_0 = 1,15$  för sand och  $K_0 = 1,70$  för grus. Denna metod för bestämning av  $K_0$  förefaller vara mycket osäker för friktionsmaterial eftersom mycket små rörelser i jorden förorsakar stora ändringar av sidojordtrycket. Även den stora spridningen hos de av Ohsaki & Kobayashi rapporterade försöksresultaten visar att dessa värden är osäkra.

Även skiktens lutning i en fyllning påverkar koefficienten  $K_0$ . När skikten i fyllnadsmaterialet utlades löst vid de av Jansson & al. (1948) och Rinkert (1959) utförda undersökningarna med

lutning mot resp. från den oeftergivliga muren erhölls  $K_0 = 0,220$  och  $K_0 = 0,276$ . Vid dessa försök var fyllningens överyta horisontell.

De experimentellt bestämda värdena av koefficienten  $K_0$  förutsätter som regel, att markytan bakom den oeftergivliga väggen är horisontell och att väggen är vertikal och friktionslös. Emellertid har Terzaghi (1925), Nissen (1963) och Berger (1966) behandlat hur koefficienten  $K_0$  påverkas av en lutande markyta.

När en markyta lutar vinkeln  $\beta$  mot en oeftergivlig mur, har Nissen härvid föreslagit, att normaltrycket mot muren beräknas ur ekvationen

$$\bar{\sigma}_{ho} = \bar{\gamma}z (1 - \sin \varnothing)(1 + \sin \beta) \quad (3.2)$$

och härvid antagit att motsvarande skjuvspänning  $\tau_{ho}$  längs muren varierar enligt

$$\tau_{ho} = \bar{\sigma}_{ho} \operatorname{tg} \beta \quad (3.3)$$

Berger har föreslagit att den vilojordtryckskoefficient som gäller för en horisontell yta skall vid lutande yta multipliceras med faktorn  $(1 + \operatorname{tg} \beta)$  eller  $(1 + 0,5 \operatorname{tg} \beta)$  beroende på vilka antaganden som görs vid beräkningarna.

Vilojordtryck vid lutande markyta och lutande muryta har behandlats av bl.a. Lundgren & Brinch Hansen (1958).

Denna sammanställning visar att ett tämligen stort antal undersökningar har utförts för utvärdering av jordtryckskoefficienten  $K_0$ . Resultaten från de olika undersökningarna stämmer inbördes ej särskilt väl överens. Dessa skillnader kan förklaras av de ytterligt små deformationer som erfordras för att jordtrycket skall ändras t.ex. från vilojordtryck till aktivt jordtryck. De flesta försök bekräftar dock att koefficienten  $K_0$  för friktionsmaterial kan uppskattningsvis beräknas ur följande

ekvation som först föreslagits av Jaky (1948).

$$K_0 = (1 - \sin \varnothing) \quad (3.4)$$

där  $\varnothing$  är materialets inre friktionsvinkel såsom den utvärderats ur dränerade treaxliga eller direkta skjuvförsök. Emellertid anger Terzaghi (1926) att  $K_0 = 0,40$  à  $0,45$  och  $K_0 = 0,45$  à  $0,50$  bör användas vid beräkning av vilojordtryck vid hög resp. låg lagringstäthet. Schultze & Muhs (1950) rekommenderar  $K_0 = 0,40$  à  $0,65$  medan  $K_0$  enligt Terzaghi & Peck (1948) varierar mellan  $0,4$  vid lös utfyllnad och  $0,5$  vid hög relativ lagringstäthet. Emellertid påpekar Terzaghi & Peck att denna koefficient kan öka till  $0,8$  när fyllnadsmaterialet packas. Tschobotarioff (1951) rekommenderar  $K_0 = 0,5$  oberoende av packningsgrad och Lundgren & Brinch Hansen (1958) anger att  $K_0 = 0,4$  à  $0,5$  för sand. Teng (1963) och Scott (1963) anger att  $K_0 = 0,35$  à  $0,60$  resp.  $K_0 = 0,6$  à  $1,0$  bör användas vid beräkningar, medan Sowers & Sowers (1961) rekommenderar värdet  $0,6$  för löst lagrad sand eller grus och  $0,4$  vid hög relativ lagringstäthet.

Viljordtryckskoefficienten  $K_0$  är troligtvis ej konstant utan påverkas dessutom av krypning i jorden. Haryu & Menjo (1961) har föreslagit att  $K_0$  beräknas ur de reducerade hållfasthetsparametrarna  $f_1/\varnothing$  och  $f_2/c$ , där  $f_1$  och  $f_2$  är reduktionsfaktorer. För en siltig lera (Kanto loam) har författarna föreslagit värdena  $0,9$  à  $1,0$  för  $f_1$  och  $0,4$  à  $0,6$  för  $f_2$ . Emellertid redogör ej författarna för hur dessa värden erhållits. Ej heller finns rekommendationer för hur  $f_1$  och  $f_2$  skall beräknas för friktionsmaterial.

#### 4. VILOJORDTRYCKSKOEFFICIENTEN $K'_0$ VID AVLASTNING

Det kvarstående sidojordtryck som erhålls vid belastning är i allmänhet betydligt mindre än det som erhålls efter på- och avlastning till samma nivå. Detta förhållande medför att jordtryckskoefficienten  $K'_0$ , som uttrycker det kvarstående sidojordtrycket efter avlastning i förhållande till överlagringstrycket, blir

betydligt större än koefficienten  $K_0$ .

Mätningar utförda av Kjellman (1936 a, 1936 b) har visat att  $K_0'$  ökar med ökad avlastning. Vid full avlastning erhöles  $K_0' = 1,5$  för ensgraderad grovsand. Treaxliga försök med förhindrad sidoutvidgning utförda av Jänke, Martin & Plehm (1955) visar att vid hög lagringstäthet är minskningen av sidojordtrycket liten vid avlastning till dess att sidojordtrycket är approximativt lika med det påförda vertikalktrycket ( $K_0' = 1,0$ ). Vid ytterligare avlastning minskade sidojordtrycket approximativt linjärt med vertikalktrycket. Av Brooker & Ireland ur kompressionsförsök utvärderat  $K_0'$  visar att förbelastning har stor inverkan på denna koefficient som vid försöken ökade med ökad förbelastningskvot<sup>1)</sup>. Vid kvoten 32 erhöles  $K_0' = 2,2$ .

De tidigare nämnda mätningarna av jordtryck mot en 2,0 m hög, oeftergivlig vägg av Jansson, Wickert & Rinkert (1948) och Rinkert (1959) visade att efter avlastning kvarstod 60 till 69 % av den tryckökning mot väggen som förorsakats av den påförda belastningen. När överlasten ånyo påfördes, var motsvarande tryckökning mycket liten. Fyllnadsmaterialet bestod vid dessa försök av ensgraderad krossad sten som hade placerats i lager utan packning. Systematiska försök utfördes där lagren lutade dels från, dels mot den oeftergivliga väggen.

Mätningarna av Jansson & al. (1948) har även visat att vilojordtrycket kan avta något med tiden. Efter två månader hade jordtrycket för en fyllning av ensgraderad krossad sten minskat med 5 % från det jordtryck som uppmättes omedelbart efter placering av fyllnadsmassorna.

Sammanfattningsvis kan nämnas att försöksresultat visar att  $K_0'$  kan närma sig den jordtryckskoefficient som motsvarar

---

1) Ett jordprov är förbelastat när det först belastas med trycket  $\bar{\sigma}_m$  och därefter avlastas till  $\bar{\sigma}_1$ . Motsvarande förbelastningskvot är lika med  $\bar{\sigma}_m/\bar{\sigma}_1$ .



passivt jordtryck enligt Rankine. Ytterligare försöksresultat erfordras dock innan koefficienten  $K'_0$  kan utvärderas med säkerhet. Emellertid kan  $K'_0$  främst antas vara beroende av materialets relativa packningsgrad och hållfasthetsegenskaper (inre friktionsvinkel). Det föreslås att koefficienten  $K'_0$  (innan ytterligare mätvärden finns tillgängliga) beräknas ur ekvationen

$$K'_0 = 1/K_0 \quad (4.1)$$

där  $K_0 = 1 - \sin \phi$ .

#### 5. INITIALJORDTRYCKET $\bar{\sigma}_{ho}^{\#}$

Initialjordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}^{\#}$  beräknas i regel med hjälp av en initialkoefficient  $K_0^{\#}$  enligt ekvationen

$$\bar{\sigma}_{ho}^{\#} = K_0^{\#} \bar{\sigma} \quad (5.1)$$

Härvid antas att initialjordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}^{\#}$  är proportionellt mot motsvarande effektiva överlagringstryck. Emellertid kan  $K_0^{\#}$  variera mellan  $K_0$  och  $K'_0$  såsom visas i det följande. Denna koefficient är dock beroende av fyllnadsmaterialets hållfasthetsegenskaper och den metod som används vid placering och packning av fyllningen.

#### Försöksresultat

Initialjordtrycket mot oeftergivliga konstruktioner och koefficienten  $K_0^{\#}$  har utvärderats med fullskaleförsök av bl.a. Muhs (1947), Sowers & al. (1957) och av Broms & Ingelson (1967) enligt nedan.

Muhs har med hjälp av jordtrycksdosor uppmätt initialjordtrycket mot en oeftergivlig, 24,2 m hög yttervägg till en industribyggnad.

Byggnaden uppfördes på botten av en öppen, cirka 20 m djup schakt. Återfyllningen kring byggnaden skedde med ensgraderad sand som utan packning tippades från kanten av urschaktningen. Det uppmätta initialjordtrycket motsvarade  $K_0^{\text{sk}} = 0,402$  med undantag av den understa mätdosraden.

Vid de av Sowers & al. utförda mätningarna av initialjordtryck mot en styv oeftergivlig vägg var väggens höjd 1,5 m och längd 2,4 m. Bakfyllningen bestod av ensgraderad torr resp. fuktig sand. Materialet placerades antingen löst utfyllt utan packning eller packades i 10 cm skikt med en tryckluftdriven stamp. Vid lös utfyllning var det uppmätta jordtrycket mot väggen mindre än beräknat aktivt jordtryck enligt Rankine för både fuktig och torr sand. Denna skillnad kan förklaras av att väggfriktionen försummas vid beräkning av jordtrycket enligt Rankine.

Väggfriktionen förorsakar beräkningsmässigt en minskning av det aktiva jordtrycket med cirka 30 %. Dessutom var det uppmätta jordtrycket större för den torra sanden än för den fuktiga, löst utfyllda sanden beroende på kapillärspänningar (falsk kohesion) som uppträder i fuktig sand.

Vid packning var däremot det uppmätta initialjordtrycket större i det fuktiga materialet än i det torra. I det fuktiga materialet närmade sig initialjordtrycket passivt jordtryck enligt Rankine.

Jordtrycksmätningar som utförts vid en ca 152,5 m lång platt-rambro med en 4,0 m hög frontmur (Broms & Ingelson, 1967) har visat att stora initialjordtryck utbildats vid packning av fyllnadsmaterialet bakom frontmurarna. Det uppmätta jordtrycket motsvarade värdet 2,0 på jordtryckskoefficienten  $K_0^{\text{sk}}$ . Fyllnadsmaterialet, som bestod av ensgraderad sand packades med 3,5 tons vibrationsvält. Mätning av jordtrycket vid olika fyllningshöjder visade att jordtrycket ej ökade vid en ökning av fyllningshöjden utan sidosjordtrycket mot frontmuren var approximativt lika med initialjordtrycket efter packning. När fyllnadsmassorna utfyllts till full höjd var jordtrycket approximativt konstant

längs frontmuren. (Det jordtryck som mättes längs murens mitt var dock något större än det som erhöles längs murens övre och nedre kant.)

Ovanstående försöksresultat visar att både packningsmetod och packningsvattenhalt för friktionsmaterial har stor inverkan på initialjordtrycket och jordtryckskoefficienten  $K_0^{\text{st}}$ . Dessutom inverkar troligtvis även jordens hållfasthetsegenskaper (inre friktionsvinkel), så att vid packning ett högre initialjordtryck erhålls vid hög än vid låg inre friktionsvinkel hos fyllnadsmaterialet. Dessutom visar Muhs försök att vid lös utfyllnad utan packning erhålls ett initialjordtryck som motsvarar vilojordtryckskoefficienten  $K_0$ , dvs.  $K_0^{\text{st}} = K_0$ .

#### Beräkning av initialjordtryck av olika packningsredskap

Det sidojordtryck som erhålls mot en stel oeftergivlig och friktionslös vägg av en yttre last beräknas ofta ur elasticitetsteorien. Härvid blir det beräknade jordtrycket mot väggen dubbelt så stort som det som erhålls ur Boussinesqs spänningsekvation.

Emellertid blir sidojordtrycket troligtvis mindre än det som erhålls ur Boussinesqs spänningsekvation på grund av att den vägg som antas vara styv, oeftergivlig och friktionslös i själva verket är något eftergivlig och har viss friktion, att jordens deformation ej är proportionell mot tryckökningen i jorden och att elasticitetsmodulen för friktionsmaterial ökar med ökat avstånd under markytan. Dessutom är den elasticitetsmodul som motsvarar återfjädringen av jorden vid avlastning betydligt större än den som erhålls vid belastning. I det följande görs därför antagandena att initialjordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}^{\text{st}}$  ej kan vara mindre än  $K_0 \bar{\sigma}_v^{\text{st}}$  eller större än  $K'_0 \bar{\sigma}_v^{\text{st}}$ , där  $\bar{\sigma}_v^{\text{st}}$  är vertikaltrycket (överlagringstrycket) i jorden, och att  $K_0$  och  $K'_0$  är vilojordtryckskoefficienter som motsvarar belastning resp. avlastning såsom tidigare nämnts i kap. 3 och 4. Dessa antaganden leder till att det beräknade initialjordtrycket blir något större än det verkliga,

kvarstående initialjordtrycket.

Med hjälp av koefficienterna  $K_0$  och  $K'_0$  kan sambandet mellan överlagringstryck  $\bar{\sigma}_v^{\#}$  och motsvarande sidojordtryck  $\bar{\sigma}_{ho}^{\#}$  beräknas såsom visas i fig. 2 och 3. Det bör påpekas att en liknande metod har föreslagits av Rowe (1954) för beräkning av det initialjordtryck som kvarstår efter packning av en fyllnadsmassa.

I fig. 2 visas sidojordtrycket för en punkt som är belägen nära markytan på avståndet  $z'$  under markytan. Avståndet  $z'$  antas vara mindre än det kritiska avståndet  $z_{kr}$  såsom det definieras i det följande. Vid utläggning av fyllnadsmassorna motsvaras jordtrycket mot en oeftergivlig vägg före packning av punkt  $A'$ . Motsvarande effektiva överlagringstryck är  $\bar{\sigma}_v'$ . Punkt  $A'$  kommer troligtvis att vara belägen längs linjen  $O - B'$  (fig. 2), om fyllnadsmaterialet läggs ut i horisontella lager utan packning. När materialet tippas och fyllningens överyta lutar mot den oeftergivliga väggen, kommer jordtrycket att vara något större än det som motsvaras av koefficienten  $K_0$  såsom påpekats i kap. 3.  $A'$  kommer i detta fall att vara belägen till höger om linjen  $O - C'$ .

Vid packning i lager ökar det effektiva vertikalktrycket i fyllnadsmassan till  $(\bar{\sigma}_v')_{max}$ . Det har här antagits att det maximala vertikalktrycket även intill en oeftergivlig vägg kan uppskattas ur Boussinesqs spänningsekvation (Forsblad, 1963). Motsvarande maximala sidojordtryck kan sedan beräknas ur ekvationen  $\bar{\sigma}_{ho} = K_0 (\bar{\sigma}_v')_{max}$ . Det maximala vertikala jordtrycket  $(\bar{\sigma}_v')_{max}$  är beroende av dels packningsredskapets totala vikt, dels kontakttrycket mellan packningsredskap och underliggande jord. Närmast markytan är  $(\bar{\sigma}_v')_{max}$  främst beroende av kontakttrycket mellan packningsredskap och underliggande jord, medan vertikalktrycket på större djup främst är beroende av packningsredskapets effektivvikt<sup>1)</sup>.

---

1) Ett packningsredskaps effektivvikt svarar mot det maximala kontakttryck som utvecklas mellan packningsredskap och underliggande jord.

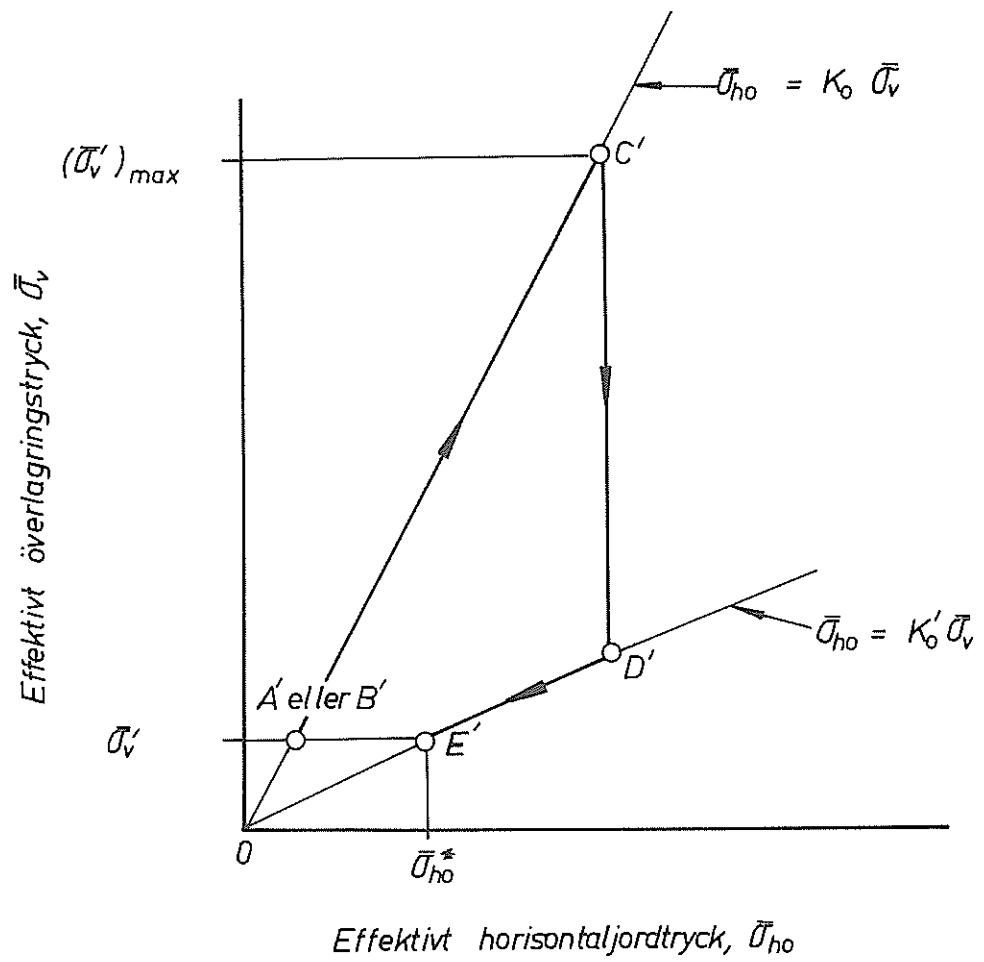


Fig. 2. Initialjordtryck vid packning ( $z' \leq z_{kr}$ )

Vid vibrering är packningsredskapets effektivvikt större än redskapets totalvikt. Anpassas vibrationsförmågan så att packningsredskapet är på gränsen att lyftas från underlaget, såsom är fallet vid vibrationsvältar, är packningsredskapets effektivvikt teoretiskt dubbelt så stor som dess totalvikt.

Jordtrycksmätningar av vertikaltrycket under olika packningsredskap har utförts bl.a. av Whiffin (1954). Det maximalt uppmätta jordtrycket ökade med ökad packningsgrad. Den 2,5 tons vibrationsvält som användes vid dessa försök resulterade i ett maximalt uppmätt jordtryck som vid vibrering var dubbelt så stort som det jordtryck som erhöles vid statisk belastning utan vibrering.

Forsblad (1963) har även utfört jordtrycksmätningar vid olika packningsredskap och vid en fritt fallande vikt. Mätningarna utfördes i sand på varierande djup under markytan. När jordmaterialet var väl packat, stämde de uppmätta jordtrycken väl överens med dem som erhöles ur Boussinesqs spänningsekvation. Vid lös utfyllnad var däremot de uppmätta jordtrycken lägre än motsvarande beräknade jordtryck i likhet med de mätningar som utförts av Whiffin (1954).

I det följande görs därför antagandena att vertikaltrycket i jorden vid packning kan beräknas ur Boussinesqs spänningsekvation och att motsvarande jordtryck mot en oeftergivlig vägg är lika med  $K_0(\bar{\sigma}_v)_{\max}$ . När vertikaltrycket under packningen ökar till  $(\bar{\sigma}'_v)_{\max}$  (punkt C' fig. 2) antas sidojordtrycket således öka i förhållande till jordtryckskoefficienten  $K_0$  och bli lika med  $K_0(\bar{\sigma}'_v)_{\max}$ .

