



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. 36

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

**Pålslagning. Materialegenskaper hos
berg och betong**

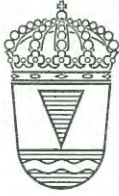
1. Bergets bärförmåga vid punktbelastning

Sven-Erik Rehnman

**2. Deformationsegenskaper hos slagna
betongpålar**

Bengt Fellenius & Torsten Eriksson

STOCKHOLM 1970



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **36**

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

Påslagning. Materialegenskaper hos berg och betong

1. Bergets bärförmåga vid punktbelastning

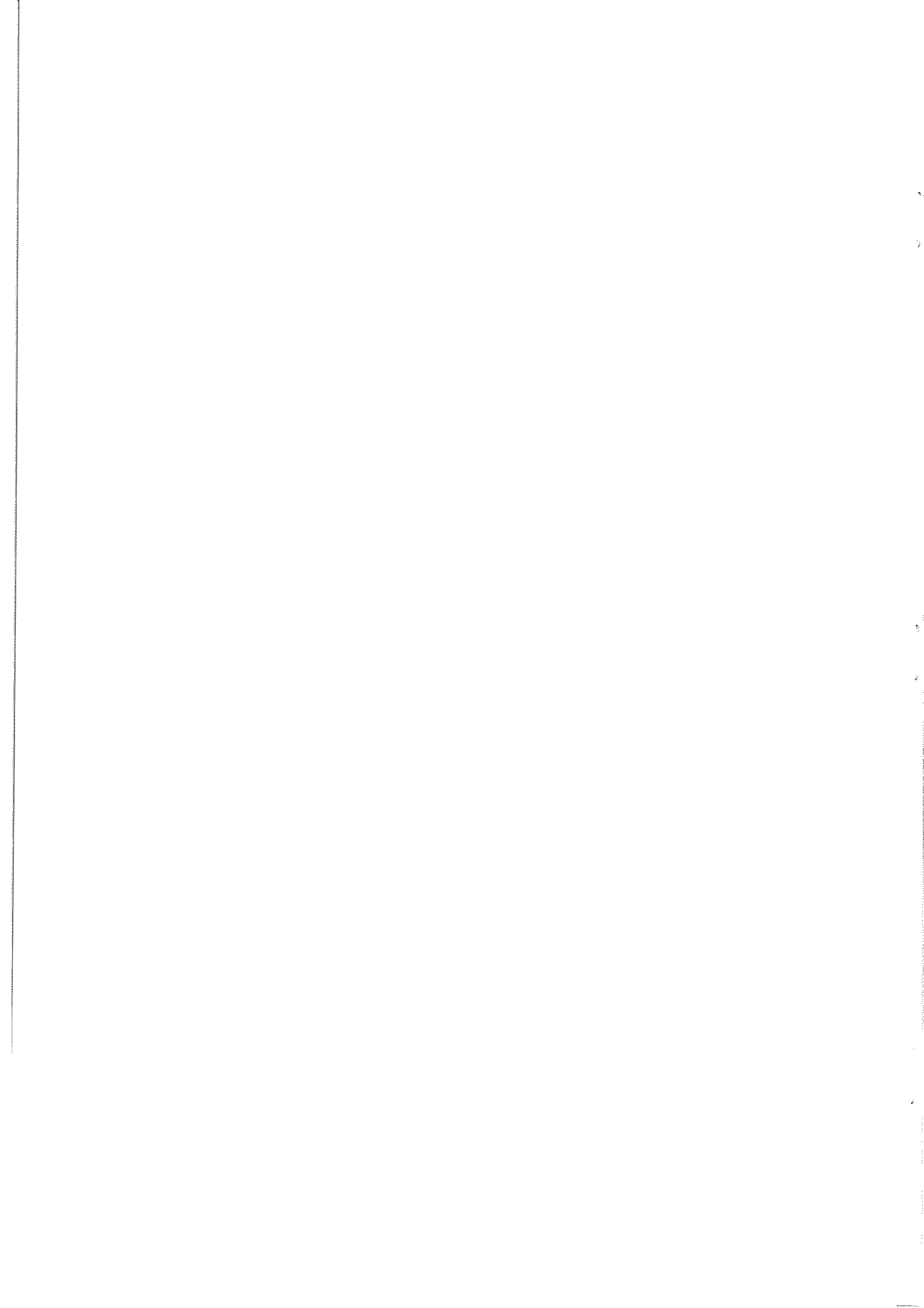
Sven-Erik Rehnman

2. Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar

Bengt Fellenius & Torsten Eriksson

Särtryck ur IVA-rapport 18. Bergmekaniskt diskussionsmöte
7 februari 1969 och Väg- och vattenbyggaren 15 (1969): 5

STOCKHOLM 1970



BERGETS BÄRFÖRMÅGA VID PUNKTBELASTNING

Civiling S-E Rehnman, Statens Geotekniska Institut

Vid grundläggning av bl a hus och broar blir man i vissa fall tvungen att föra ner lasterna till berg med hjälp av s k stöd-pålar. Bergytan kommer då att utsättas för punktblastningar. Belastningsytan är i allmänhet 60-100 mm i diameter och belastningen kan uppgå till 60 Mp (eller mer i vissa speciella fall).

För att undersöka bergets bärförmåga vid punktblastning har modellförsök och fullskaleförsök utförts inom IVA:s pålkommision. Denna kortfattade redogörelse omfattar endast vissa delar av undersökningen och för en utförligare beskrivning hänvisas till pålkommisionens meddelande nr 15.

Beskrivning av Rixögraniten

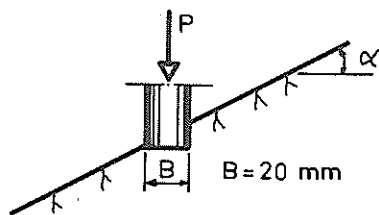
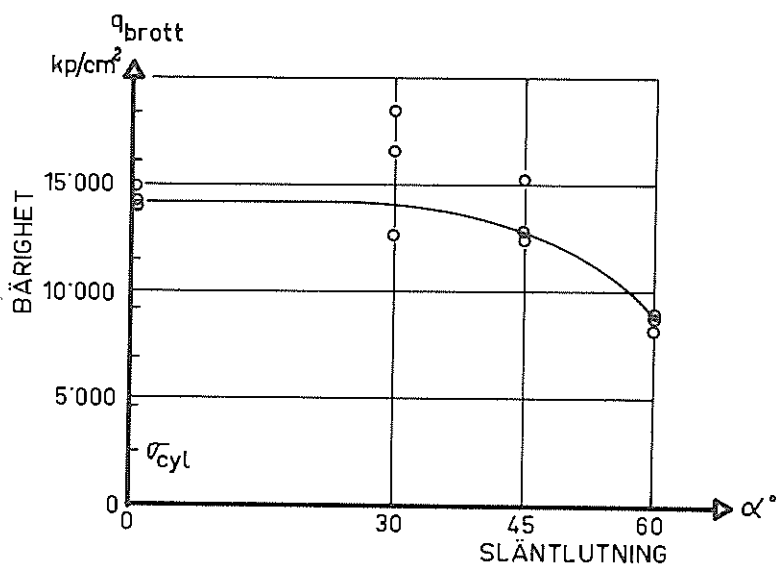
En av de tre bergarter som undersökningen omfattade var granit, närmare bestämt granit från Rixöbrottet och här betecknad rixögranit. Den följande petrografiska bestämningen har utförts av Docent B Loberg, Stockholms universitet.