När packningsredskapet avlägsnas, minskar vertikaltrycket i jorden från  $(\bar{\sigma}'_v)_{\max}$  till ursprungsvärdet  $\bar{\sigma}'_v$ . Samtidigt sker en viss minskning av sidojordtrycket. Denna minskning antas emellertid vara liten mellan C' och D' till dess att  $\bar{\sigma}_{ho} = K'_0 \bar{\sigma}'_v$  och  $\bar{\sigma}_v = K_0(\bar{\sigma}'_v)_{\max}/K'_0$  beroende på att  $\bar{\sigma}_{ho} = K_0 \bar{\sigma}_v$  i enlighet med utförda mätningar. Sidojordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}$  antas minska mellan D' och E' i fig. 2 enligt  $\bar{\sigma}_{ho} = K'_0 \bar{\sigma}'_v$  när  $\bar{\sigma}_v$  är mindre än  $K_0(\bar{\sigma}'_v)_{\max}/K'_0$ . I detta fall är det kvarvarande initialjordtrycket

$\bar{\sigma}_{ho}''$  beroende av effektiva vertikalktrycket  $\bar{\sigma}_v'$  och således av tjockleken hos de packade lagren. Sambandet mellan överlagringsstryck och sidojordtryck för en punkt A'' belägen på ett tämligen stort avstånd under markytan visas i fig. 3. Härvid antas att avståndet  $z''$  från denna punkt till markytan är större än det kritiska djupet  $z_{kr}$  och att motsvarande effektiva vertikalktryck  $\bar{\sigma}_v''$  är större än jordtrycket  $\bar{\sigma}_v'$  som visas i fig. 2. Vid packning ökar det effektiva överlagringsstrycket på motsvarande sätt till  $(\bar{\sigma}_v'')_{max}$  och sidojordtrycket till  $K_o(\bar{\sigma}_v'')_{max}$ . Det maximala överlagringsstrycket  $(\bar{\sigma}_v'')_{max}$  är dock mindre än  $(\bar{\sigma}_v')_{max}$  på grund av att avståndet  $z''$  till markytan är större än  $z'$ . När packningsredskapet avlägsnas, minskas vertikalktrycket i jorden till  $\bar{\sigma}_v''$ . Motsvarande minskning av sidojordtrycket antas vara liten (mellan C'' och D'') på grund av att vertikalktrycket är större än  $(\bar{\sigma}_v'')_{max}/K_o'$ . I detta fall när  $z$  är större än  $z_{kr}$  bestäms det horisontella initialtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}''$  av det maximala överlagringsstrycket  $(\bar{\sigma}_v'')_{max}$ . I det fall när  $z$  är mindre än  $z_{kr}$  bestäms däremot sidojordtrycket som tidigare nämnts av det kvarstående överlagringsstrycket  $\bar{\sigma}_v'$ .

Vid det kritiska djupet är  $\bar{\sigma}_v' = (\bar{\sigma}_v')_{max} K_o/K_o'$ . Detta djup kan således beräknas ur ekvationen

$$z_{kr} = \frac{(\bar{\sigma}_v')_{max} K_o}{\bar{\gamma} K_o'} \quad (5.2)$$

eftersom  $\bar{\sigma}_v' = \bar{\gamma} z_{kr}$ . Med hjälp av de samband mellan överlagringsstryck och sidojordtryck som beskrivs i detta avsnitt kan det initialjordtryck som erhålls mot en oeftergivlig konstruktion med olika packningsredskap beräknas. I fig. 4 - 9 visas exempel på den fördelning av initialjordtrycket som erhålls vid packning med slätvält, vibrationsvält och vibratorplatta.

### 10,2 tons vibrationsvält

I fig. 4 a visas med 1 - 3 den troliga jordtrycksfördelningen mot en oeftergivlig vägg under packning när denna utförs med en 10,2 tons slätvält vid nivå A. Detta jordtryck som antas vara

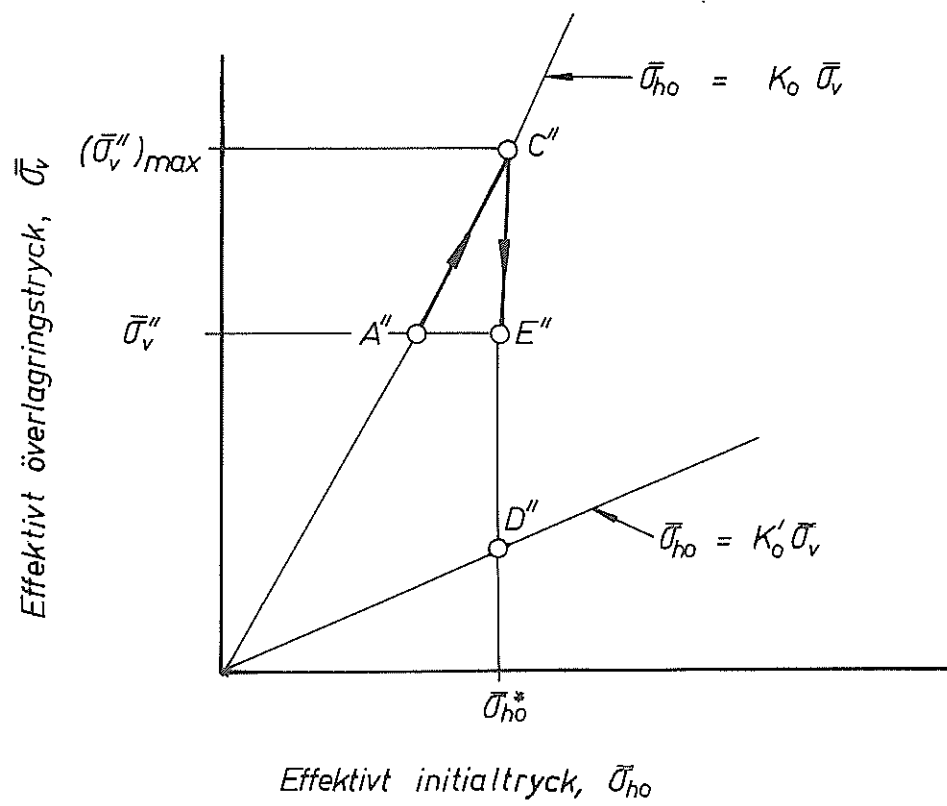


Fig. 3. Initialjordtryck vid packning ( $z'' > z_{kr}$ )



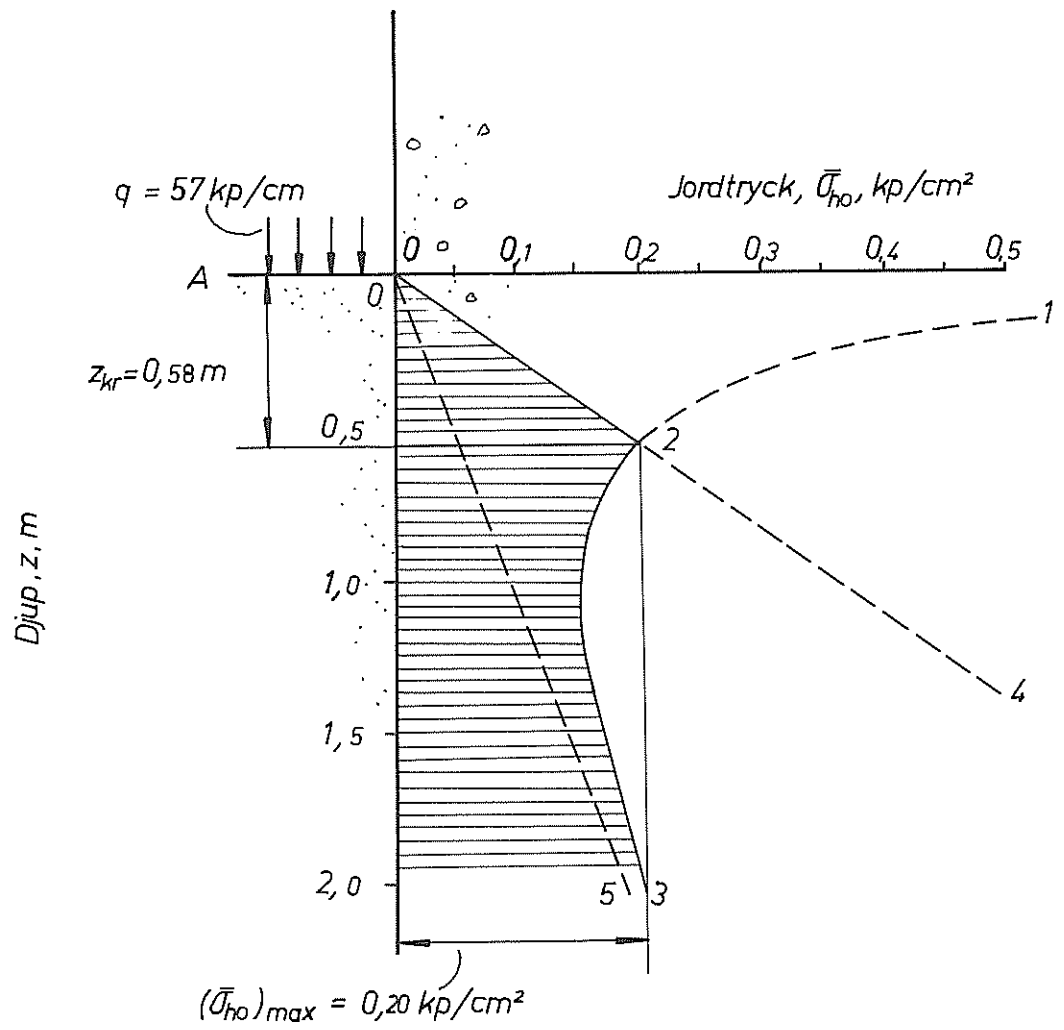


Fig. 4a. Jordtrycksfördelning vid packning med 10,2 tons slätvält. Ett skikt

lika med  $K_0(\bar{\sigma}_v)_{\max}$ , där  $(\bar{\sigma}_v)_{\max}$  är maximalt vertikalt jordtryck i jorden. Detta jordtryck är lika med summan av jordens egen vikt och den ökning av vertikaltrycket som förorsakas av packningsredskapet. Jordtryckskoefficienten  $K_0$  har vid dessa beräkningar antagits vara 0,5 motsvarande en inre friktionsvinkel  $\phi = 30^\circ$  eftersom  $K_0 = 1 - \sin \phi$ . Vidare har antagits att jordens våta skrymdensitet  $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ .

Den jordtrycksfördelning som visas i fig. 4 a med 1 - 3 svarar således mot  $(\bar{\sigma}'_v)_{\max}$  och  $(\bar{\sigma}''_v)_{\max}$  i fig. 2 resp. 3. Man kan se att det sidojordtryck som erhålls vid packning är störst närmast markytan. Detta sidojordtryck minskar med ökat avstånd under markytan enligt Boussinesqs spänningsekvation.

Efter packning antas jordtrycket minska mot väggen endast på de nivåer där avståndet  $z$  till markytan är mindre än  $z_{kr}$ . Denna minskning är förhållandevis stor nära markytan där det maximalt kvarvarande jordtrycket 0 - 4 (som kan beräknas ur  $\bar{\sigma}_{ho} = \bar{\sigma}_v/K'_0$ ) är betydligt mindre än det jordtryck som erhålls vid packning då  $K'_0 = 2,0$ . Härvid antas att kapillärspänningarna i jorden (vid låg vattenhalt hos det packade materialet) är små. När kapillärspänningarna i jorden är höga (vid falsk kohesion), kan emellertid det kvarstående jordtrycket bli betydligt större än som svarar mot  $\bar{\sigma}_{ho} = \bar{\sigma}_v/K'_0$ .

Under det kritiska djupet  $z_{kr}$  (det som motsvarar punkt 2) minskar sidojordtrycket mot väggen endast i ringa utsträckning när packningen slutförts och packningsredskapet avlägsnats. Det då kvarstående jordtrycket svarar mot sambandet 0 - 2 (fig. 4 a) över det kritiska djupet och under det kritiska djupet av 2 - 3. Sambandet 0 - 5 visar det sidojordtryck som förorsakas av jordens egenvikt.

I fig. 4 b visas motsvarande jordtrycksfördelning när packning sker vid nivå E. Det förutsätts här att jorden redan packats vid nivåerna A, B, C och D. Beräkningarna har utförts vid en tjocklek av 50 cm hos de packade lagren. Under packningen vid

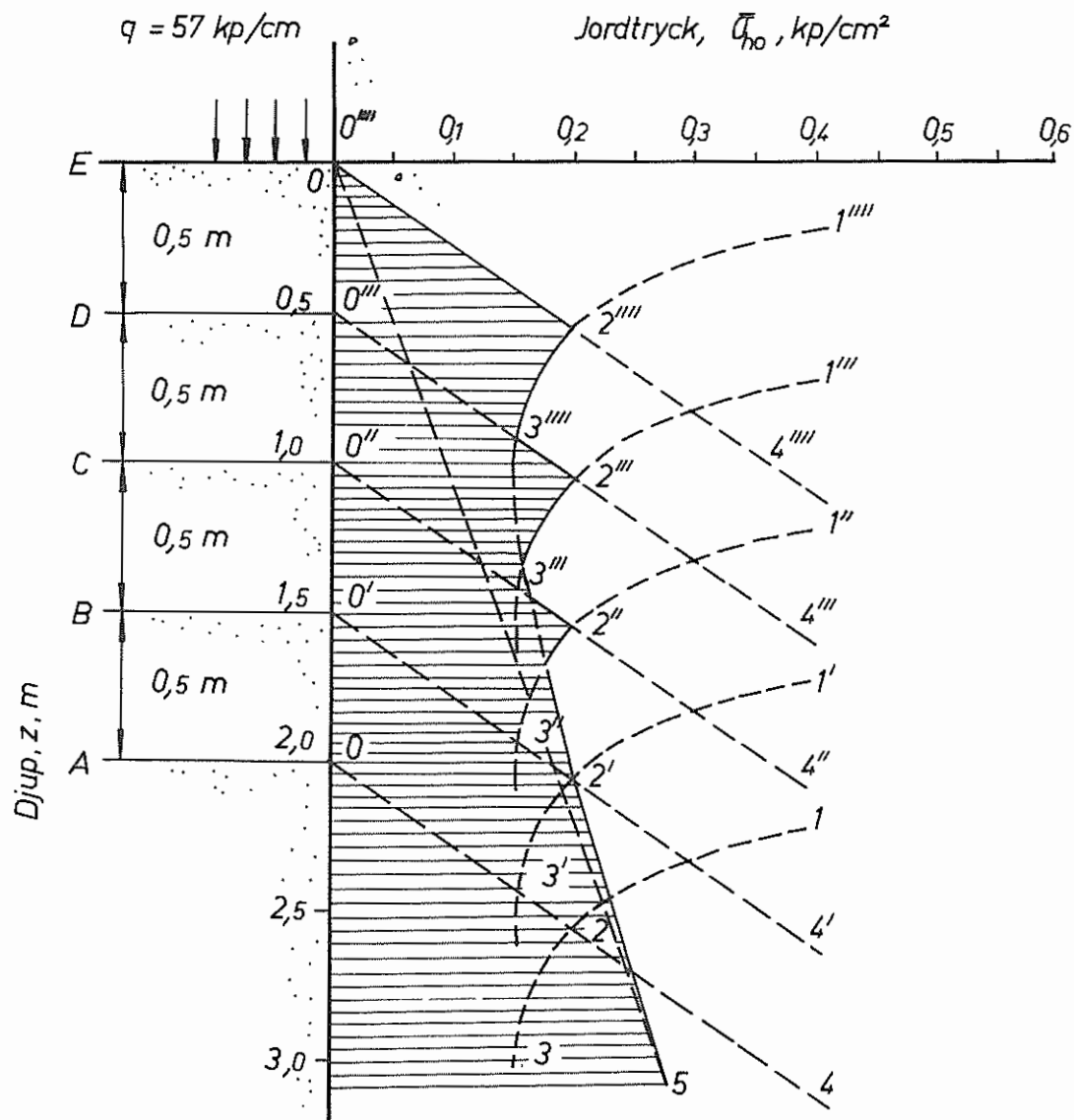


Fig. 4b. Jordtrycksfördelning vid packning med 10,2 tons slätvält. Flera skikt

nivå E erhålls det jordtryck som motsvaras av 1''' - 3'''. När packningsredskapet avlägsnas kommer jordtrycket 0''' - 2''' att kvarstå över det kritiska djupet  $z_{kr}$ . Under det kritiska djupet motsvarades det kvarstående jordtrycket av 2''' - 3'''. Efter packning vid nivåerna A, B, C, D och E erhålls således den jordtrycksfördelning som visas streckad i fig. 4 b. Denna figur visar vidare att det största jordtrycket erhålls vid det kritiska djupet  $z_{kr}$  i punkterna 2''', 2''' och 2'', medan de minsta jordtrycken utvecklas i punkterna 3''' och 3'''. Man kan emellertid se att det beräknade kvarstående jordtrycket närmast under det kritiska djupet är i stort sett konstant och ej ökar med ökat avstånd under markytan. Detta medför att jordtryckskoefficienten  $K_0^{\text{eff}}$  minskar under det kritiska djupet med ökat avstånd under markytan. Samma slutsats har dragits av Rowe (1954) ur resultat från kompressiometerförsök.

Det jordtryck som rekommenderas av författaren vid dimensionering av oeftergivliga väggar där den framförbyggande jorden packas i lager med 10,2 tons slätvält visas i fig. 4 c. Härvid antas att horisontaljordtrycket ned till kritiskt djup  $z_{kr}$  motsvaras av  $\bar{\sigma}_{ho} = K_0^i \bar{\sigma}_v$  och att jordtrycket under denna nivå är konstant ned till ca 2,2 m under marknivån. Detta konstanta jordtryck antas vara lika med  $0,20 \text{ kp/cm}^2$ , dvs. det jordtryck som erhålls vid  $z_{kr}$ .

### 3,3 tons vibrationsvält

I fig. 5 a visas med 1 - 3 det sidjordtryck som utbildas mot en oeftergivlig vägg vid packning med 3,3 tons vibrationsvält. Jordtrycket har beräknats på samma sätt som för en 10,2 tons slätvält ur ekvationen  $\bar{\sigma}_{ho} = K_0 (\bar{\sigma}_v)_{\text{max}}$ . Fördelningen av vertikalt trycket  $(\bar{\sigma}_v)_{\text{max}}$  har beräknats ur Boussinesqs spänningsekvation. Vibrationsvältens effektivvikt har antagits vara dubbelt så stor som vältens totalvikt i enlighet med resultat från jordtrycksmätningar utförda av Forssblad (1963). Maximalt möjligt jordtryck (0 - 4) har på liknande sätt som beskrivits

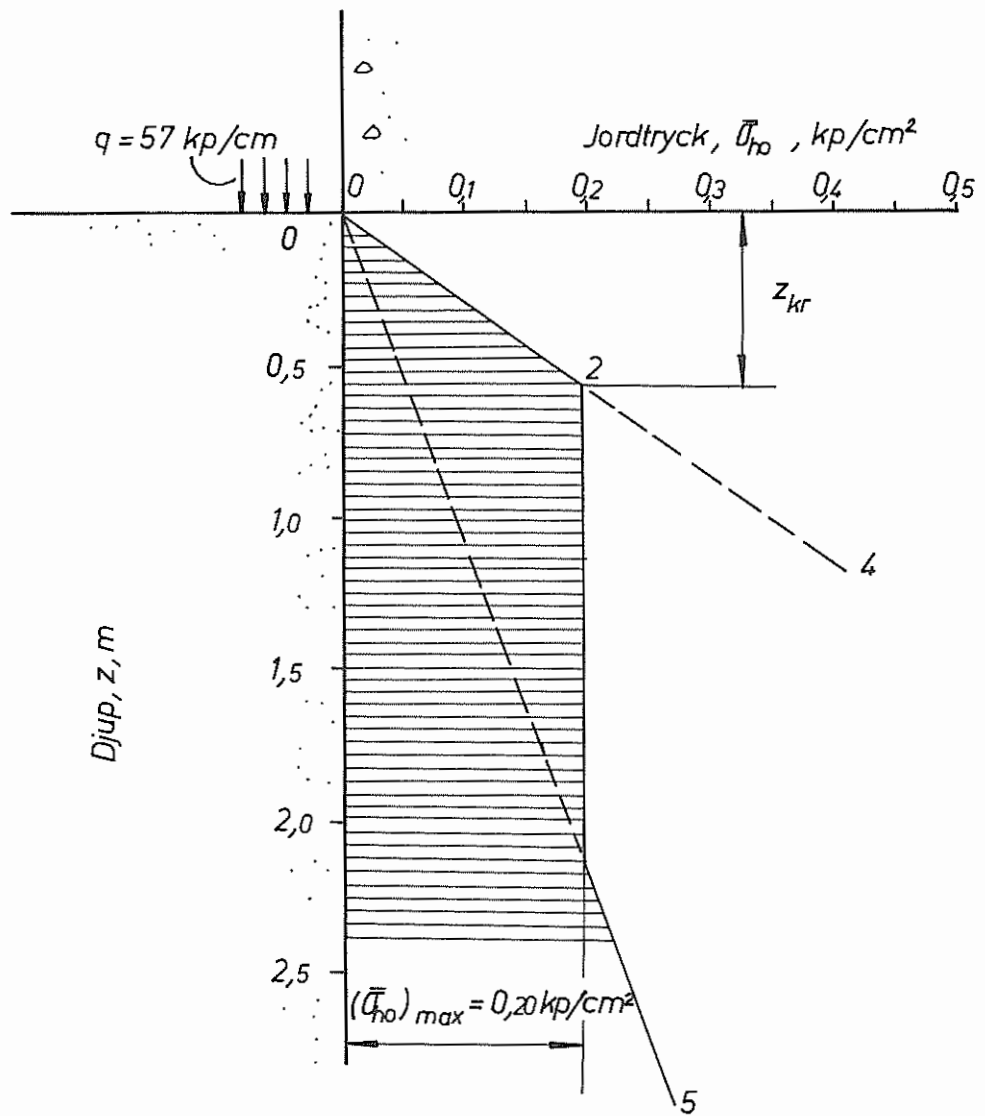


Fig. 4c. Föreslagen jordtrycksfördelning vid dimensionering efter packning med 10,2 tons slätvält

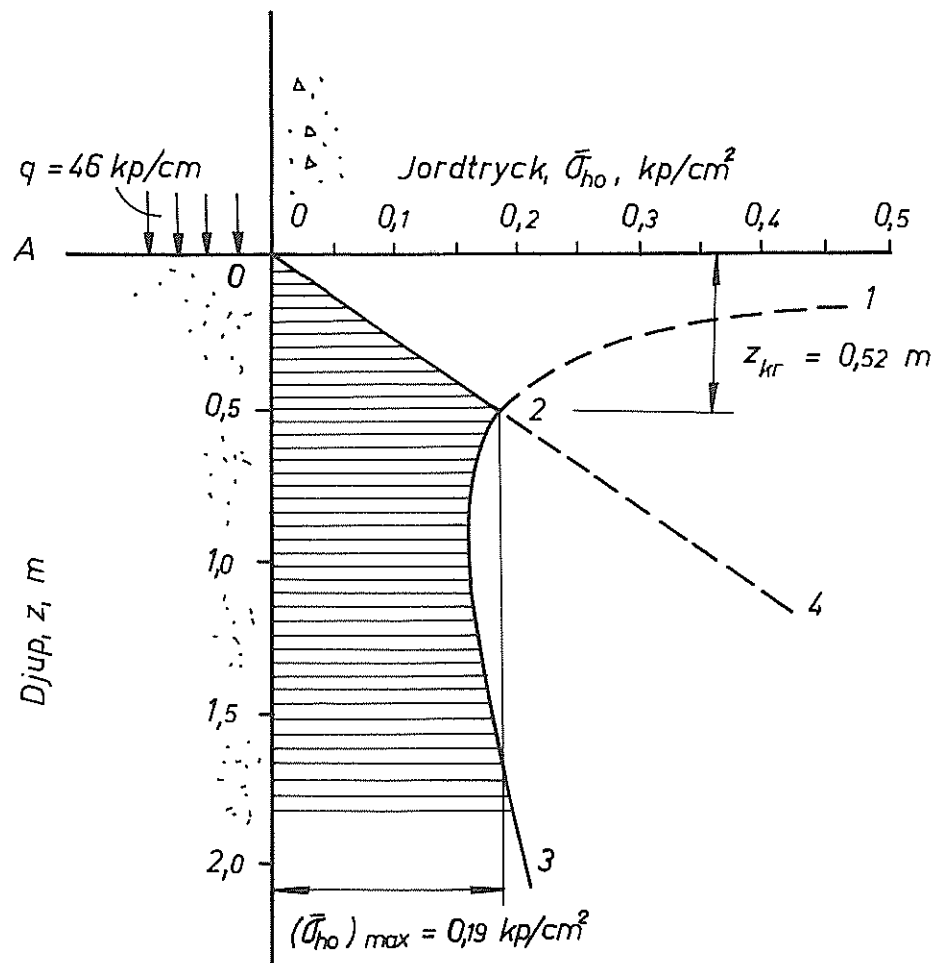


Fig. 5a. Jordtrycksfördelning vid packning med 3,3 tons vibrationsvält. Ett skikt

ovan beräknats ur  $\bar{\sigma}_{ho} = K'_o \bar{\sigma}_v$ , där  $\bar{\sigma}_v = \bar{\gamma}z$ . Det sidojordtryck  $0,19 \text{ kp/cm}^2$  som erhålls vid det kritiska djupet  $0,52 \text{ m}$  (Fig. 5 a) är i detta fall något mindre än det ( $0,20 \text{ kp/cm}^2$ ) som beräkningsmässigt erhöles vid packning med  $10,2$  tons slätvält.

Det kvarstående sidojordtryck som erhålls vid lagertjockleken  $0,5 \text{ m}$  visas i fig. 5 b under antagande att packning skett vid nivåerna A, B, C och D. Sidojordtrycket under själva packningen motsvaras vid de olika nivåerna av  $1 - 3$ ,  $1' - 3'$ ,  $1'' - 3''$  resp.  $1''' - 3'''$  och maximalt möjligt lateraljordtryck av  $0 - 4$ ,  $0' - 4'$ ,  $0'' - 4''$  resp.  $0''' - 4'''$ . Jordtrycket vid det kritiska djupet  $z_{kr}$  motsvaras av  $2$ ,  $2'$ ,  $2''$ ,  $2'''$ . Man kan se att det kvarstående jordtrycket, som motsvarar den streckade ytan i fig. 5 b, ökar något med minskad lagertjocklek eftersom avståndet mellan punkterna  $2$ ,  $2'$ ,  $2''$  och  $2'''$  minskar med minskad lagertjocklek.

Det jordtryck som rekommenderas av författaren vid dimensionering av brolandfästen, styva källarmurar och andra oeftergivliga konstruktioner när fyllningen packas med  $3,3$  tons vibrationsvält visas i fig. 5 c. Jordtrycket antas öka linjärt med ökat avstånd under markytan ned till det kritiska djupet enligt  $\bar{\sigma}_{ho} = K'_o \bar{\sigma}_v$ . Under det kritiska djupet antas jordtrycket vara konstant ( $0,19 \text{ kp/cm}^2$ ) ned till  $2,2 \text{ m}$  djup.

Det är av intresse att jämföra detta beräknade genomsnittliga jordtryck ( $0,19 \text{ kp/cm}^2$ ) med det som erhöles vid packning av fyllnadsmassor bakom den tidigare nämnda  $152,5 \text{ m}$  långa plattrambron (Broms & Ingelson, 1967). Vid detta tillfälle packades fyllnaden i ca  $50 \text{ cm}$  skikt med  $3,5$  tons traktordragen vibrationsvält. Mätningar visade att det kvarstående jordtrycket efter packning var i stort sett jämnt fördelat bakom landfästernas frontmurar innan dessa hade rört sig. I stort sett observerades samma jordtryck längs frontmurens överkant som underkant. Dessutom påverkades ej detta jordtryck av en ökning av fyllnadshöjden, i överensstämmelse med de antaganden som gjordes vid beräkningarna.

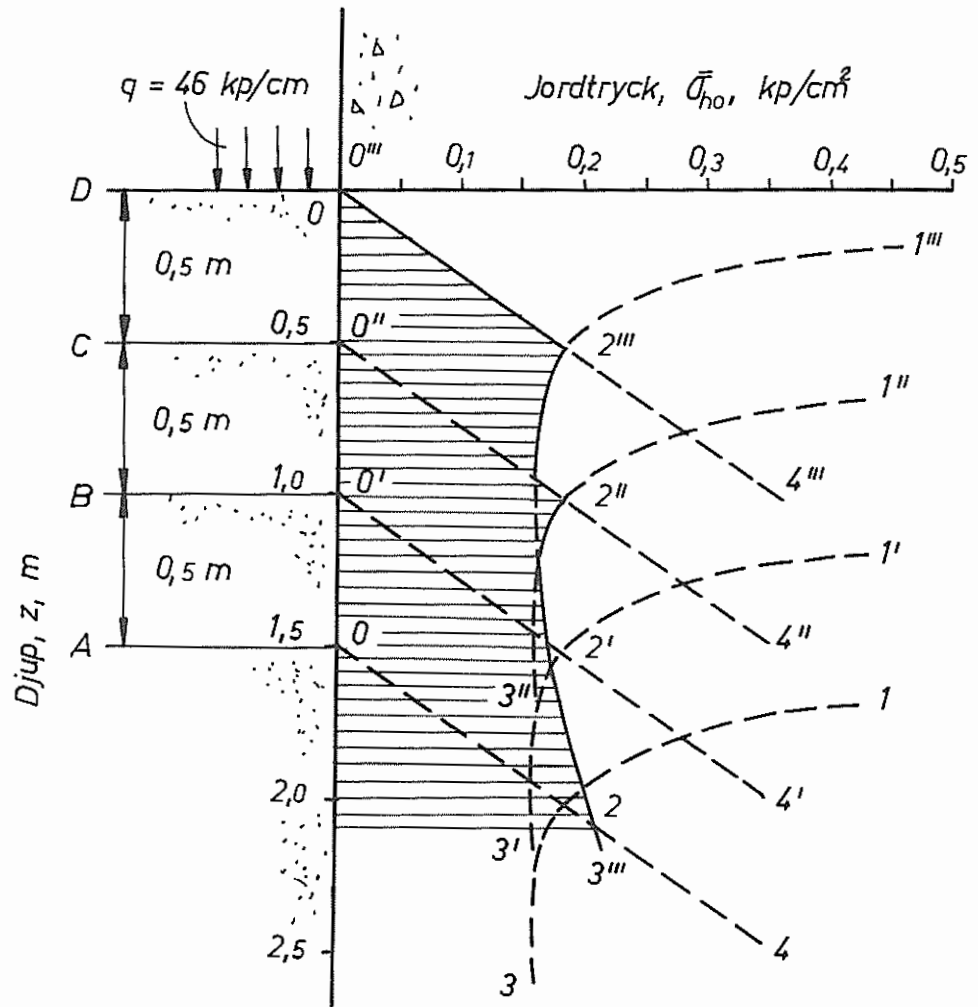


Fig. 5b. Jordtrycksfördelning vid packning med 3,3 tons vibrationsvält. Flera skikt



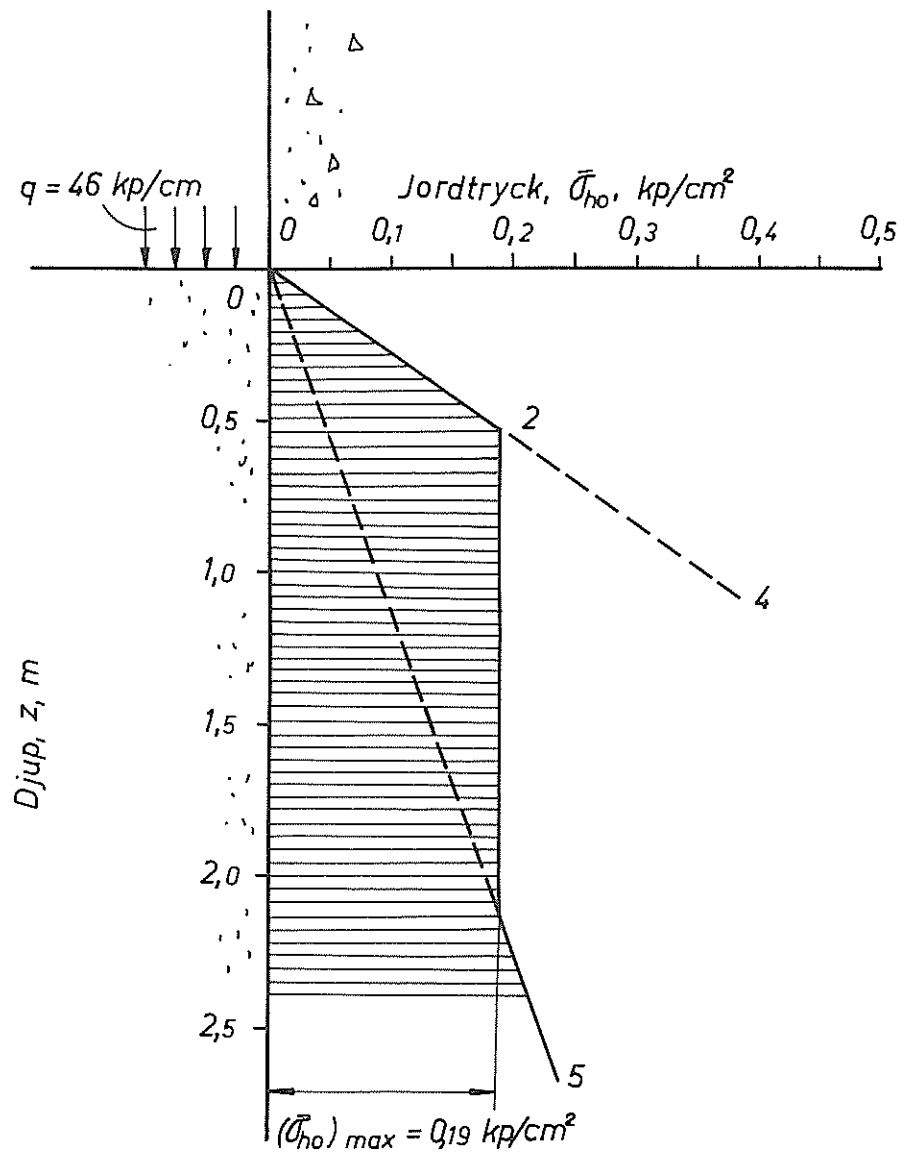


Fig. 5c. Föreslagen jordtrycksfördelning vid dimensionering efter packning med 3,3 tons vibrationsvält

Det uppmätta jordtrycket varierade mellan 0,14 och 0,26 kp/cm<sup>2</sup>. Dessa värden stämmer således väl överens med det beräknade genomsnittliga jordtrycket 0,19 kp/cm<sup>2</sup>.

#### 1,4 tons vibrationsvält

På liknande sätt visas i fig. 6 a jordtrycksfördelningen mot en oeftergivlig vägg efter packning med 1,4 tons vibrationsvält. Denna jordtrycksfördelning har beräknats under antagande att vibrationsvältens effektivvikt motsvarar vältens dubbla totalvikt, att jordtryckskoefficienterna  $K_0$  och  $K'_0$  är lika med 0,5 resp. 2,0 och att jordens skrymdensitet är 1800 kg/m<sup>3</sup>. Det jordtryck som härvid erhålls vid det kritiska djupet  $z_{kr}$  är 0,125 kp/cm<sup>2</sup>. Detta jordtryck är således betydligt mindre än det som erhålls vid packning med 10,2 tons slätvält eller 3,3 tons vibrationsvält.

I fig. 6 b visas det kvarstående jordtrycket vid 0,3 m lagertjocklek. Maximalt jordtryck 0,125 kp/cm<sup>2</sup> erhålls vid det kritiska djupet  $z_{kr}$  (vid 2", 2'" och 2''"). Den jordtrycksfördelning som föreslås av författaren vid dimensionering av oeftergivliga konstruktioner visas på motsvarande sätt i fig. 6 c. Under det kritiska djupet antas jordtrycket vara konstant (0,125 kp/cm<sup>2</sup>) ned till 1,3 m djup men jordtrycket antas öka linjärt med ökat avstånd under markytan ned till detta djup.

#### 400 kg vibratorplatta

Jordtrycksfördelningen vid packning med 400 kg vibratorplatta visas i fig. 7 a. Detta jordtryck har beräknats ur Boussinesqs spänningsekvation. Dessutom har antagits att vibratorplattans centrifugalkraft (3,0 Mp), som verkar i 35° vinkel mot vertikalkplanet, är bestämmande för det maximala kontaktrycket (0,67 kp/cm<sup>2</sup>) mellan vibratorplatta och underliggande jord. Det maximala sidotrycket i jorden (1 - 3) under packning har beräknats såsom beskrivits ovan. Härvid har antagits att jord-

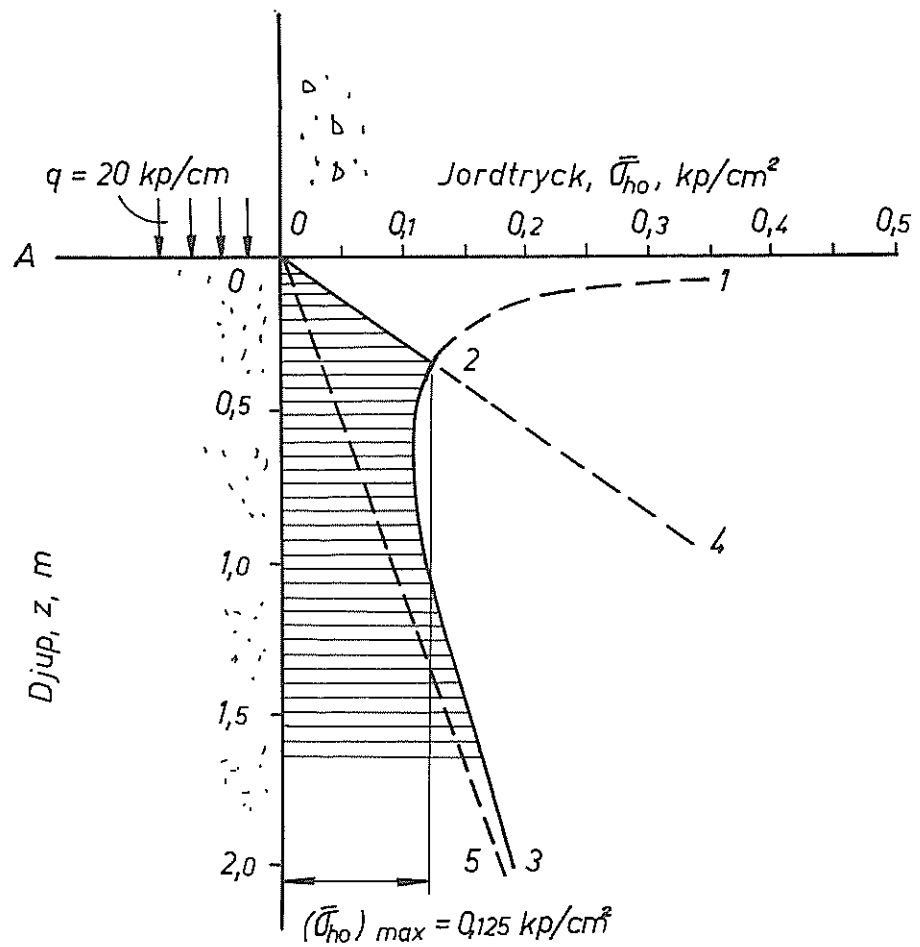


Fig. 6a. Jordtrycksfördelning vid packning med 1,4 tons vibrationsvält. Ett skikt

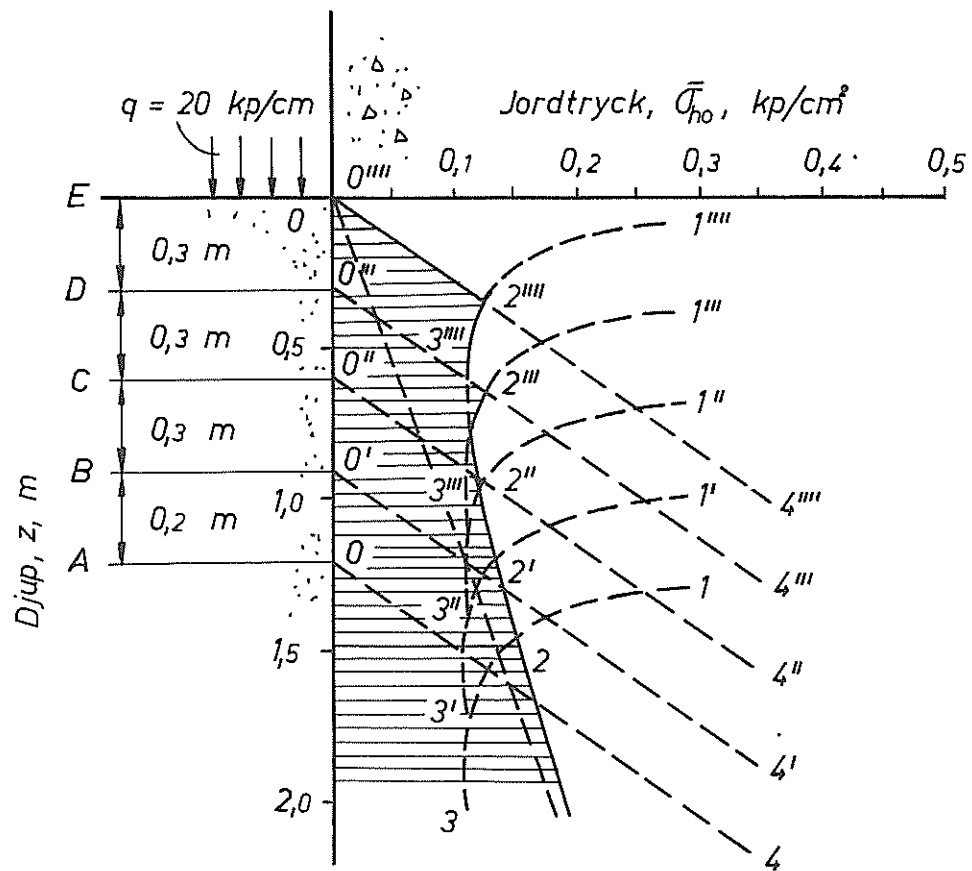


Fig. 6b. Jordtrycksfördelning vid packning med 1,4 tons vibrationsvält. Flera skikt

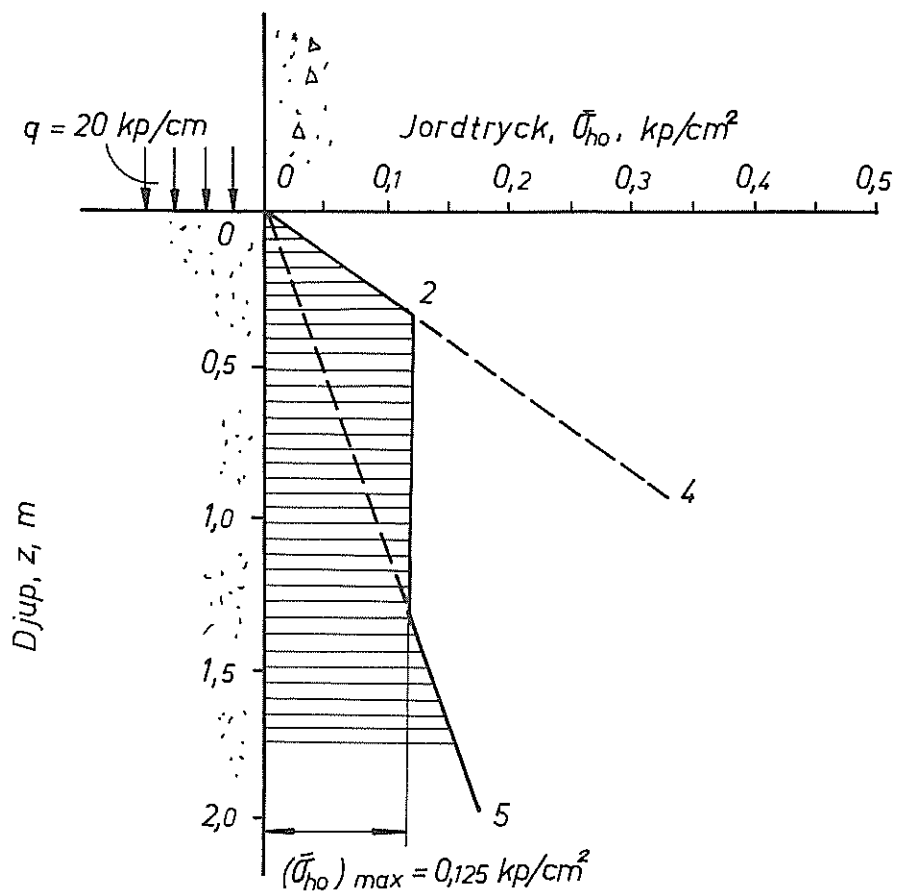


Fig. 6c. Föreslagen jordtrycksfördelning vid dimensionering efter packning med 1,4 tons vibrationsvält

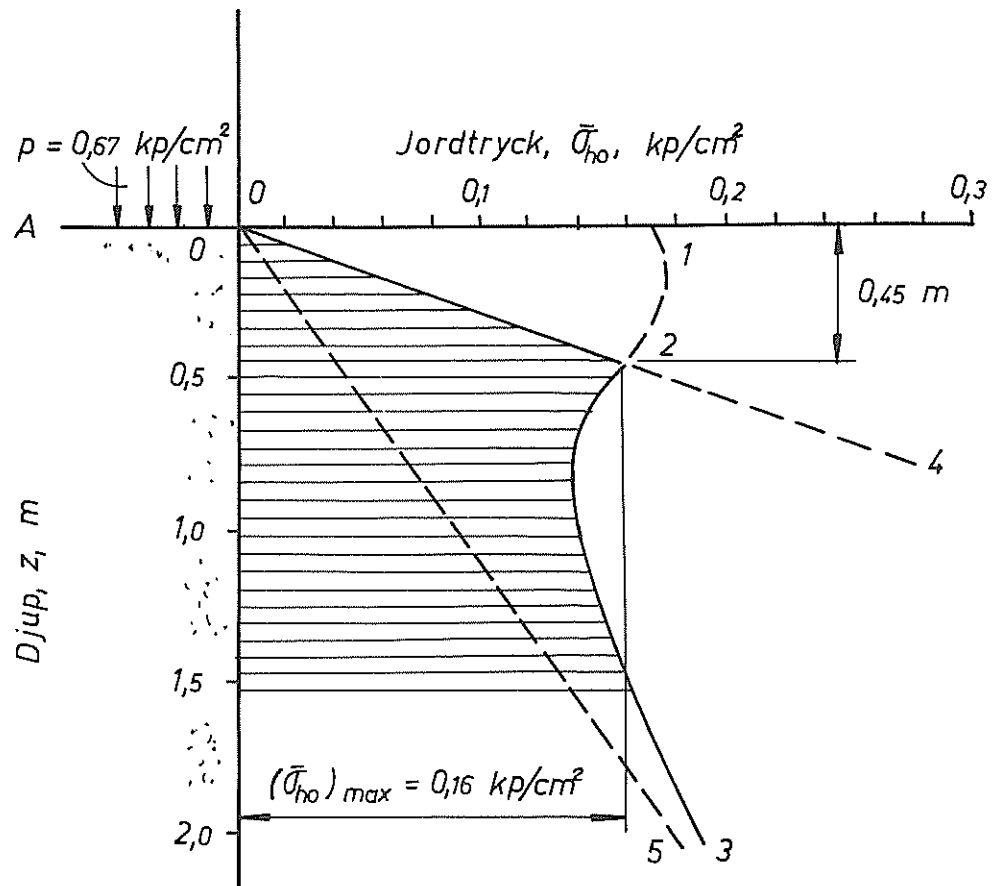


Fig. 7a. Jordtrycksfördelning vid packning med 400 kg vibratorplatta. Ett skikt

tryckskoefficienten  $K_0 = 0,5$  och att fyllningens skrymdensitet  $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$ . Maximalt kvarstående jordtryck har beräknats med  $K'_0 = 2,0$ . Det jordtryck  $(\bar{\sigma}_{ho})_{\max}$  som beräkningsmässigt erhålls vid det kritiska djupet  $z_{kr} = 0,45 \text{ m}$  är  $0,16 \text{ kp/cm}^2$ .