Rixögraniten har en massformig medelkornig till finkornig struktur med medelkornstorleken inom intervallet 0,5 - 2 mm. Texturen är helt kristallinisk med huvudsakligen oregelbunden kristallbegränsning. Färgen är ljus grå med brunt stick. De huvudsakligen förekommande mineralen är kvarts, kalifältspat, plagioklas, som delvis är omvandlad till mycket finkornig glimmer, mörk glimmer (biotit), som delvis är omvandlad till klorit. Dessutom uppträder ett mineral som troligen är ortit, vilket genom sin radioaktivitet nedbrutit sin egen struktur och ökat sin volym, som därvid gett upphov till expansionsprickor i de närmast angränsande mineralkornen. Detta fenomen saknar dock betydelse för bergartens hållfasthet i stort. Vidare kan nämnas att de uttagna provstenarna var påfallande homogena.

Rixögranitens tryckhållfasthet har bestämts på cylindrar med höjden 50 mm och diametern 50 mm. I medeltal blev tryckhållfastheten 2300 kp/cm^2 .

Bärförmågan hos granit som funktion av angreppsvinkeln

Vid de statiska belastningsförsöken pressades en ståldubb med 20 mm diameter mot granitytan, som figur 1 visar. Bärförmågan i kp/cm^2 uppmättes som funktion av den sk släntlutningen α . När dubben angrep vinkelrät mot bergytan var bärförmågan mellan 14.000 och 15.000 kp/cm^2 , vilket är drygt sex gånger granitens cylinderhållfasthet (σ_{cyl}). Först när släntlutningen var större än 45° reducerades bärförmågan.



$$q_{\text{brott}} = \frac{P_{\text{brott}}}{\pi \frac{B^2}{4}}$$

Fig. 1 Statiska belastningsförsök med $\emptyset 20 \text{ mm}$ ståldubb mot granityta. Uppmätt samband mellan bärförmåga och "släntlutning".

Inverkan av belastningsytans storlek

I fortsättningen kommer endast att beröras det fall då dubben angrep vinkelrät mot granitytan. Till att börja med kan det vara av intresse att se hur granitens bärförmåga i kp/cm^2 vid "punktbelastning" påverkades av belastningsytans storlek. Figur 2 visar uppmätt bärförmåga i kp/cm^2 som funktion av dubbens diameter. Försöksresultaten tyder på att bärförmågan minskar när belastningsytan ökar. Med 60 mm diameter, ett vanligt diametermått hos bergdubbar för stödpålar, erhöles en bärförmåga som var ca 80 % av q_{brott} med 20 mm ståldubb.