Det kvarstående jordtryck som erhålls vid packning i lager med  $0,4 \text{ m}$  tjocklek visas i fig. 7 b. Härvid har packning skett vid nivåerna A, B, C, D och E. Man kan se att det totala sidojordtrycket ökar något med minskad lagertjocklek men att det maximala jordtrycket är konstant ( $0,16 \text{ kp/cm}^2$ ).

I fig. 7 c visas det jordtryck som rekommenderas av författaren vid dimensionering av oeftergivliga konstruktioner. Härvid antas att jordtrycket över det kritiska djupet  $z_{kr}$  är proportionellt mot jordtryckskoefficienten  $K'_0$  och att jordtrycket är konstant ( $0,16 \text{ kp/cm}^2$ ) under denna nivå ned till  $1,8 \text{ m}$  djup.

#### 120 kg vibratorplatta

Jordtrycksfördelningen vid packning med  $120 \text{ kg}$  vibratorplatta visas i fig. 8 a. Maximalt kontaktryck mellan vibratorplatta och underliggande jord ( $0,47 \text{ kp/cm}^2$ ) har beräknats ur antagandet att full centrifugalkraft verkar mot den underliggande jorden. Den beräkningsmässiga jordtrycksfördelningen under packning motsvaras av 1 - 3. Maximalt kvarstående jordtryck (0 - 4) har beräknats ur antagandena att  $K'_0 = 2,0$  och  $\bar{\gamma} = 1800 \text{ kg/m}^3$ . Jordtrycket vid det kritiska djupet  $z_{kr}$  (skärningspunkten mellan 1 - 3 och 0 - 4) är lika med  $0,115 \text{ kp/cm}^2$ .

I fig. 8 b visas på motsvarande sätt jordtrycksfördelningen när packning ägt rum vid  $0,2 \text{ m}$  skiktjocklek. Man kan se att det kvarstående jordtrycket närmast markytan är betydligt större än det som svarar mot vilojordtryckskoefficienten  $K_0$ .

Med ledning av utförda beräkningar visas i fig. 8 c den jordtrycksfördelning som rekommenderas vid dimensionering av oeftergivliga konstruktioner. Härvid antas att jordtrycket ökar linjärt

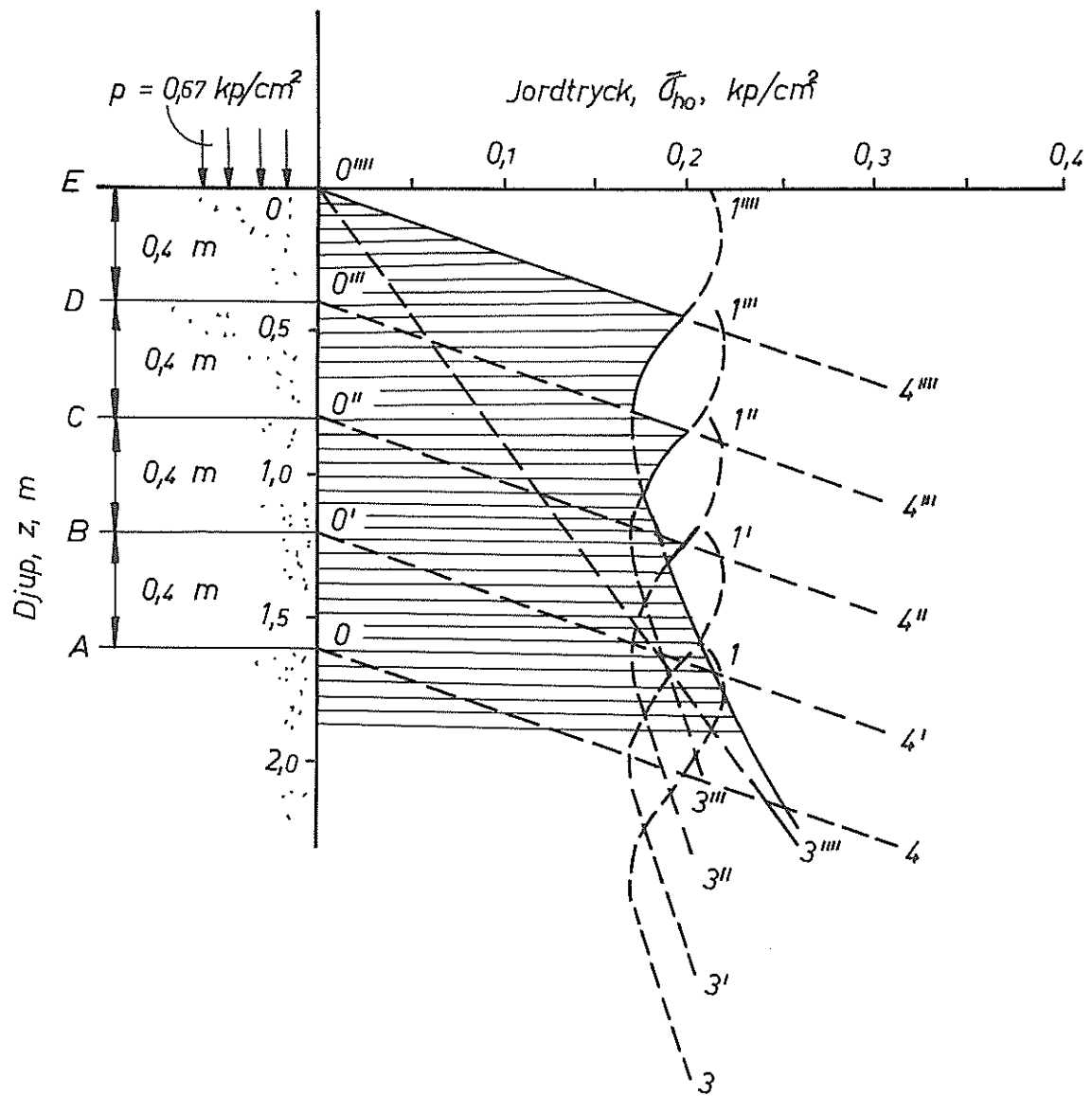


Fig. 7b. Jordtrycksfördelning vid packning med 400 kg vibratorplatta. Flera skikt



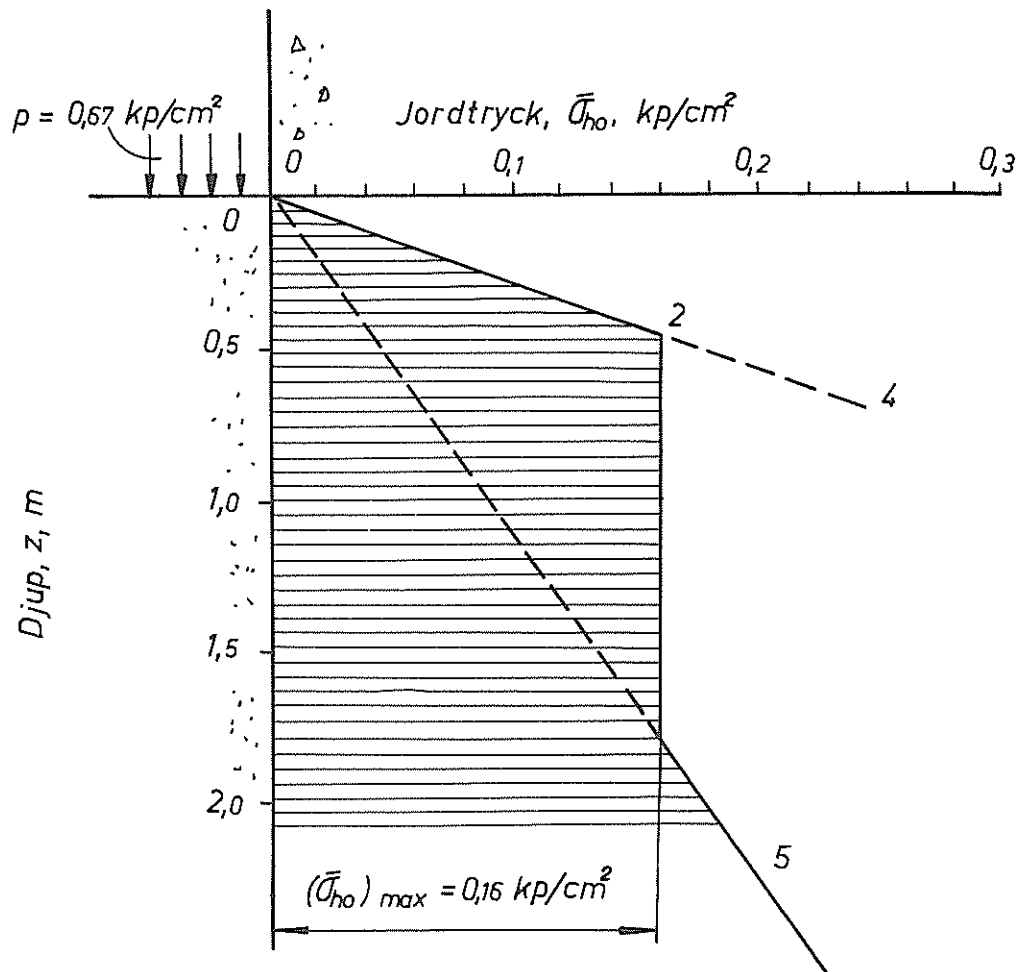


Fig. 7c. Föreslagen jordtrycksfördelning vid dimensionering efter packning med 400 kg vibratorplatta

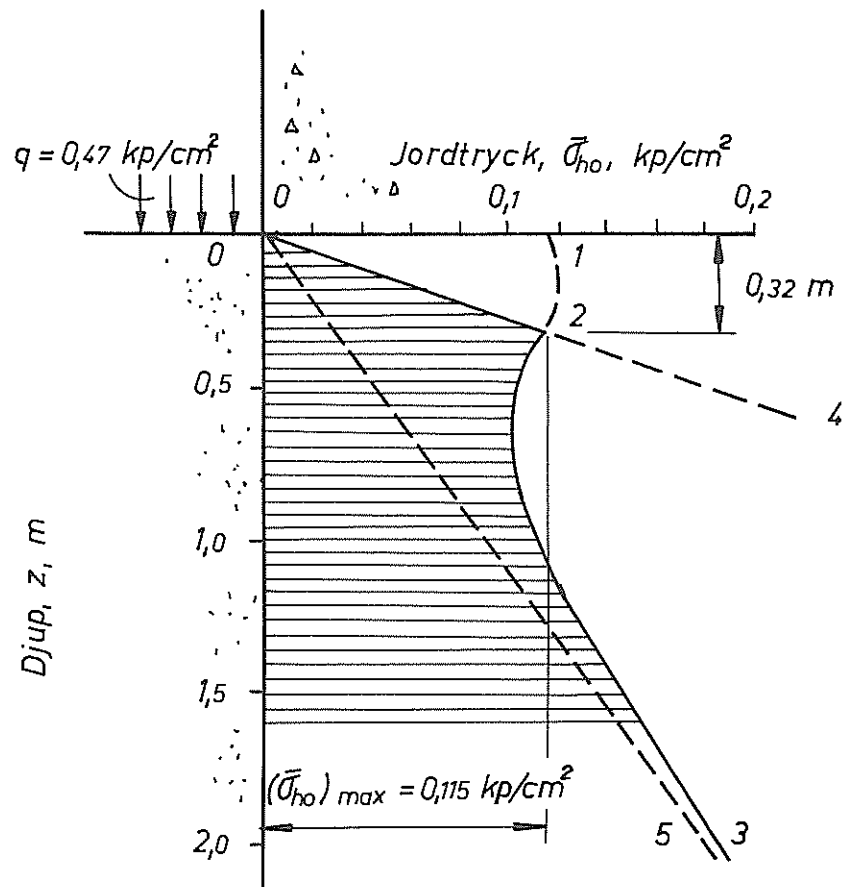


Fig. 8a. Jordtrycksfördelning vid packning med 120 kg vibratorplatta. Ett skikt

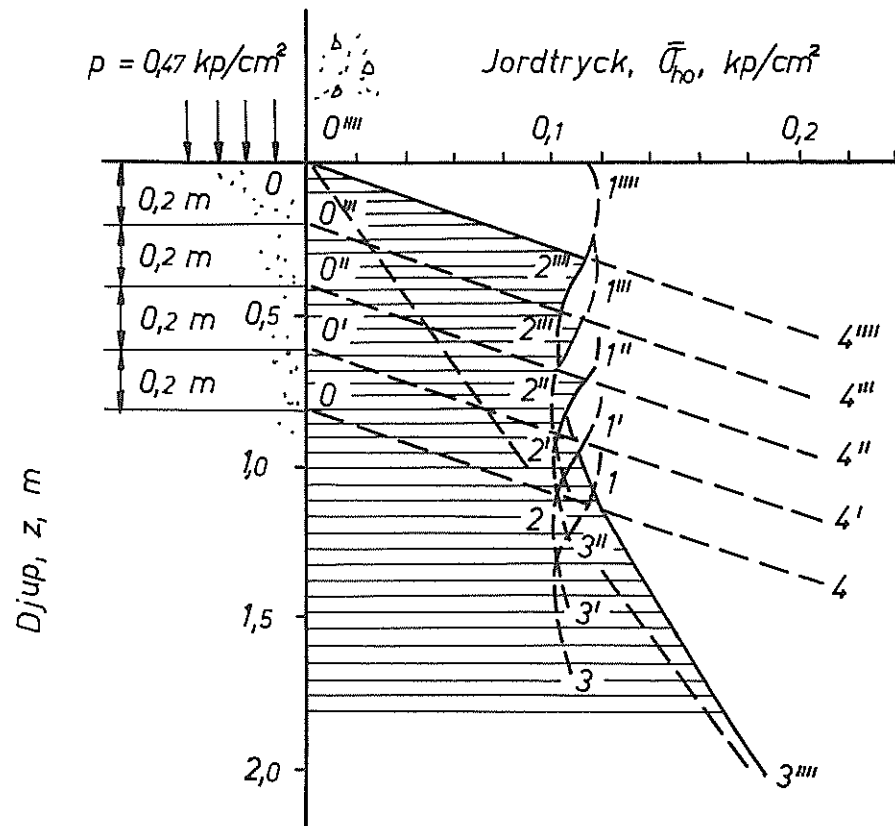


Fig. 8b. Jordtrycksfördelning vid packning med 120 kg vibratorplatta. Flera skikt

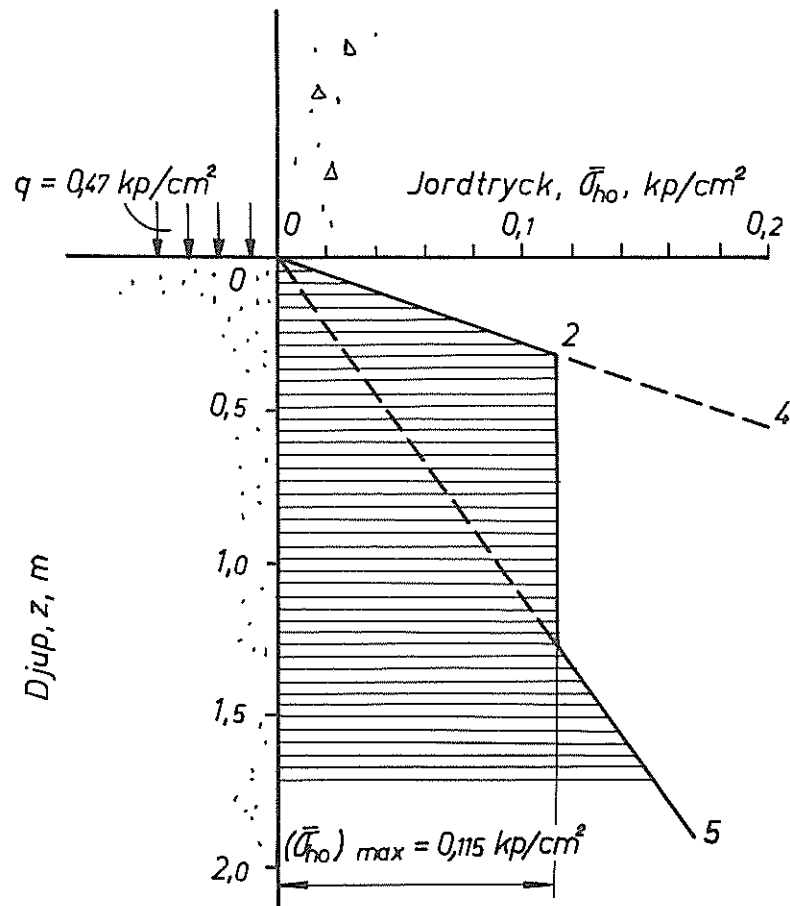


Fig. 8c. Föreslagen jordtrycksfördelning vid dimensionering efter packning med 120 kg vibratorplatta

med ökat avstånd under markytan ned till detta djup och att det är konstant ( $0,115 \text{ kp/cm}^2$ ) ned till 1,3 m djup under det kritiska djupet  $z_{kr}$ .

## 6. JORDTRYCK MOT KÄLLARVÄGGAR

Skador på källarväggar är relativt vanliga, såsom bl.a. har påpekats i en inventering av inträffade byggsador som utförts av Statens institut för byggnadsforskning (1965). Även Stockholms stads fastighetskontor (1966) har rapporterat omfattande skador på källarmurar till småhus. Dessa skador har inträffat bl.a. i kvarteren Fastlag och Sigbjörn i Kälvesta samt i kvarteren Skådebanan och Wänskapsbröderna i Bredäng.

Skador på källarväggar är i allmänhet förorsakade av de stora jordtryck som utbildas vid utläggning och packning av återfyllnadsmassor. Skador har även inträffat under vintern på grund av tjälskjutning i återfyllningen; när porvattnet fryser sker en volymsökning som motsvarar 9 % av det ofrusna vattnets volym och denna volymsökning förorsakar i sin tur en ökning av sidojordtrycket. Är dessutom jordmaterialet tjälfarligt kan en ytterligare volyms- och jordtrycksökning ske på grund av vattenuppsugning. Intryckning av källarväggar har dessutom inträffat vid tjällossning under våren eftersom sidojordtrycket ökar med ökat porövertryck i fyllnaden. Denna ökning av jordtrycket kan bli stor när återfyllnadsmassorna består av tjälskjutande material såsom mo- och mjälahaltiga jordarter.

Oeftergivliga konstruktioner skall enligt BABS 1967 beräknas för ett jordtryck som är större än aktivt jordtryck. Exempel på oeftergivliga konstruktioner är källarväggar av betong som är uppstyvade av bjälklag och tvärväggar samt styv konstruktion grundlagd på berg. Vid beräkning skall jordtrycket antas vara 50 % större än aktivt jordtryck. Detta jordtryck betraktas emellertid som ett exceptionellt belastningsfall, varvid 25 % högre påkänningar tillåts än vid vanliga belastningsfall. Även vägg av murverk hänförs enligt BABS 1967 till en ej eftergivlig konstruktion. På grund av möjliga rörelser i murverket får jordtrycket antas vara något mindre än i föregående fall.

Inga bestämmelser finns i BABS 1967 angående packning av återfyllning mot källarmurar. Det jordtryck som skall användas enligt BABS 1967 vid dimensionering av källarväggar (aktivt jordtryck ökat med 50 %) motsvarar således det jordtryck som erhålls vid lös utfyllnad utan packning (se Kap. 3). När återfyllnaden packas kan emellertid jordtrycket bli mycket större än det ovan angivna.

Återfyllning mot källarmurar utförs enligt BYGG-AMA 1965 med schaktmassor från schaktgrop varvid ej tjälfarliga massor bör användas i första hand. Vid murverk används grovgrus närmast muren. Återfyllnaden packas så att skadliga sättningar i möjligaste mån förebyggs. Packning utförs med för ändamålet lämpligt redskap. Massorna utläggs i lager vilkas tjocklek anpassas till redskapets packningsegenskaper. Återfyllning skall utföras så att skador ej uppstår på färdigt arbete. Detaljerade upplysningar om hur en sådan packning bör utföras finns ej i BYGG-AMA.

För att erhålla en ekonomisk grundkonstruktion skall givetvis återfyllningen bestå av grovkornigt material tillhörande tjälfarlighetsgrupp I, dvs. grus, sand, grovmo, starkt grusig morän, starkt sandig morän eller krossmaterial. Fyllnadsmaterialets halt av mo, mjäla eller ler bör vara mindre än 10 %. Härvid blir ökningen av jordtrycket liten när porvattnet i jorden fryser eller under tjällossningsperioden. Vidare bör återfyllnaden dräneras omsorgsfullt så att grundvattenytan kommer under källarnivån. När återfyllnaden ej packas, föreslås att jordtrycket mot källarväggar dimensioneras för ett jordtryck som är 0,4 gånger överlagringstrycket. Härvid förutsätts att grundvattenytan ligger under källargolvets nivå.

Packning erfordras när endast små sättningar av återfyllnaden kan tillåtas. Härvid kan emellertid jordtrycket mot en oeffektiv konstruktion bli betydligt större än ovan angivna. Det jordtryck som erhålls vid packning är beroende av det packningsredskap som används och av lagertjockleken såsom tidigare nämnts. Här föreslås att detta jordtryck beräknas med hjälp av den metod som föreslagits i kap. 5.

## 7. JORDTRYCK MOT BROLANDFÄSTEN

Enligt KVVS Brobyggnadsanvisningar (1965) beräknas jordtrycket mot en oeftergivlig konstruktion vid friktionsmaterial enligt den klassiska jordtrycksteorin. Vid vertikal konstruktion och horisontell överyta antas jordtrycket motsvara 0,3 gånger det effektiva överlagringstrycket (vertikaltrycket). Vid oeftergivlig konstruktion, såsom är fallet vid grundläggning på berg eller pålar, ökas jordtrycket med 25 %. Denna ökning betraktas emellertid som exceptionell belastning. Är bakfyllnaden dessutom utsatt för skakningar ökas jordtrycket med ytterligare 25 %.

Packning av jord bakom brolandfästen utförs i allmänhet enligt KVVS anvisningar för vägbyggnad (1957). Härvid skall återfyllnadsmassorna utläggas i lager och packas med minst 3 tons vibrationsvält eller 10 tons slätvält eller annat jämförbart redskap. Lagertjocklekarna skall normalt vara högst 60 cm vid vibrerande packningsredskap och 40 cm slätvält. Fyllningen skall närmast bron packas noggrant. Packningen skall fortgå tills ingen ytterligare sättnings sker.

Dessa bestämmelser medför emellertid att jordtrycket mot ett brolandfäste kan bli betydligt större än det som används vid dimensionering (aktivt jordtryck ökat med 25 eller 50 %). Emellertid är det trots detta relativt sällsynt att brott inträffat på grund av för höga jordtryck. Detta kan bero på att mycket små rörelser erfordras vid packat friktionsmaterial av storleksordningen 1/1000-del av konstruktionens höjd för att jordtrycket mot ett brolandfäste skall minska från vilojordtryck till aktivt jordtryck.

Ej eftergivliga konstruktioner, såsom plattramboar och brolandfästen grundlagda på berg, bör emellertid dimensioneras för ett jordtryck som är större än det som vanligen används när återfyllningen packas. Det föreslås därför att jordtrycket mot i jord oeftergivliga konstruktioner vid packning beräknas i enlighet med fig. 5 - 8. Eftergivliga konstruktioner bör däremot dimen-

sioneras för aktivt jordtryck. Hänsyn bör dessutom tas till den ökning av jordtrycket som kan förorsakas av skakningar på grund av trafiklast.

Det är troligt att ett landfäste som är grundlagt på pålar kan betraktas som eftergivlig konstruktion, eftersom en sådan grundläggningssmetod medger en viss förskjutning. Består dessutom undergrunden av kohesionsmaterial med låg skjuvhållfasthet kan krypning i detta material förorsaka att landfästet rör sig om grundpåkänningarna från den bakomvarande banken är för höga. För att förhindra sådana sidorörelser bör brolandfästet dimensioneras för ett jordtryck som är högre än aktivt jordtryck. Eftersom försöksdata härvidlag saknas i stor utsträckning, är det ej känt hur stor denna ökning av sidojordtrycket beräkningsmässigt bör vara.

#### 8. JORDTRYCK MOT VATTEN- OCH AVLOPPSLEDNINGAR

Brott i avloppsledningar har inträffat när återfyllningen har nått rörens överkant. Dessa skador som dock är relativt sällsynta är troligen förorsakade av de stora sidojordtryck som utvecklas vid packning av återfyllningen.

Packning fordras enligt VA-AMA 1966 kring ledningar i jord när fyllnadshöjden överstiger 3 m och när gravbredden är större än 0,7 m. Fyllnadsmaterialet skall bestå av jordarter tillhörande tjälfarlighetsgrupp I eller II. Det skall packas i jämna lager till en packningsgrad som motsvarar lägst 90 % av den som erhålls vid tung laboratoriestampning (modifierad Proctorpackning). Inga anvisningar finns i VA-AMA 1966 för hur de vilojordtryck skall beräknas som kan uppkomma vid ett sådant packningsförfarande.

Viss försiktighet bör således iakttas vid packning av fyllnadsmaterial kring framför allt oarmerade betongrör med stor rördiameter eller kring flexibla stål-, aluminium- eller plaströr



på grund av risk för utknäckning.

## 9. SAMMANFATTNING

I denna artikel diskuteras de faktorer som påverkar jordtrycket mot främst oeftergivliga konstruktioner. Det visas att jordtrycket mot sådana konstruktioner i första hand är beroende av det förfarande som används vid utläggningen och packningen av fyllnadsmassorna samt av val av lagertjockleken. Vid lös utfyllnad (utan packning) erhålls vid friktionsmaterial ett jordtryck som är approximativt 0,4 gånger motsvarande effektiva vertikalktryck (överlagringstryck). Vid packning kan emellertid jordtrycket mot en oeftergivlig konstruktion bli betydligt större än det som erhålls vid lös utfyllnad.

En metod presenteras för beräkning av initialjordtrycket efter packning. Denna metod grundar sig på observationen att en ökning av överlagringstrycket motsvaras av en mycket liten ökning av sidojordtrycket till dess att överlagringstrycket  $\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_{ho}^* / K_0$ , där  $\bar{\sigma}_{ho}^*$  är det initialsidojordtryck som erhålls vid packning. När  $\bar{\sigma}_v$  ökar ytterligare är sidojordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho} = K_0 \bar{\sigma}_v$ . Vilojordtryckskoefficienten  $K_0$  i denna ekvation kan utvärderas ur t.ex. ödometerförsök, treaxliga försök eller modellförsök. Försöksresultat visar att  $K_0$  kan uppskattas ur ekvationen

$$K_0 = (1 - \sin \phi) \quad (3.4)$$

Försöksvärden visar vidare att minskningen av sidojordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}$  vid avlastning är liten så länge  $\bar{\sigma}_v \leq \bar{\sigma}_{ho} / K'_0$ . När  $\bar{\sigma}_v$  är mindre än detta värde, antas att  $\bar{\sigma}_{ho} = K'_0 \bar{\sigma}_v$ . Jordtryckskoefficienten  $K'_0$  i denna ekvation är troligtvis främst beroende av fyllnadsmaterialets lagringstäthet. Mycket få försöksvärden finns publicerade. Det föreslås i denna artikel att  $K'_0$  uppskattas ur ekvationen

$$K'_0 = 1/K_0 \quad (4.1)$$

där koefficienten  $K_0$  beräknas enl. ekv. (3.4).

## REFERENSER

- BERGER, G., 1966. Der Erdruchedruck in der Praxis. Bauingenieur, Vol. 41 No. 3 p. 106-108.
- BISHOP, A.W. & HENKEL, D.J., 1957. The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test. London.
- BISHOP, A.W., 1958. Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest. Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems Vol. 1 p. 2-14.
- BJERRUM, L., KRINGSTAD, S. & KUMMENEJE O., 1961. The Shear Strength of a Fine Sand. Proc. 5. Internat. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 1 p. 29-37.
- BROOKER, E.W. & IRELAND, H.O., 1965. Earth Pressures at Rest Related to Stress History. Canad. Geotechn. J. Vol. 2 No. 1 p. 1-15.
- BROMS, B. & INGELSON, I., 1967, Resultat från mätning av jordtryck mot brolandfäste. Stat. Geot. Inst. Särtr. o. Prel. Rapp. No. 22. Stockholm.
- CEBERTOWICS, R. & WEDZINSKI, W., 1958. Relation entre les tensions internes horizontales et verticales du sol. Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems Vol. 2 p. 28-38.
- DADINA, K.N., 1963. Pressure in Granular Backfill Behind a Retaining Wall at Rest and During Movement. Proc. 2. Asian Region. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng., Japan, Vol. 1 p. 306-311.
- DANIEL, A.W.T., 1957. Stress-Strain Characteristics of a Granular Material. Engineering Vol. 184 No. 4766 p. 45-46.
- FORSSBLAD, L., 1963. Jordvibreringsundersökningar. Stockholm.

- FORSSELL, C., 1917. Jordtryck såsom ett elasticitetsfenomen. Hyllningsskrift tillägnad J.G. Richert, p. 337-353. Stockholm.
- HARYU, K. & MENJO, S., 1961. Studies of the Rational Retaining Wall Design (Part 1) - Earth Pressure at Rest and Effect of a Cobble Wedge Behind Retaining Wall. Railw. Techn. Res. Inst. Japan, Quart. Rep. Vol. 2 No. 4 p. 21-25.
- JAKOBSON, B., 1958. On the Influence of Wall Movement on Earth Problems. Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems Vol. 1 p. 105-115.
- JAKY, J., 1948. Pressure in Silos. Proc. 2. Internat. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 1 p. 103-107.
- JANSSON, H., WICKERT, A. & RINKERT, A., 1948. Earth Pressure Against Retaining Walls. Proc. 2. Internat. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 2 p. 71-76.
- JÄNKE, S., PLEHM, H. & MARTIN, H., 1955. Dreiaxiales Druckgerät zur Bestimmung der Ruhedruck Beiwerte und des Gleitwiderstands von Erdstoffen. Baupl.-Bautechn. Vol. 9 No. 10 p. 442-447.
- KJELLMAN, W., 1936 a. Om undersökning av jordarters deformations-egenskaper. Tekn. Tidskr. V.o.V. H. 8 p. 85-91.
- KJELLMAN, W., 1936 b. Report on an Apparatus for the Consummate Investigation of the Mechanical Properties of Soils. Proc. 1. Internat. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 2 p. 16-20.
- KJELLMAN, W. & JAKOBSON, B., 1955. Some Relations between Stress and Strain in Coarse-Grained Cohesionless Materials. R. Swed. Geot. Inst. Proc. No. 9. Stockholm.
- KUNGL. VÄG- OCH VATTENBYGGNADSTYRELSEN, 1955. Anvisningar för vägbyggnad. Stockholm.

- KUNGL. VÄG- OCH VATTENBYGGNADSSTYRELSEN, 1965. Brobyggnadsanvisningar. Stockholm.
- LUNDGREN, H. & BRINCH HANSEN, J., 1958. Geoteknik. Köpenhamn.
- MENARD, L., 1963. Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques. Sols-Soils No. 5 p. 9-28.
- MUHS, H., 1947. Erddruckmessungen an einer 24 m hohen starren Wand. Baupl.-Bautechn. Vol. 1 No. 1 p. 11-16.
- NISSEN, D., 1963. Earth Pressure at Rest in Non-Cohesive Soil. Effect of Sloping Ground Surface. Byggningsstat. Medd. Vol. 34 No. 3 p. 57-78.
- OHSAKI, Y. & KOBAYASHI, Y., 1966. Coefficients of Earth Pressure at Rest Measured by Pressiometer. Trans. Architect. Inst., Japan, No. 127 p. 31-35.
- PLEHM, H., 1965. Ruhedruckversuche mit sandigen und kiesigen Erdstoffen. Mitt. Forschungsanst. Schiffart, Wasser- u. Grundbau H. 14 p. 105-135. Berlin.
- RINKERT, A., 1957. Earth Pressure from Friction Soils. A Report on Half Scale Tests. R. Swed. Geot. Inst. Proc. No. 17. Stockholm.
- ROWE, P.W., 1954. A Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Applications to Earth Pressures at Rest and Moving Walls. Géotechnique Vol. 4 No. 2 p. 70-88.
- SCHULTZE, E. & MUHS, H., 1950. Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. 1. uppl. Berlin.
- SCOTT, R.F., 1963. Principles of Soil Mechanics. Reading, Mass.
- SOWERS, G.G., ROBB, A.D., MULLIS, C.H. & GLENN, A.J., 1957. The Residual Lateral Pressures Produced by Compacting Soils. Proc. 4. Int. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 2 p. 243-247.

- SOWERS, G.B. & SOWERS, G.F., 1961. Introductory Soil Mechanics and Foundation. 2. uppl. New York.
- STATENS INSTITUT FÖR BYGGNADSFORSKNING, 1965. Inventering av byggnadsskador. Blad 1965:26. 4 p. Stockholm.
- STATENS KOMMITTÉ FÖR BYGGNADSFORSKNING, 1948. Om vilojordtryck vid jordtrycksberäkningar. Diskussionsinlägg vid en konferens den 28 maj 1945. Rapp. Nr 6. Stockholm.
- STOCKHOLMS STADS FASTIGHETSKONTOR, 1966. Ang. genomförandet av vissa prov på förstärkta grundmurkonstruktioner till småhus. Föredragningspromemoria den 2.12.1966. Stockholm.
- TENG, W.C., 1962. Foundation Design. New Jersey.
- TERZAGHI, K., 1920. Old Earth Pressure Theories and New Test Results. Engineering News-Record Vol. 85 p. 632-637.
- TERZAGHI, K., 1925. Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig & Wien.
- TERZAGHI, K., 1934. Large Retaining-Wall Tests. I. Pressure of Dry Sand. Engineering News-Record Vol. 112 p. 136-140.
- TERZAGHI, K., 1936. A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations. Boston Society of Civil Engineers, Contributions to Soil Mechanics 1925-1940, p. 277-294.
- TERZAGHI, K. & PECK, R.B., 1948. Soil Mechanics in Engineering Practice. New York.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P. & WELCH, J.D., 1948. Effect of Boundary Conditions on Lateral Earth Pressures. Proc. 2. Int. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 3 p. 308-313.
- TSCHEBOTARIOFF, G.P., 1951. Soil Mechanics Foundation and Earth Structures. New York.
- WHIFFIN, A.C., 1954. The Pressures Generated in Soil by Compaction Equipment. Symposium on Dynamic Testing of Soils. Amer. Soc. Test. Mat. Spec. Techn. Publ. No. 156 p. 186-204.

METOD FÖR BERÄKNING AV SAMBANDET MELLAN JORDTRYCK OCH DEFORMATION  
HOS FRÄMST STÖDMURAR OCH FÖRANKRINGSPLATTOR I FRIKTIONSMATERIAL

av

Bengt Broms

## INLEDNING

De jordtryck som verkar mot stödmurar, spontväggar, eller förankringsplattor är främst beroende av konstruktionens rörelser i förhållande till den bakom- eller framförbyggande jorden. Rör sig konstruktionen i riktning från den bakomliggande jorden erhålls aktivt jordtryck, men sker rörelsen i riktning mot jorden erhålls passivt jordtryck om denna rörelse är tillräckligt stor. Enligt erfarenhet krävs mycket små förskjutningar för att i friktionsmaterial uppnå aktivt jordtryck, medan en större rörelse fordras för att uppnå passivt jordtryck. Sowers & Sowers (1961) anger att en rotation kring konstruktionens fotpunkt som motsvarar  $0,0005 H$  erfordras för att uppnå aktivt jordtryck i fast lagrat friktionsmaterial, medan  $0,002 H$  erfordras vid lös lagringstäthet. Motsvarande rotation för att uppnå passivt jordtryck är  $0,002 H$  resp.  $0,006 H$ .

I denna artikel presenteras en metod för att i friktionsmaterial kunna beräkna sambandet mellan jordtryck och deformation när en stödmur eller förankringsplatta roterar kring sin nedersta punkt. Denna metod erfordrar kännedom om dels de deformationer som bakfyllningen erhåller vid rotation kring konstruktionens fotpunkt, dels de spänningsändringar som denna deformation förorsakar i fyllnaden och dels fyllnadsmaterialets deformationsegenskaper vid ren skjuvdeformation. Både aktivt och passivt jordtryck behandlas. Det bör emellertid framhållas att den föreslagna metoden endast är att betrakta som preliminär enär den ännu ej verifierats genom brist på resultat från fältmätningar.

## AKTIVT JORDTRYCK

Beräkningsmetoder har utvecklats av bl.a. Rowe (1954), Jakobson (1958) och Kezdi (1958) enligt vilka sambandet mellan deformation och jordtryck hos en stel vägg kan beräknas för friktionsmaterial, när väggen rör sig i riktning från den bakomliggande jorden. Enligt Jakobsons metod, som är grundad på resultat från SGI:s stora kompressometer erfordras en väggrörelse för att uppnå aktivt jordtryck som ökar med vägghöjden  $H^{1,5}$ . Den metod som föreslagits av Rowe (1954) är däremot grundad på resultat från direkta skjuv- eller kompressionsförsök.

### Deformation vid aktivt jordtryck

I fig. 1 visas en modell som representerar t.ex. en stödmur. Denna modell kan vid belastning rotera kring underkanten. Modellens träram, som är placerad mellan två plexiglasskivor, är fylld växelvis med torr grovsand och färgade glaskulor. När den förskjuts deformerar sanden och glaskulorna och de enskilda partiklarnas rörelser kan härvid observeras genom de genomskinliga plexiglasskivorna.

Fyllningens deformation vid rotation av rambenet från den bakomliggande fyllningen framgår av figuren. Man kan se att brott har skett längs en brottyta som lutar ca 60 grader mot horisontalplanet. När stödmuren är friktionslös och vertikal och markytan horisontell, kan man beräkningsmässigt visa att brottytans lutning mot horisontalplanet är  $(45^\circ + \phi/2)$  där  $\phi$  är materialets inre friktionsvinkel. Lutningen 60 grader motsvarar således  $\phi = 30$  grader. Man kan vidare se att de enskilda sandkornen till vänster om brottplanet i stort sett rör sig parallellt med detta plan och att sandkornens rörelse är större närmast rambenet än intill brottytan.

Från dessa observerade partikelrörelser är det möjligt att med följande metod beräkna sambandet mellan jordtryck och stödmurens rörelse. I fig. 2 visas de partikelrörelser som antas



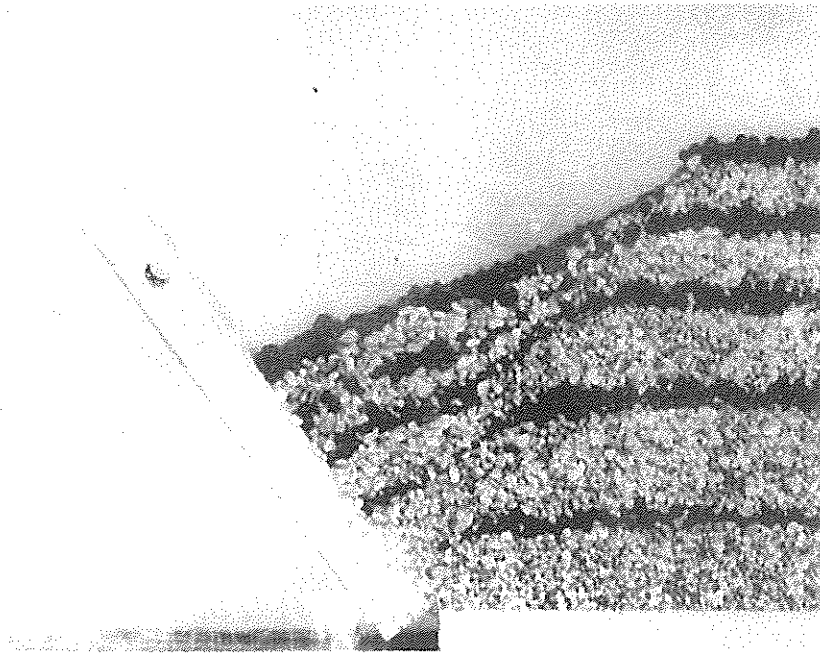


Fig. 1. Partikelrörelser vid rotation av t.ex. en stödmur kring fotpunkten

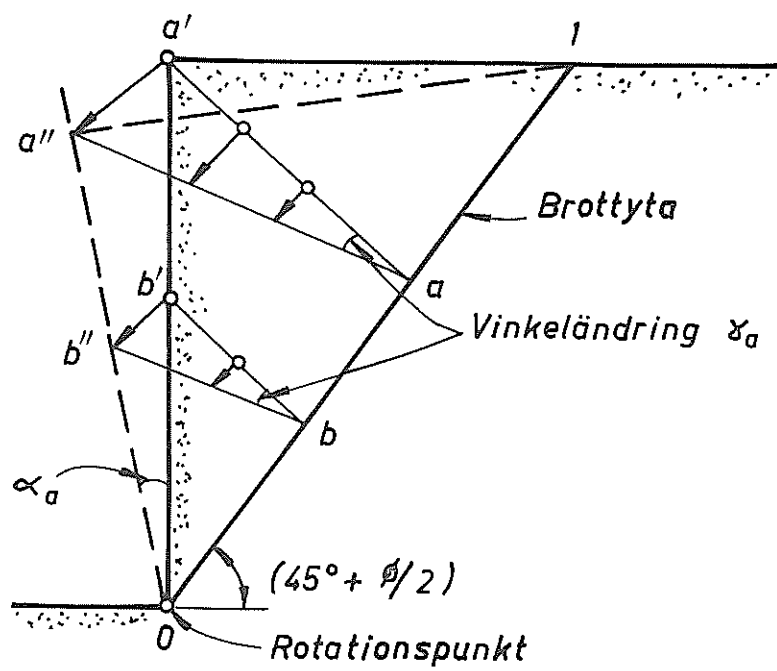


Fig. 2. Partikelrörelser vid aktivt jordtryck

i det följande vid beräkning av aktivt jordtryck. Således antas att rörelsen hos de partiklar som är belägna t.ex. längs linjerna a - a' och b - b' ökar linjärt med ökat avstånd från brottytan 0 - 1. (Linjerna a - a' och b - b' har valts så att de är vinkelräta mot brottytan.) Antagandet medför att markytans sättning blir störst närmast stödmuren och att sättningen minskar linjärt med ökat avstånd från frontmuren. Detta stämmer väl överens med de sättningar som kan observeras i fig. 1. Antagandet medför vidare att sättningarna blir små intill brottytan 0 - 1 i enlighet med observationer gjorda av bl.a. Terzaghi (1934).

De antagna partikelrörelserna motsvarar en ren skjuvdeformation  $\gamma_a$  hos den jordmassa som är belägen till vänster om brottytan såsom visas i fig. 2. Denna vinkeländring är proportionell mot stödmurens rotation  $\alpha_a$ . Man kan visa att följande samband gäller

$$\gamma_a = \frac{\alpha_a}{\cos^2(45^\circ + \phi/2)} \quad (1)$$

Vid  $\phi = 40^\circ$  är t.ex.  $\gamma_a = 5,6 \alpha_a$ . Vid en liten rotation av stödmuren erhålls således en relativt stor skjuvdeformation som ökar med ökad inre friktionsvinkel  $\phi$ .

#### Spänningsändring vid aktivt jordtryck

Efter utläggning och packning av en fyllning bakom en stödmur, ett brolandfäste eller en förankringsplatta erhålls vilojordtryck i det fall när konstruktionen är oeftergivlig och styv. Motsvarande effektiva vilojordtryck  $\bar{\sigma}_{ho}$  kan beräknas ur ekvationen

$$\bar{\sigma}_{ho} = K_o \bar{\sigma}_v \quad (2)$$

där  $\bar{\sigma}_v$  är det effektiva vertikalktrycket (överlagringstrycket). Koefficienten  $K_o$  är en vilojordtryckskoefficient som främst är beroende av det packningsredskap som används vid packning av

fyllningen, av den valda lagertjockleken och av fyllnadsmaterialets hållfasthets- och deformationsegenskaper. Vid lös utfyllnad gäller överslagsmässigt  $K_0 = (1 - \sin \phi)$  enligt Jaky (1948), medan  $K_0$  kan vara större än 1,0 när fyllningen packas. Det effektiva vertikalktrycket  $\bar{\sigma}_v$  är däremot beroende av avståndet under markytan, materialets skrymdensitet (volymvikt) och grundvattenytans läge.

Den Mohrska spänningscirkel<sup>1)</sup> som motsvarar detta spänningstillstånd visas i fig. 3. Denna cirkels medelpunkt är belägen på avståndet  $1/2(\bar{\sigma}_{ho} + \bar{\sigma}_v)$  från origo. Cirkelns diameter är lika med  $(\bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_{ho})$ .

Spänningsförhållandena längs ett plan parallellt med ett potentiellt brottplan 0 - 1 erhålls genom att dra en rät linje som lutar vinkeln  $(45^\circ - 1/2 \phi)$  med horisontalplanet genom punkt A. Skärningspunkten B mellan denna räta linje och den Mohrska vilospänningscirkeln representerar spänningsförhållandena längs det potentiella brottplanet. Det vertikala avståndet från normalspänningsaxeln motsvarar den skjuvspänning  $\tau_{oa}$  som verkar längs detta plan, medan det horisontella avståndet från skjuvspänningsaxeln till punkt B representerar motsvarande normalspänning  $\bar{\sigma}_{oa}$  mot samma plan.

Den linje som sammanbinder B med origo lutar vinkeln  $\phi_a$  med horisontalplanet. Denna vinkel representerar den inre friktionsvinkel som mobiliseras längs ett plan som är parallellt med det potentiella brottplanet 0 - 1.

När stöd- eller frontmuren rör sig från den bakomliggande fyllnadsmassan minskar emellertid jordtrycket mot stödmuren. Vertikalktrycket  $\bar{\sigma}_v$  förblir däremot oförändrat vid rörelse hos muren eftersom detta vertikalktryck motsvarar massan hos de ovan-

---

1) En spänningscirkel beskriver grafiskt sambandet mellan normalspänning och skjuvspänning längs olika plan genom en given punkt i en jordmassa. Längs de s.k. huvudspänningsriktningarna verkar den största eller minsta normalspänningen. Skjuvspänningen längs motsvarande huvudspänningsplan är lika med noll. Principen för spänningscirkelarnas konstruktion återfinns i de flesta läroböcker i hållfasthetslära.

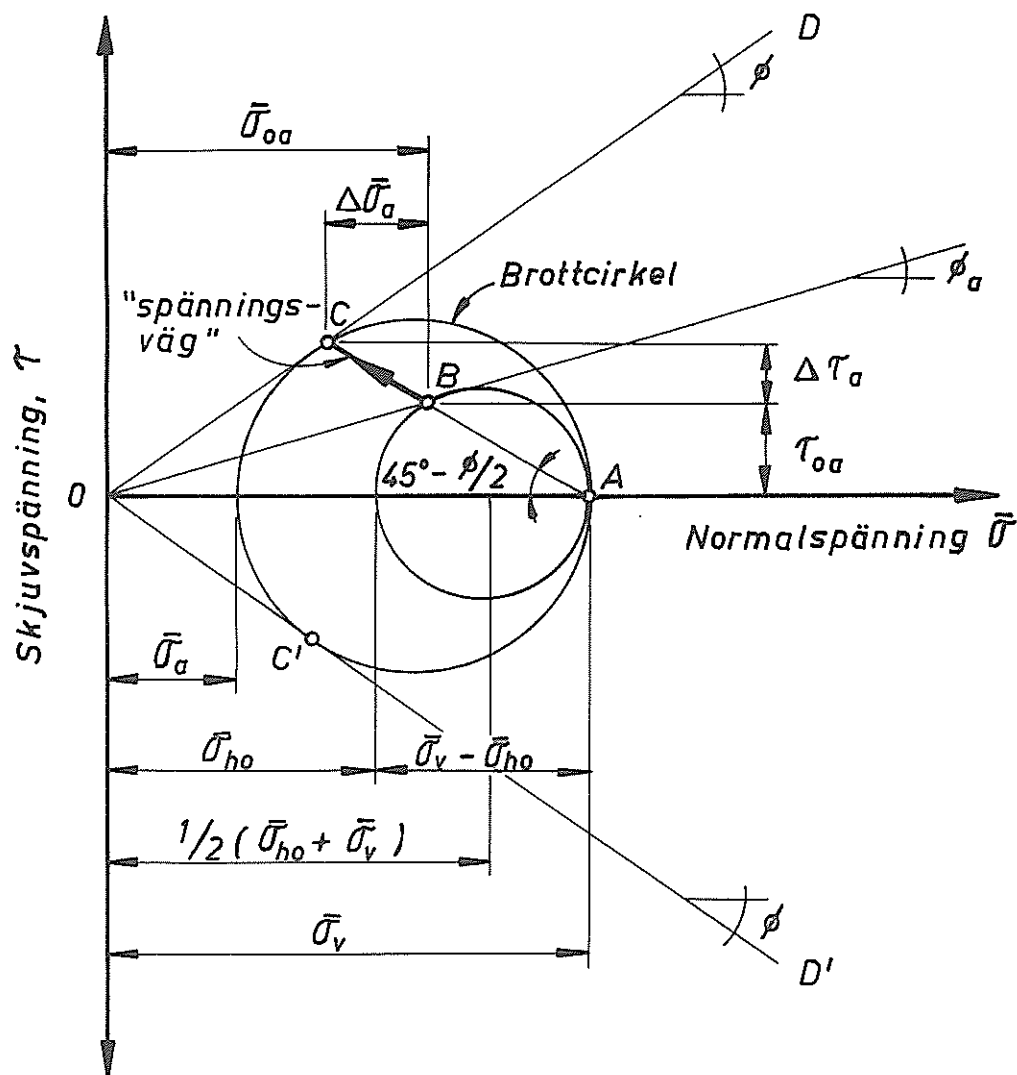


Fig. 3. Spänningsdiagram för aktivt jordtryck

liggande jordmassorna. De Mohrska spänningscirklar som representerar spänningsändringarna i jorden förskjuts således mot origo när en sådan rörelse av stödmuren äger rum. På samma gång som horisontaltrycket  $\sigma_h$  minskar ökar spänningscirklarnas diameter. Brott erhålles i jorden när spänningscirkeln har förskjutits mot origo så att den vid C och C' tangerar de räta brottlinjerna O - C och O - D' med lutningen  $\text{tg } \phi$ . Det horisontella avståndet från origo längs normalspänningsaxeln till den Mohrska "brottcirkeln" representerar det aktiva jordtrycket  $\bar{\sigma}_a$ .

Tangeringspunkten C motsvarar spänningsförhållandena längs ett plan parallellt med brottplanet O - l. Det vertikala avståndet mellan B och C är lika med den ökning  $\Delta\tau_a$  av skjuvspänningen som äger rum längs brottplanet när jordtrycket mot en styv vägg ändrar sig från vilojordtryck till aktivt jordtryck. Motsvarande horisontella avstånd är lika med den minskning av  $\Delta\sigma_a$  av normalspänningen som äger rum längs samma plan. Spänningsändringarna  $\Delta\tau_a$  och  $\Delta\bar{\sigma}_a$  är dock främst beroende av fyllnadsmaterialets inre friktionsvinkel. Vid  $\phi = 40^\circ$  är, enligt fig. 3,  $\Delta\tau_a = 0,47 \Delta\bar{\sigma}_a$ . Det bör observeras att vid rotation av en styv vägg från den bakomliggande jorden minskar jordtrycket mot brottplanet och att denna minskning kan vara stor.

Det har ovan visats att de antagna partikelrörelserna motsvarar en ren skjuvdeformation i den del av fyllnaden som är belägen till vänster om den potentiella brottytan. Man kan ur fig. 3 visa att sidojordtrycket mot stödmuren på avståndet z under markytan kan beräknas ur ekvationen

$$\bar{\sigma}_h = z\bar{\gamma} - \frac{\tau[1 + \text{tg}^2(45^\circ - \phi/2)]}{\text{tg}(45^\circ - \phi/2)} \quad (3)$$

där  $z\bar{\gamma}$  är det effektiva överlagringstrycket.

Av ekv. (3) framgår att sidojordtrycket är beroende av överlagringstrycket och av den skjuvspänning  $\tau$  som mobiliseras längs det potentiella brottplanet på samma djup. Härvid förut-

sätts dock att stödmuren är vertikal och friktionslös. I det fall då väggen ej är friktionslös erhålls ett jordtryck som är mindre än det ovan beräknade.

#### Fyllnadsmaterialets deformationsegenskaper

Sidojordtrycket mot en vertikal stödmur kan som tidigare visats beräknas ur ekv. (1) och (3) om sambandet mellan skjuvdeformation  $\gamma$  och motsvarande skjuvspänning kan beräknas, mätas eller på annat sätt bestämmas. Vid försök med direkt skjuvapparat typ SGI (Kjellman, 1942) som visas i fig. 4 erhålls vid belastning en ren skjuvdeformation av provet genom att de tunna ringar som omger provkroppen förskjuts i sidled i proportion till avståndet till provets underkant.

För att kunna beräkna sambandet mellan jordtryck och deformation erfordras att jordprovet vid ett direkt skjuvförsök utsätts för samma spänningsändring som fyllningen bakom stödmuren. Såsom visats i fig. 3 minskar normaltrycket med  $\Delta\sigma_a$  längs det potentiella brottplanet vid rotation av stödmuren kring fotpunkten, medan motsvarande skjuvspänning ökar med  $\Delta\tau_a$ . Skjuvspänningsökningen  $\Delta\tau_a$  är emellertid betydligt mindre än motsvarande minskning  $\Delta\bar{\sigma}_a$  av normaltrycket.

För att i så stor utsträckning som möjligt efterlikna spännings-tillståndet och spänningsändringarna i fyllningen bör vid ett direkt skjuvförsök provet först belastas med en normalspänning motsvarande det effektiva överlagringstrycket  $z\bar{\gamma}$ , punkt A i fig. 3. Därefter bör normaltrycket reduceras på samma gång som en skjuvspänning påförs provet, så att

$$\Delta\tau = -\Delta\bar{\sigma} \operatorname{tg} (45^\circ - \phi/2) \quad (4)$$

Vid denna spänningsändring mäts skjuvdeformationen  $\gamma$ . Spänningsändringen enligt ekv. (4) motsvarar "spänningsvägen" A - C i fig. 3. Härvid erhålls i princip de samband mellan  $\tau$  och  $\gamma$  som visas i fig. 5 vid olika initialskjuvspänningar  $\tau'_{0a}$ ,

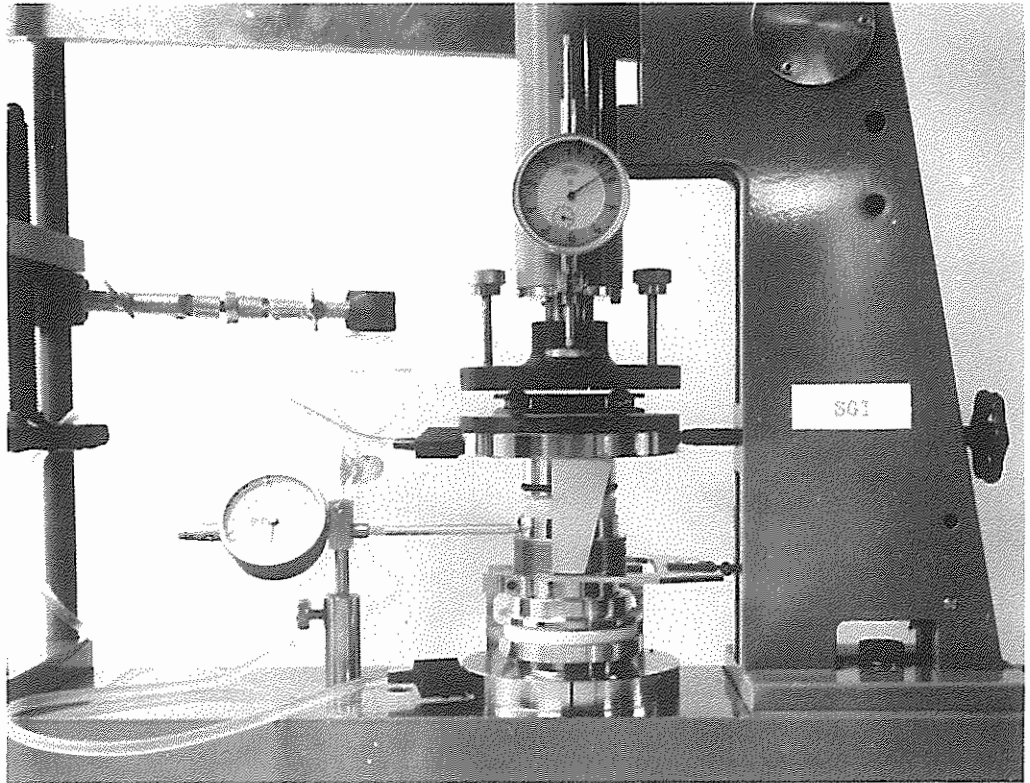


Fig. 4. Direkt skjuvapparat typ SGI



$\tau''_{oa}$  och  $\tau'''_{oa}$ . Dessa spänningar kan beräknas från Mohrska vilospänningscirkeln såsom visas i fig. 3.

Tryckfördelningen mot en stödmur kan sedan beräknas i princip som en funktion av väggens rotation  $\alpha_a$  såsom visas i fig. 5. Vid t.ex. rotationen  $\alpha_1$  erhålls en skjuvdeformation  $\gamma_1$  som kan beräknas ur ekv. (1). Vid denna deformation mobiliserar skjuvspänningarna  $\tau_1^I$ ,  $\tau_1^{II}$  och  $\tau_1^{III}$  på nivåerna  $z^I$ ,  $z^{II}$  resp.  $z^{III}$  enligt fig. 5. Motsvarande horisontaljordtryck  $\bar{\sigma}_h^I$ ,  $\bar{\sigma}_h^{II}$  och  $\bar{\sigma}_h^{III}$  kan sedan beräknas direkt ur ekv. (3). Ur dessa värden kan därefter jordtrycksfördelningen bestämmas. Detta förfarande upprepas för godtyckligt valda värden på väggens rotation  $\alpha_a$ .

#### Försöksresultat

Försök i stor skala har utförts av bl.a. Terzaghi (1934), Rinkert (1937) och Broms & Ingelson (1967) för att bestämma den deformation som erfordras för att uppnå aktivt jordtryck mot en styv vägg.

Vid de försök som utförts av Terzaghi mättes jordtrycket mot en 1,5 m hög och 4,25 m lång, styv vägg. Bakom väggen placerades en fyllning bestående av torr, ensgraderad krossad sand. Fyllningen placerades antingen löst utfylld eller packades i lager med 15 cm lagertjocklek. Den totala fyllnadshöjden var 1,55 m. Försöksresultaten visade att en parallellrörelse eller rotation av ca 0,0007 H, där H är fyllnadshöjden, erfordrades för att uppnå aktivt jordtryck när fyllningen hade packats. Vid lös utfyllnad var motsvarande deformation 0,008 H. Mätningarna visade vidare att full friktion utbildades längs väggens insida vid mycket små sidoförskjutningar. Maximal friktion erhöles vid hög lagringstäthet när väggens sidoförskjutning eller rotation var 0,00036 H.

Vid Terzaghis försök, utförda med packat material, var jordtrycksresultanten belägen över nedre tredjedelspunkten vid

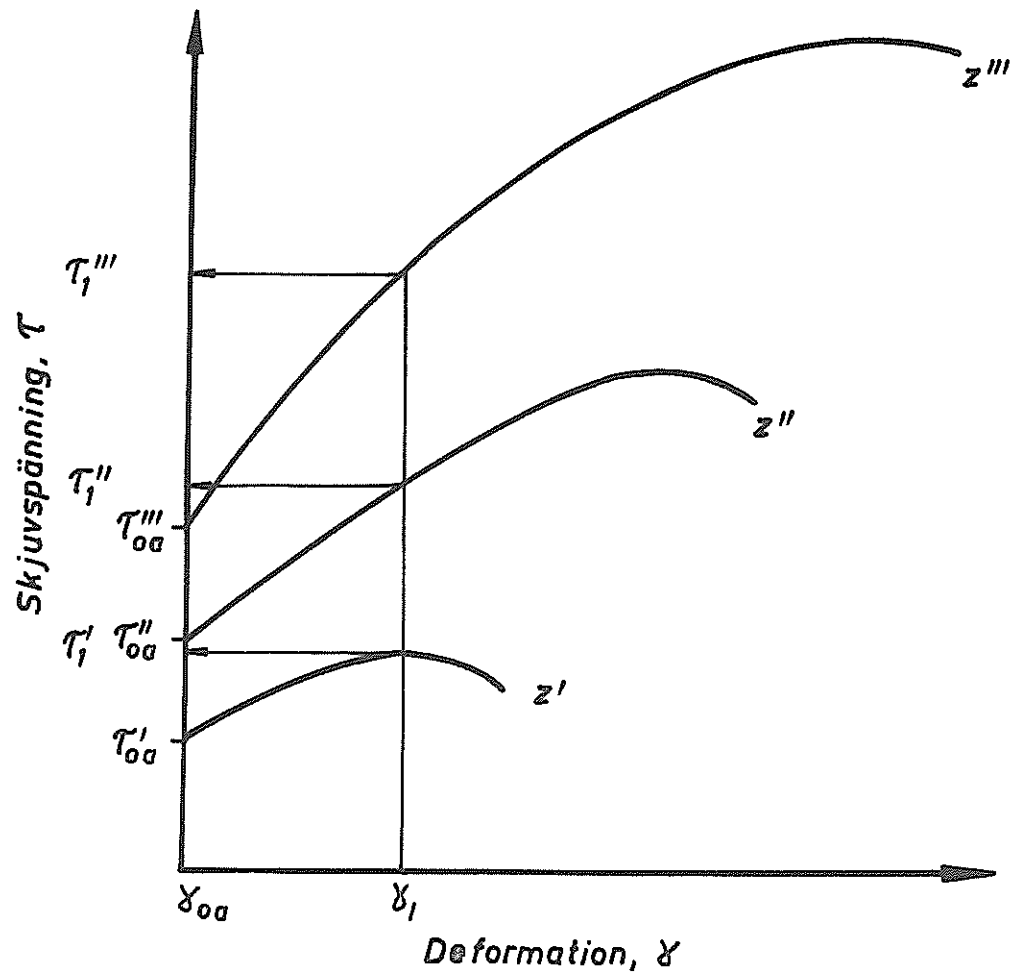


Fig. 5. Tolkning av direkta skjuvförsök. Aktivt jordtryck

parallellrörelse eller rotation. Vid lös utfyllnad var resultanten däremot belägen vid nedre tredjedelspunkten.

Mätningar utförda av Rinkert mot en stödmur med längden 6,0 m och höjden 2,0 m visade att en deformation motsvarande 0,0003 H erfordrades för att uppnå aktivt jordtryck när fyllningen bestod av makadam, medan 0,0012 H erfordrades vid bakfyllnad av singel. Dessa försök ger vid handen att fyllnadsmaterialets flisighet kan ha stor inverkan på den deformation som erfordras för att uppnå aktivt jordtryck. Försöksresultaten stämmer emellertid väl överens med dem som rapporterats av Terzaghi enligt ovan.

Jordtrycksmätningar utförda av Broms & Ingelson (1967) vid en 152,5 m lång plattrambo med en 4,0 m hög frontmur har visat att en parallellförskjutning av ca 0,001 H erfordrades för att uppnå aktivt jordtryck. Bakfyllnaden bestod i detta fall av ensgraderad sand som packats i lager med 3,5 tons vibrationsvält. Denna uppmätta sidoförskjutning som motsvarade aktivt jordtryck stämmer väl överens med det värde som rapporterats av Terzaghi (1934) för ett väl packat friktionsmaterial.

#### PASSIVT JORDTRYCK

Sambandet mellan rörelse och deformation när stödmuren rör sig mot den bakomliggande jorden kan beräknas på liknande sätt som vid aktivt jordtryck.

#### Deformation vid passivt jordtryck

I fig. 6 visas de antagna partikelrörelserna vid rotation av stödmuren kring murens undre kant (fotpunkt) mot den bakomliggande fyllningen. De partiklar som är belägna längs t.ex. a - a' och b - b' antas röra sig till a - a'' resp. b - b'' när stödmuren roterar vinkeln  $\alpha_p$ . Det antas således att par-

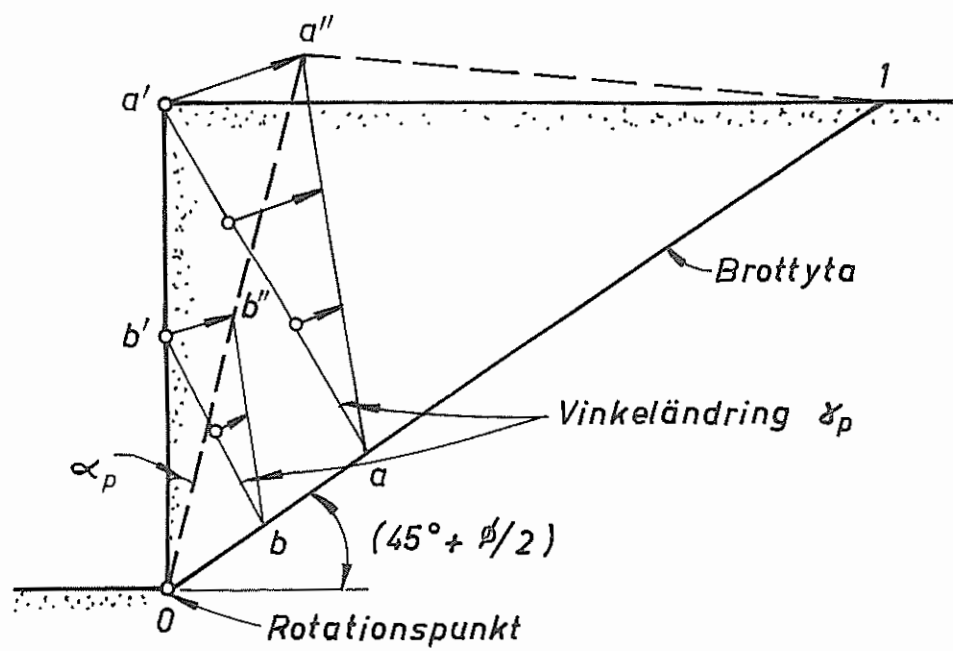


Fig. 6. Partikelrörelser vid passivt jordtryck

ticklarnas rörelser ökar linjärt med ökat avstånd från brottytan 0 - 1. Vid vertikal och friktionslös stödvägg och horisontell markyta lutar denna brottyta  $(45^\circ - \phi/2)$  med horisontalplanet. De antagna partikelrörelserna medför att den jordmassa som är belägen till vänster om brottplanet 0 - 1 utsätts för en skjuvdeformation  $\gamma_p$  som är beroende dels av vinkeländringen  $\alpha_p$ , dels av brottytans lutning. Man kan visa att

$$\gamma_p = \frac{\alpha_p}{\cos^2(45^\circ - \phi/2)} \quad (5)$$

Vid  $\phi = 40^\circ$  är  $\gamma_p = 1,22$ . Vid rotation mot den bakomliggande jorden erhålls således en betydligt mindre skjuvdeformation än vid motsvarande rotation från bakomliggande jorden (ekv. 1).

#### Spänningsändring vid passivt jordtryck

Den spänningsändring som erhålls i jorden längs ett potentiellt brottplan visas i fig. 7. Efter placering och eventuell packning av en fyllning bakom en stödmur erhålls mot stödväggen ett effektivt normaltryck som är lika med  $\bar{\sigma}_{ho}$ . Detta initialjordtryck är, som tidigare nämnts, beroende av det packningsredskap som används vid packningen, lagertjockleken samt av fyllnadsmaterialets hållfasthets- och deformationsegenskaper.

Den spänningscirkel som motsvarar vilojordtrycket  $\bar{\sigma}_{ho}$  visas i fig. 7. De normal- och skjuvspänningar som verkar längs ett potentiellt brottplan och som lutar  $(45^\circ - \phi/2)$  mot horisontalplanet kan bestämmas genom att dra en rät linje med lutningen  $(45^\circ + \phi/2)$  genom punkt A på samma sätt som vid bestämning av aktivt jordtryck. Skärningspunkten B med vilospänningscirkeln representerar spänningsförhållandena längs detta potentiella brottplan. Det vertikala avståndet från skärningspunkten till normalspänningsaxeln motsvarar initialskjuvspänningen  $\tau_{op}$  och det horisontella avståndet initialnormalspänningen  $\bar{\sigma}_{op}$  såsom visas i fig. 7.

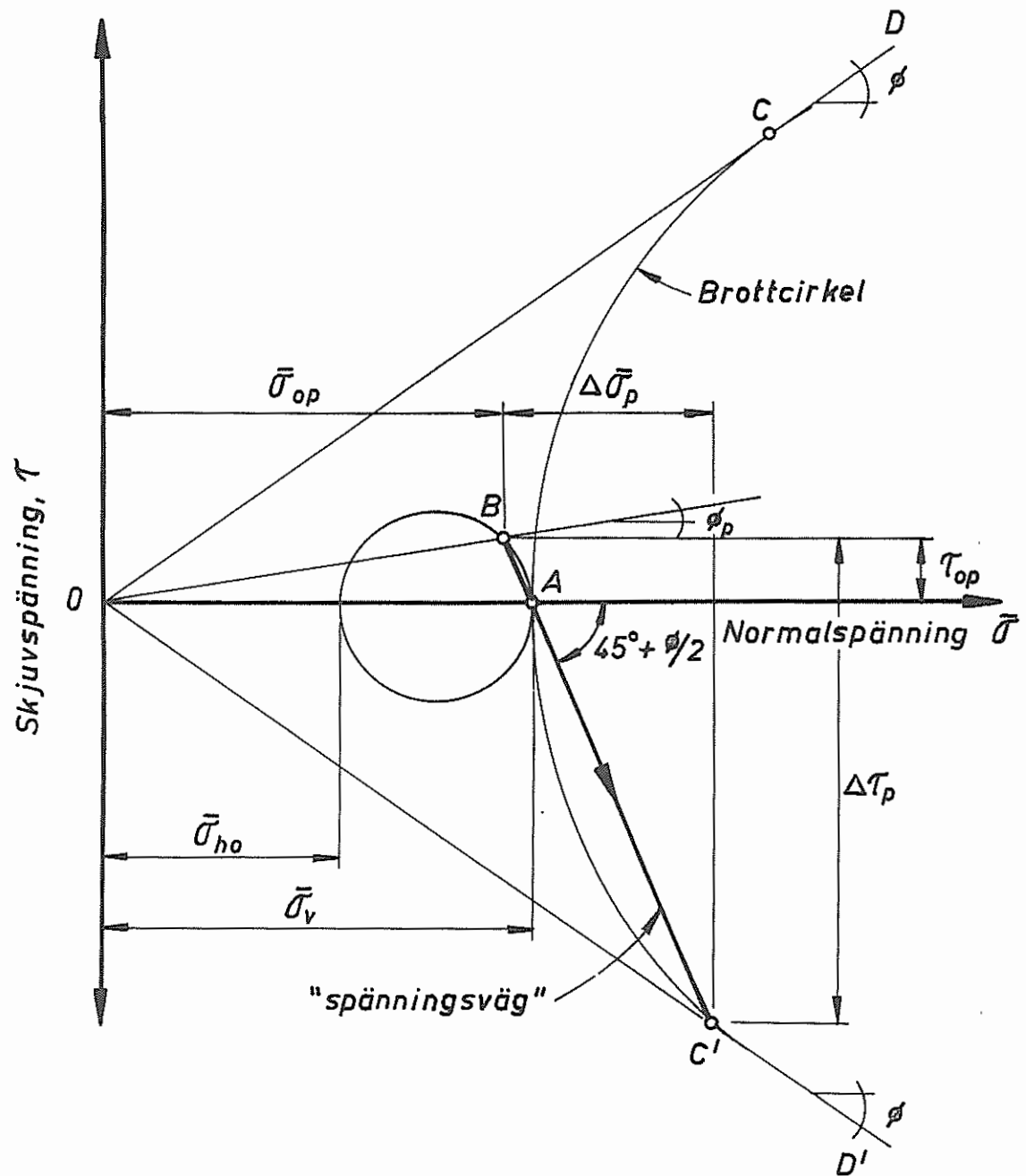


Fig. 7. Spänningsdiagram för passivt jordtryck

Vid rotation av stödmuren mot den bakomliggande jorden ökar jordtrycket mot stödmuren, medan det effektiva vertikalktrycket (överlagringstrycket)  $\bar{\sigma}_v$  är oförändrat i det fall då muren är friktionslös och vertikal. Jordtrycket mot stödmuren ökar till dess att motsvarande spänningssirkel tangerar envelopkurvorna  $O - D$  och  $O - D'$  vid  $C$  resp.  $C'$ . Härvid erhålls brott i jorden längs ett antal brottytor som är parallella med  $O - 1$  (fig. 6). Envelopkurvornas lutning motsvarar fyllnads-materialets inre friktionsvinkel.

Spänningsändringen längs det potentiella brottplanet sker utefter "spänningsvägen"  $B - C'$  vars lutning är  $(45^\circ + \phi/2)$ . Vid  $A$  erhålls ett hydrostatiskt spänningstillstånd i fyllningen, och skjuvspänningen längs det potentiella brottplanet är lika med noll.

Vid tangeringspunkten  $C'$  erhålls brott i jorden. Vid denna punkt är skjuvspänningen längs det potentiella brottplanet lika med materialets skjuvhållfasthet. Den totala skjuv- och normalspänningsändring som äger rum när stödmuren roterar i riktning mot den bakomliggande fyllningen är lika med  $\Delta\tau_p$  resp.  $\Delta\bar{\sigma}_p$  såsom visas i fig. 7. Vid rotation mot den bakomliggande jorden ökar således normalspänningen mot det potentiella brottplanet. Motsatt förhållande råder vid aktivt jordtryck där normalspänningen minskar vid rotation av väggen.

Man kan vidare se ur fig. 7 att skjuvspänningsändringen  $\Delta\tau_p$  är betydligt större än motsvarande ändring  $\Delta\bar{\sigma}$  av normalspänningen. Enligt fig. 7 är

$$\Delta\tau_p = \Delta\bar{\sigma}_p \operatorname{tg} (45^\circ + \phi/2) \quad (6)$$

Vid  $\phi = 40^\circ$  är således  $\Delta\tau_p = 2,4 \Delta\bar{\sigma}_p$ .

Den horisontalspänning som verkar mot en stödmur när denna rör sig mot den bakomliggande jorden kan även beräknas ur fig. 7. Man kan visa att

$$\bar{\sigma}_h = \gamma z + \frac{\tau [1 + \operatorname{tg}^2(45^\circ - \phi/2)]}{\operatorname{tg}(45^\circ - \phi/2)} \quad (7)$$

Skjuvspänningen räknas negativ när motsvarande normalspänning är mindre än överlagringstrycket  $\bar{\sigma}_v$  och positiv när normalspänningen är större än detta tryck.

#### Fyllnadsmaterialets deformationsegenskaper

Sambandet mellan skjuvspänning  $\tau$  och skjuvdeformation  $\gamma$  kan erhållas ur försök med direkt skjuvapparat typ SGI såsom vid bestämning av aktivt jordtryck. För att erhålla samma spänningsändring vid de direkta skjuvförsöken som i jorden bakom stödmuren bör provet först belastas så att spänningstillståndet motsvarar punkt B, dvs. belastas med en initialskjuvspänning  $\tau_{op}$  och en normalspänning  $\bar{\sigma}_{op}$  som beräknas ur vilospänningssirkeln i fig. 7. Den skjuvdeformation som därvid erhålls motsvarar initialdeformationen  $\gamma_{op}$ .

Därefter bör den påförda skjuvspänningen minskas medan normalspänningen ökas, enligt ekv. (6). Vid  $\phi = 40^\circ$  är  $\Delta\tau_p = 2,4 \Delta\bar{\sigma}_p$  som tidigare nämnts. Vid A har provet avlastats så att den påförda skjuvspänningen är lika med noll. Därefter belastas provet på nytt så att det förskjuts i motsatt riktning. Fortsatt belastning sker enligt ekv. (6). Den erhållna skjuvdeformationen  $\gamma$  mäts. Det horisontella jordtrycket mot stödmuren kan sedan beräknas ur ekv. (7) som en funktion av den skjuvspänning som mobiliseras längs den potentiella brottytan.

I fig. 8 visas det  $\tau - \gamma$ -diagram som erhålls när initialspänningarna motsvarar skjuvspänningarna  $\tau'_0$ ,  $\tau''_0$  resp.  $\tau'''_0$ . Vid skjuvdeformationen  $\gamma'$  erhålls skjuvspänningarna  $\tau'_1$ ,  $\tau''_1$  och  $\tau'''_1$  vid nivåerna  $z'$ ,  $z''$  resp.  $z'''$ . Motsvarande rotation mot stödmuren kan sedan beräknas ur ekv. (5).



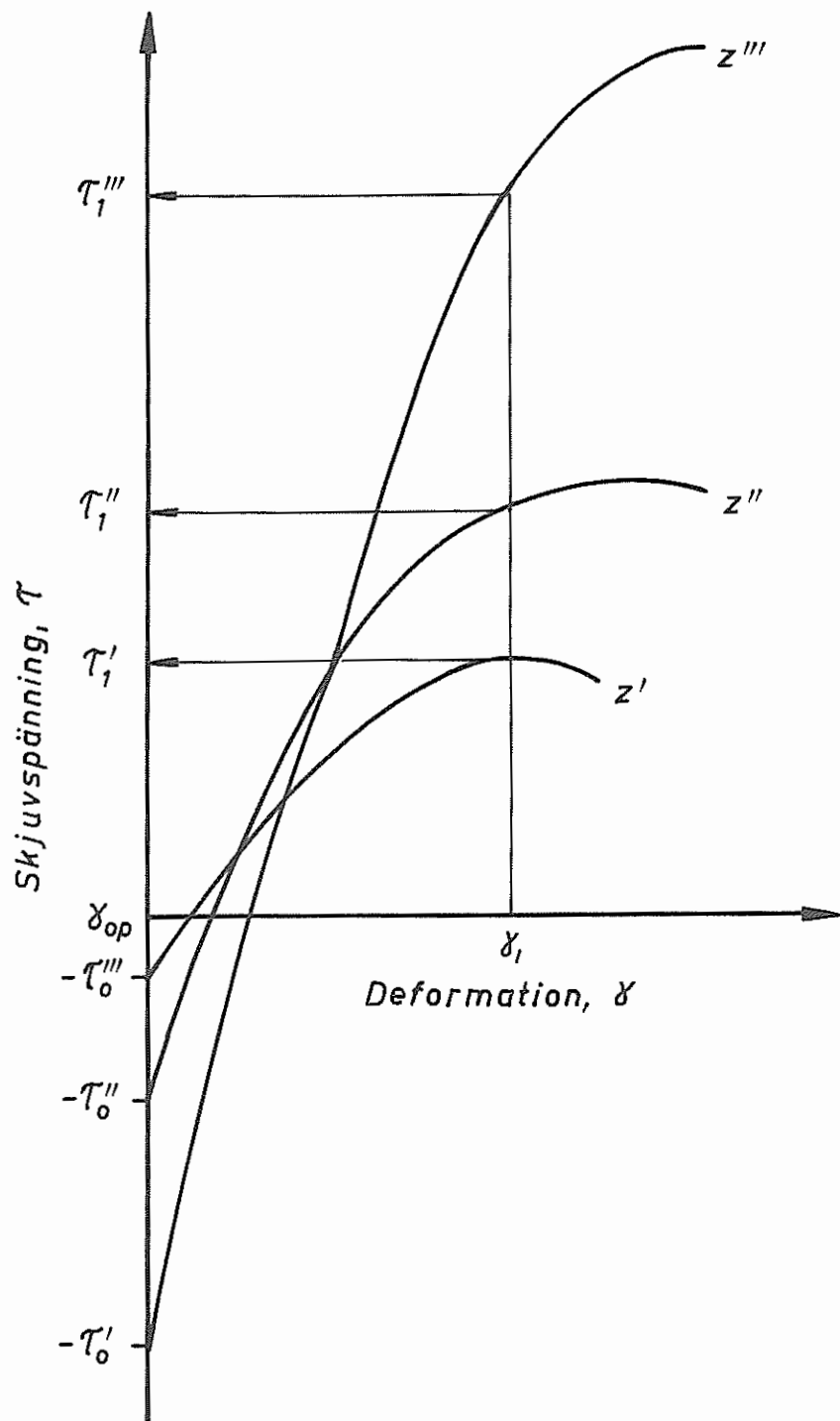


Fig. 8. Tolkning av direkta skjuvförsök. Passivt jordtryck

## SAMMANFATTNING

I denna artikel presenteras en metod för beräkning av det jordtryck som erhålls vid rotation kring underkanten av en stödmur, t.ex. ett brolandfäste eller en förankringsplatta. Härvid har antagits att de enskilda jordpartiklarna rör sig parallellt med en potentiell brottyta i bakfyllnaden bakom dessa konstruktioner och att partiklarnas rörelser ökar med ökat avstånd från den potentiella brottytan. Detta medför att fyllningen erhåller en konstant skjuvdeformation som är proportionell mot väggens rotation. Skjuvdeformationen är emellertid beroende av fyllningsmaterialets inre friktionsvinkel.

Det jordtryck som verkar mot stödmuren kan beräknas som en funktion av den skjuvspänning som utbildas längs det potentiella brottplanet. Detta samband kan beräknas ur ekv. (3) vid aktivt jordtryck och ur ekv. (7) vid passivt jordtryck.

Sambandet mellan skjuvspänning  $\tau$  och skjuvdeformation  $\gamma$  bör bestämmas med en apparat där provet erhåller en ren skjuvdeformation. De provkroppar som används vid försök med skjuvapparat typ SGI erhåller en i det närmaste "ren" skjuvdeformation på grund av att provet omges av en serie tunna ringar som förskjuts i sidled. Vid dessa försök bör spänningsändringarna i fyllningen i möjligaste mån efterliknas så att normalspänningar och skjuvspänningar ändras samtidigt under försökets gång enligt ekv. (4) eller (6). Ur de experimentellt bestämda sambanden mellan  $\tau$  och  $\gamma$  kan sedan jordtrycket mot en stödmur beräknas som en funktion av murens rotation.

Den föreslagna metoden är ännu endast teoretisk och bör användas med försiktighet innan den verifieras med försöksresultat.

## REFERENSER

- BROMS, B. & INGELSON, I., 1967. Resultat från mätning av jordtryck mot brolandfäste. Stat. Geot. Inst. Särtr. o. Prel. Rapp. No. 22. Stockholm.
- JAKOBSON, B., 1959. On the Influence of Wall Movement on Earth Pressure. Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems. Vol. 1 p. 105-115.
- JAKY, J., 1948. Pressure in Silos. Proc. 2. Internat. Conf. Soil Mech. a. Found. Engng. Vol. 1 p. 103-107.
- KEZDI, A., 1958. Earth Pressure on Retaining Wall, Tilting about the Toe. Proc. Brussels Conf. 58 on Earth Pressure Problems. Vol. 1 p. 116-132.
- KJELLMAN, W., 1942. Väg- och vattenbyggnadsstyrelsens geotekniska laboratorium. Tekn. Ts. H. 34. V.o.V. p. 1-12.
- RINKERT, A., 1959. Earth Pressure from Friction Soils. A Report on Half Scale Tests. R. Swed. Geot. Inst. Proc. No. 17 p. 3-46.
- ROWE, P.W., 1954. A Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Applications to Earth Pressures at Rest and Moving Walls. Géotechnique Vol. 4 No. 2 p. 70-88.
- SOWERS, G.B. & SOWERS, G.F., 1961. Introductory Soil Mechanics and Foundations. 2. uppl. New York.
- TERZAGHI, K., 1934. Large Retaining-Wall Tests. I. Pressure of Dry Sand. Engng. News Rec. Vol. 112 Feb. 1 p. 136-140.

# Beräkning av stolpfundament

Av Bengt B Broms, Statens Geotekniska Institut

I en tidigare artikel (Broms, 1965 a) har redovisats en beräkningsmetod för sidobelastade pålar där pålens längd är stor i förhållande till påldiametern. Emellertid kan denna metod ej användas när fundamentets höjd är mindre än omkring tre gånger fundamentets bredd. En metod för dimensionering av stolpfundament beskrivs i denna artikel. Den föreslagna metoden kan endast användas vid beräkning av stolpfundament som är grundlagda på friktionsmaterial (grus och sand)

Stolpfundament i anslutning till vägar och gator är ofta placerade i friktionsmaterial. Ett vanligt utförande är att använda rörelement som sätts ned i en urschaktning. Runt rörellementen packas grovt grus, singel eller makadam i tunna lager (10—15 cm). Den stolpe som ska användas placeras sedan i rörelementet, centreras och uppstegas noggrant och kringgjuts med betong. Ett annat vanligt utförande är att placera stolpar i hål som upptas med skruvborr.

## Jordtrycksfördelning vid belastning

I fig 1 visas ett stolpfundament. Fundamentet belastas vid markytan av en vertikallast  $V$ , en horisontellt riktad avskärningskraft  $H$  och ett stjälpande moment  $M$ . Vertikallasten  $V$  är försorsakad av egen vikt, medan  $H$  och  $M$  är främst beroende av vind och stagkrafter.

Brott av det fundament som visas i fig 1 sker antingen som materialbrott eller som jordbrott. Vid materialbrott överskrids antingen betongens tryckhållfasthet (vid fundamentets framsida) eller armeringens draghållfasthet (vid fundamentets baksida). I allmänhet är tryckpåkänningarna i betongen små och påverkar som regel ej fundamentets dimensioner eller erforderlig betongkvalitet. Vid jordbrott roterar

Beräkningsmetoden är grundad på belastningsförsök av stolpfundament utförda av bl a Shilts—Graves—Driscoll (1948), Ramelot—Vandepierre (1950), Fayoux (1952), Lazard (1955), Janbu (1956), Zetterholm—Pramborg (1956), Roscoe (1957) och Osterberg (1958)

fundamentet i jorden kring en axel, som är belägen i fundamentets undersida nära framkanten såsom visas i fig 2 a. Den jord som är belägen vid fundamentets framsida kommer att röra sig uppåt närmast markytan, medan jorden bakom fundamentet rör sig nedåt, fig 2 a. Jorden vid fundamentets fram- och baksidor förskjuts emellertid längs en cirkulär cylindrisk yta närmast fundamentets underkant. En liknande förskjutning (längs en cirkulär cylindrisk glidyta) sker även under själva fundamentet. Den jordtrycksfördelning som svarar mot brottbilden i fig 2 a visas i fig 2 b. Längs fundamentets framkant utbildas närmast markytan passivt jordtryck där fundamentet rör sig mot jorden. Emellertid kommer jordtrycket att minska alldeles intill underkanten och vara mindre än motsvarande passiva jordtryck. Försöksdata visar att det passiva jordtrycket på grund av valvverkan är 3—10 gånger större än det passiva Rankinska jordtrycket\* när fundamentets höjd  $D$  överstiger tre gånger bredden  $L$  (Broms, 1964 och 1965 b). Är emellertid fundamentet långsträckt och ytan glatt (friktionslös) utbildas Rankinskt passivt jordtryck närmast markytan. Emellertid kan det passiva jordtrycket vara betydligt större än passivt Rankinskt jordtryck när fundamentets yta är rå. Längs baksidan utbildas på motsvarande sätt aktivt Rankinskt jordtryck i de fall då fundamentets yta är glatt. Detta jordtryck är litet i förhållande till det passiva jordtrycket och försummas i allmänhet vid beräkning av ett fundamentets sidomotstånd.\*\*

Jordtrycket längs fundamentets baksida är lågt närmast markytan eftersom fundamentet rör sig från den bakomliggande jorden, medan jordtrycket intill fundamentets underkant, fig

2 b, överstiger väsentligt det passiva Rankinska jordtrycket på grund av valvverkan.

Under fundamentet intill framkanten bar jordens brottlast överskridits. Motsvarande jordtryck  $\sigma_{\text{brott}}$  kan beräknas på vanligt sätt. Detta jordtryck är beroende dels av fundamentets ekvivalenta bredd  $b$  (fig 2 b) och dels av det effektiva överlagringstrycket. Det effektiva överlagringstrycket kan emellertid påverkas av fundamentets rotation i de fall då fundamentets bredd är stor i förhållande till djupet  $D$ . Härvid kan överlagringstrycket vara mycket litet intill fundamentets bakkant (fundamentet rör sig från underlaget). Även intill framkanten kan det effektiva överlagringstrycket vara litet eftersom fundamentet rör sig från den framföriggande jorden såsom visas i fig 2 a. Det kan i en del fall vara nödvändigt att beakta denna effekt vid beräkning av tillåtet grundtryck.

## Beräkningsprinciper

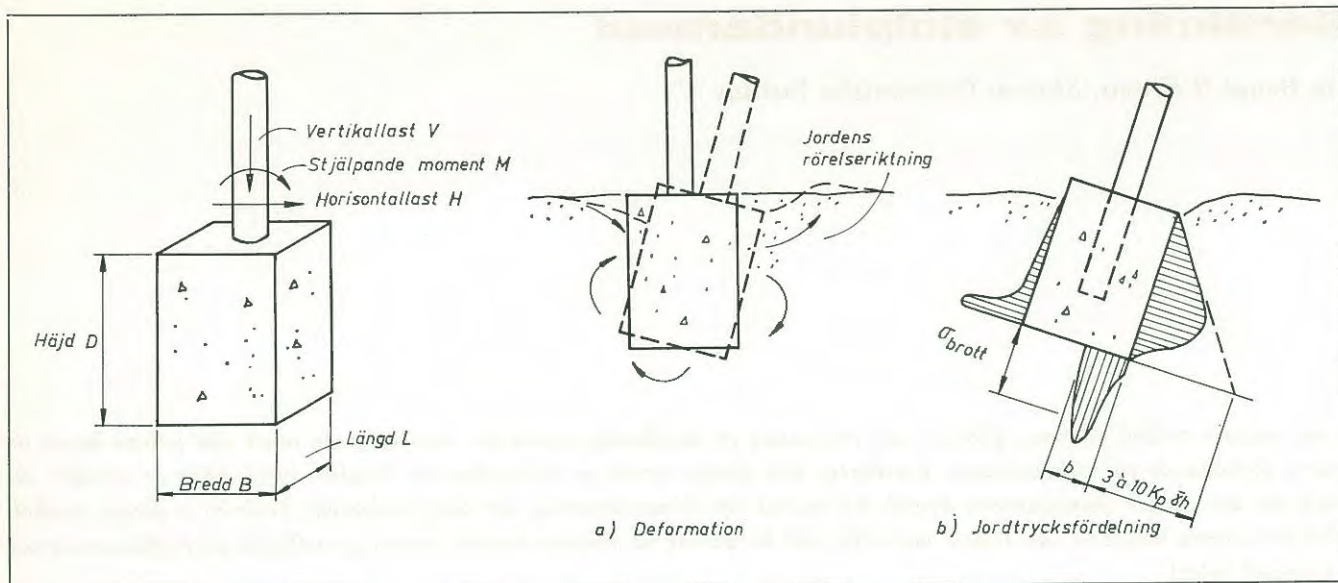
Fundamentet ska vara så konstruerat att brott inträffar först när vertikallasten är  $k_p V$ , avskärningskraften  $k_h H$ , och de stjälpande momentet  $k_m M$ . Koefficienterna  $k_p$ ,  $k_h$  och  $k_m$  är belast-

\* Motsvarande passiva Rankinska jordtryckscoefficient  $K_p$  beräknas uttrycket

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$$

där  $\phi$  är jordens friktionsvinkel. Denna erhålls ur dränerade treaxliga eller direkta skjuvförsök

\*\* Aktivt Rankinskt jordtryck är 1/9-del av motsvarande passivt Rankinskt jordtryck vid  $\phi = 30^\circ$ . Det aktiva jordtrycket minskar i förhållande till det passiva jordtrycket med ökad inre friktionsvinkel, med ökad råhet hos fundamentet och med ökad höjd i förhållande till fundamentets bredd



ningsfaktorer som är beroende av hur noggrant lasterna  $V$ ,  $H$  och  $M$  kan beräknas eller uppskattas. Vertikallasten  $V$  (försakad av egen vikt) kan beräknas med tämligen stor noggrannhet medan  $H$  och  $M$  (försakade främst av vindlast) endast kan uppskattas. Ett högre värde bör således användas för belastningsfaktorerna  $k_h$  och  $k_m$  än för  $k_v$ . Följande värden föreslås:

$$\begin{aligned} k_v &= 1,3 \\ k_h &= 1,5 \\ k_m &= 1,5 \end{aligned}$$

Systematiska fel kan även uppträda vid bestämning av den inre friktionsvinkeln  $\phi_d$ . Vid beräkning av ett stolpfundaments sidomotstånd eller tillåtet grundtryck bör en reducerad friktionsvinkel  $\phi_{red}$  användas. Denna reducerade friktionsvinkel kan beräknas ur

$$\text{tg } \phi_{red} = \text{tg } \phi_d / F_0$$

där  $F_0$  är en sk partiell säkerhetsfaktor. Faktorn 1,2 används ofta vid friktionsmaterial. Denna motsvarar en reducerad friktionsvinkel  $\phi_{red}$  av  $30,2^\circ$  vid  $\phi_d = 35^\circ$ .

#### Antagen jordtrycksfördelning

Ett stolpfundaments brottlast kan beräknas genom analys av den mekanism som leder till brott. Brott av ett stolpfundament sker vanligen som jordbrott.

Den jordtrycksfördelning som kan användas vid beräkning av ett fundaments sidomotstånd visas i fig 3. Längs fundamentets framsida antas att passivt jordtryck har utbildats och att detta jordtryck är  $m$  gånger större än passivt Rankinskt jordtryck ( $K_p \bar{\gamma} h$ ). Koefficienten  $m$  kan beräknas ur följande samband:

$$\begin{aligned} m &= 1,0 \quad \text{vid } D/B \leq 1,0 \\ m &= D/B \quad \text{vid } 1,0 \leq D/B \leq 3,0 \\ m &= 3 \quad \text{vid } D/B \geq 3,0 \end{aligned}$$

Den passiva Rankinska jordtrycks-koefficienten,

$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

är för friktionsmaterial endast beroende av jordens inre friktionsvinkel  $\phi_d$  såsom den bestäms ur tex dränerade treaxliga eller direkta skjuvförsök.

Emellertid ger ofta försöksresultaten från treaxliga försök ett högre värde ( $3-6^\circ$ ) på  $\phi_d$  än direkta skjuvförsök beroende på skillnader i spänningstillstånd. Vid beräkning bör de värden användas som erhålls ur direkta skjuvförsök, eftersom dessa försök troligtvis bättre representerar spänningförhållandena vid brott av ett stolpfundament än treaxliga försök.

Friktionsvinkeln  $\phi_d$ , som främst är beroende av jordens lagringstäthet, dess gradering och kornform, kan uppskattas ur resultaten från vikt- eller hejarsondering eller ur tabell 1.

Förutom materialets inre friktionsvinkel är det Rankinska passiva jordtrycket beroende av grundvattenytans läge. I det fall då grundvattenytan är belägen vid markytan är jordens effektiva densitet  $\bar{\gamma}$  lika med jordens densitet under vatten  $\gamma'$ . Är däremot grundvattenytan belägen vid eller under fundamentets underkant beräknas  $\bar{\gamma}$  som jordens våta densitet  $\gamma$  (i naturfuktigt tillstånd). Densiteten interpoleras rätlinjigt när grundvattenytan är belägen mellan dessa lägen.

Vidare antas i fig 3 att det koncentrerade jordtryck som verkar mot nederdelen av fundamentets baksida kan ersättas med en linjelast  $R$ .

Reaktionskraften  $T$  (fig 3) som verkar mot fundamentets bottenyta är lika

Fig 1 (t v). Definitioner

Fig 2 (t h). Deformation och jordtrycksfördelning vid sidobelastat fundament

med den påförda vertikallasten  $k_v V$ . Motsvarande tillåtna grundpåkänning kan beräknas ur ekvationen

$$(1) \quad \sigma_{till} = N_q \left( 1 + 0,1 \frac{D}{B} \right) \left( 1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) \bar{\gamma}_1 D + N_\gamma \left( 1 - 0,3 \frac{B}{L} \right) \bar{\gamma}_2 \frac{B}{2}$$

Denna ekvation är endast giltig då

$$0 \leq \frac{D}{B} \leq 15 \quad \text{och}$$

$$0 \leq \frac{B}{L} \leq 1$$

Densiteterna  $\bar{\gamma}_1$  och  $\bar{\gamma}_2$  i denna ekvation påverkas av grundvattenytans

Tabell 1. Beräkning av friktionsvinkeln  $\phi_d$

Naturligt material (rundade korn)		
Ojämnkornighet	Lagringstäthet	
	Lös lagring	Fast lagring
Jämnkornig ( $C_u < 5$ )	25°	35°
Ojämnkornig ( $C_u > 15$ )	30°	40°

Krossat material (flisiga korn)		
Ojämnkornighet	Lagringstäthet	
	Lös lagring	Fast lagring
Jämnkornig ( $C_u < 5$ )	30°	40°
Ojämnkornig ( $C_u > 15$ )	35°	45°

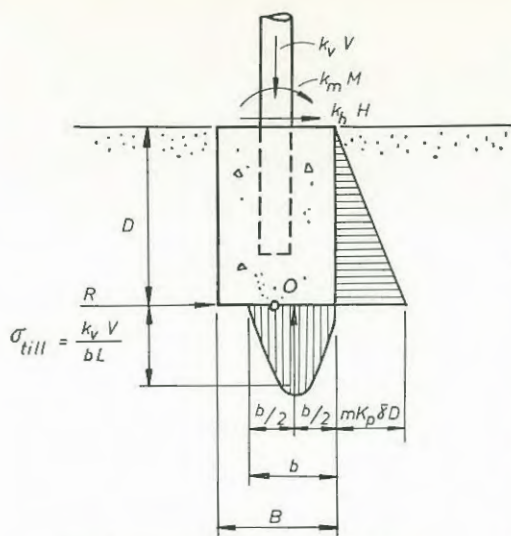


Fig 3. Dimensionering av sidobelastat fundament

läge. Är grundvattenytan belägen vid markytan är  $\bar{\gamma}_1$  lika med jordens densitet under vatten  $\bar{\gamma}$ . Är däremot grundvattenytans läge under fundamentets underkant sätts  $\bar{\gamma}_1$  lika med jordens våta densitet (i fuktigt tillstånd)  $\gamma$ . Volymvikten  $\gamma_2$  är lika med  $\gamma'$  respektive  $\gamma$  om grundvattenytan är belägen över fundamentets underkant respektive under en nivå som motsvarar 1,5 diameter hos fundamentet under fundamentets underkant. Bärfaktorerna  $N_q$  och  $N_\gamma$  som endast är beroende av jordens inre friktionsvinkel  $\phi$  finns tabellerade i de flesta geotekniska läroböcker (Janhu-Bjerrum-Kjærnsli, 1956, Lundgren-Brinch Hansen, 1958, Terzaghi 1943). Vid beräkning bör den reducerade friktionsvinkeln  $\phi_{red}$  användas. Tillåten grundpåkänning kan även uppskattas ur BABS 1960. Denna tillåtna grundpåkänning blir i allmänhet lägre än den som erhålls ur ovanstående ekvation. Är medelgrundtrycket  $k_h V / BL$  mindre än tillåtet grundtryck  $\sigma_{till}$  eller  $\sigma_m$  bör vid beräkning av lastbredden  $b$  användas i stället för fundamentets bredd  $B$ .

### Beräkningsförfarande

Vid dimensionering av ett stolpfundament används i allmänhet följande beräkningsgång. Först beräknas de laster som påverkar fundamentet ( $k_v V$ ,  $k_h H$  och  $k_m M$ ). Därefter beräknas  $\sigma_{till}$  och den bredd  $b$  som detta jordtryck är fördelat över. (Vanligtvis används ett passningsförfarande vid beräkning av  $\sigma_{till}$  eftersom  $\sigma_{till}$  är beroende av  $b$ .)

Fundamentets höjd  $D$  kan därefter beräknas ur en momentekvation med avseende på en punkt (0) som är belägen mitt på fundamentets bottenyta.

För jämvikt erfodras att

$$(2) \quad k_m M = \frac{1}{2} k_v V (B - b) + \frac{1}{6}$$

$$m K_p \bar{\gamma} D^3 L - k_h H \cdot D$$

Detta uttryck kan förenklas till

$$(3) \quad D = \sqrt[3]{\frac{6 k_m M - 3 k_v V (B - b) + 6 k_h H D}{m K_p \bar{\gamma} L}}$$

Ur denna ekvation kan sedan  $D$  beräknas med ett passningsförfarande. (Höjden  $D$  förekommer även på höger sida om likhetstecknet. Även koefficienten  $m$  är beroende av  $D$ .)

### Beräkningsexempel

Beräkna erforderlig höjd hos ett fundament med kvadratisk genomskärningsyta som vid markytan utsätts för vertikallasten 10,5 Mp, horisontallasten 0,5 Mp och momentet 3,55 Mpm. Motsvarande konstruktionslaster ( $k_v V$ ,  $k_h H$  och  $k_m M$ ) är 13,4 Mp, 0,75 Mp respektive 5,33 Mpm. Jordens volymvikt är 1,9 ton/m<sup>3</sup>. Grundvattenytan är belägen på 3 m djup under markytan. Fundamentet antas vara omgivet av ett väl packat jämnkornigt och naturligt rundat material med en inre friktionsvinkel  $\phi_d$  som uppskattas till 35°. Vid partialsäkerhetsfaktor 1,2 är den reducerade friktionsvinkeln  $\phi_{red}$  lika med 30,2°. Vid denna friktionsvinkel antar bärfaktorerna  $N_q$  och  $N_\gamma$  värdena 19 respektive 23. Det bör emellertid påpekas att de värden på bärfaktorn  $N_\gamma$  som rapporterats av olika forskare ej inbördes helt stämmer överens beroende på skillnader i antagen brottmekanism.

Tillåtet grundtryck kan beräknas ur ekvation (1). Först måste emellertid höjden  $D$  uppskattas. Eftersom det grundtryck som kan tillåtas i allmänhet ej är dimensionerande, är det ofta ej av större betydelse om det uppskattade värdet  $D$  avviker avsevärt från det som beräknas. Vid  $D = 2,0$  m är den minsta erforderliga bredden hos fundamentet 30,0 cm och tillåtet grundtryck 15,0 kp/cm<sup>2</sup>. Härvid antas centrisk belastning över fundamentets bottenyta ( $B = b$ ). För att uppta motsvarande horisontallast (0,75 Mpm) är motsvarande erforderliga djup 2,0 m enligt ekvation (3).

Bedöms detta djup som alltför stort kan fundamentets tvärmått ökas till t ex 60×60 cm. Denna ökning minskar emellertid det tillåtna grundtrycket eftersom belastningsbredden  $b$  och erforderligt djup  $D$  minskar. Tvärmåttet 60×60 cm motsvarar värdet 15,0 cm hos den ekvivalenta bredden  $b$  vid djupet  $D = 2,0$  m. Detta djup har antagits vara lika med det som beräknats ovan. Det bör emellertid observeras att den

ekvivalenta bredden  $b$  och grundtrycket  $\sigma_{till}$  endast behöver uppskattas. Vid tvärmåttet 60×60 cm är erforderlig höjd 1,3 m.

En ökning av fundamentets tvärmått från 30×30 cm till 60×60 cm minskar den erforderliga höjden från 2,0 till 1,3 m, en reduktion av 35 %. Denna ökning av tvärmåttet har således en relativt stor inverkan på erforderlig höjd.

### LITTERATUR

- Broms, B (1964): Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. Proc ASCE, Vol 90, No SM 3, p 123-156
- Broms, B (1965 a): Korta pålars sidomotstånd. Väg- och vattenbyggaren nr 11, Stockholm, p 457-461
- Broms, B (1965 b): Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar. Statens geotekniska institut, Särtryck och preliminära rapporter, No 9, 15 p
- Fayoux, P (1952): Foundations des pylones des lignes électriques a très haute tension. Bulletin de la Société Française des Electriciens, Tome II, No 15, 7th Series, March 1952
- Janbu, N (1956): Foundations of Structures. Discussion. Proc Fourth Internat Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol III, London, p 155-156
- Janbu, N - Bjerrum, L - Kjærnsli, B (1956): Veiledning ved løsning av fundamenteeringsoppgaver. Norges Geotekniske Institutt, Publikasjon nr 16, Oslo, 93 p
- Lazard, A (1955): Moment limite de renversement de fondations cylindriques et parallélépipédiques isolées. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, Janvier 1955, p 82-110
- Lundgren, H - Brinch Hansen, J (1958): Geoteknik. Teknisk Forlag, København, 287 p
- Osterberg, J O (1958): Lateral Stability of Poles Embedded in a Clay Soil". Northwestern University Project 208, Bell Telephone Labs, Evanston, Ill, December, 1958
- Ramelot, C - Vandeperre, L (1950): Les fondations des pylones électriques: leur résistance au renversement, leur stabilité, leur calcul étude expérimentale. Comptes rendus de recherches de l'Institut pour encouragement de la Recherche Scientifique dans l'Industrie et l'Agriculture, No 2, Février 1950, 180 p
- Roscoe, K H (1957): A Comparison of Tied and Free Pier Foundations. Proc Fourth Internat Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol I, 1957, p 419-423
- Shilts, W L - Graves, L D - Driscoll, C G (1948): A Report of Field and Laboratory Tests on the Stability of Posts Against Lateral Loads. Proc Second Internat Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol V, p 107
- Terzaghi, K (1943): Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc, New York, 510 p
- Zetterholm, O D - Pramborg B O (1956): Redogörelse för provningar med prismatiska momentfundament utförda 1954-1955 av Vattenfallsstyrelsen. Kungl Vattenfallsstyrelsen, Meddelande nr EL 175, 39 p + 9 bil







No.		Pris kr. (Sw. crs.)
17.	Om påslagning och påbärighet.	1967 5:—
	1. Dragsprickor i armerade betongpålar. <i>S. Sahlin</i>	
	2. Sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong. <i>B-G. Hellers</i>	
	3. Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i>	
	4. Negativ mantelfriktion. <i>B. H. Fellenius</i>	
	5. Grundläggning på korta pålar. Redogörelse för en försöks-serie på NABO-pålar. <i>G. Fjellner</i>	
	6. Krokiga pålars bärförmåga. <i>B. Broms</i>	
18.	Pålgruppers bärförmåga. <i>B. Broms</i>	1967 10:—
19.	Om stoppslagning av stödpålar. <i>L. Hellman</i>	1967 5:—
20.	Contributions to the First Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon 1966.	1967 5:—
	1. A Note on Strength Properties of Rock. <i>B. Broms</i>	
	2. Tensile Strength of Rock Materials. <i>B. Broms</i>	
21.	Recent Quick-Clay Studies.	1967 10:—
	1. Recent Quick-Clay Studies, an Introduction. <i>R. Pusch</i>	
	2. Chemical Aspects of Quick-Clay Formation. <i>R. Söderblom</i>	
	3. Quick-Clay Microstructure. <i>R. Pusch</i>	
22.	Jordtryck vid friktionsmaterial.	1967 30:—
	1. Resultat från mätning av jordtryck mot brolandfäste. <i>B. Broms &amp; I. Ingelson</i>	
	2. Jordtryck mot oeftergivliga konstruktioner. <i>B. Broms</i>	
	3. Metod för beräkning av sambandet mellan jordtryck och deformation hos främst stödmurar och förankringsplattor i friktionsmaterial. <i>B. Broms</i>	
	4. Beräkning av stolpfundament. <i>B. Broms</i>	