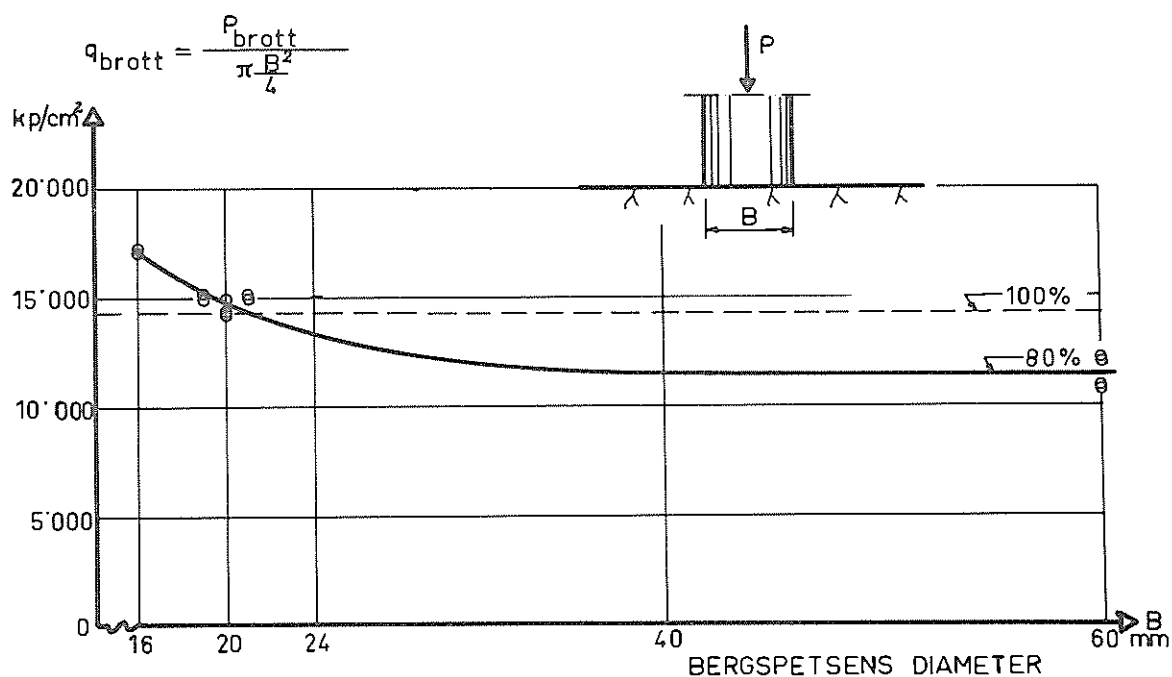


Fig. 2 Samband mellan granitens bärförmåga i kp/cm^2 och belastningsytans storlek.

Inverkan av sprickor i berget

För en bedömning av bergets bärförmåga vid angrepp av en punktlast är det nödvändigt att känna till hur sprickor i berget påverkar bärförmågan. För att belysa denna inverkan har kompletterande modellförsök med granitblock utförts. Undersökningen har omfattat tre olika spricksystem.

- a. Slutna vertikala sprickor
- b. Öppna vertikala sprickor
- c. Vertikala och horisontella sprickor.

Slutna vertikala sprickor

Granitblock med storleken 200x200x100 mm spräcktes på mitten och göts in i stålrör (se fig. 3a).

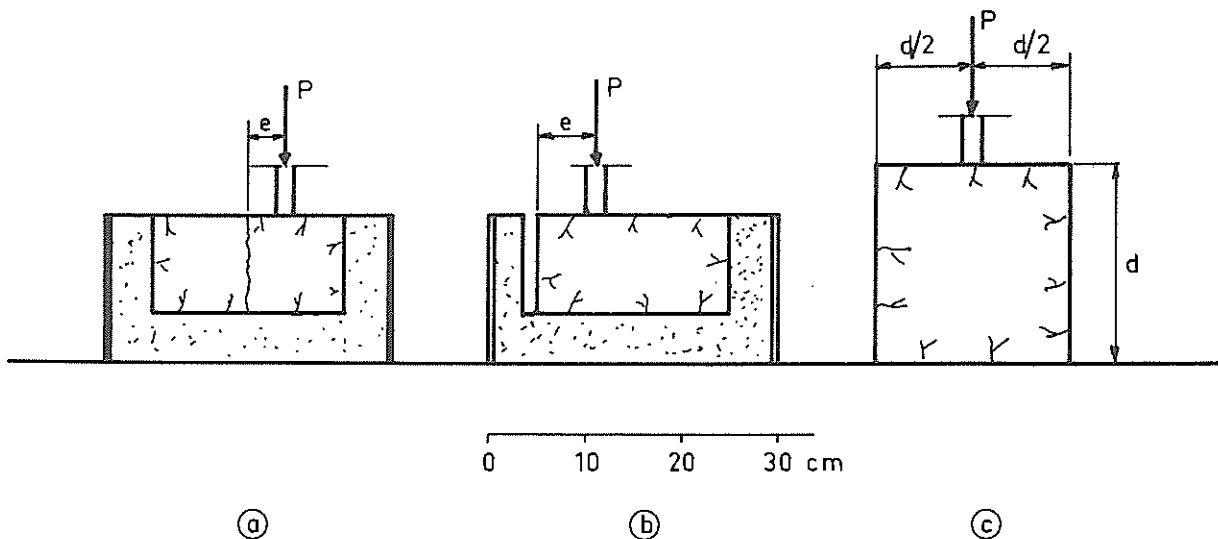


Fig. 3. Undersökning av sprickors inverkan på bergets bärförmåga.

Ståldubben (\varnothing 20 mm) placerades på avståndet e från sprickan och belastades tills brott inträffade i graniten. När dubben angrep mitt över den slutna sprickan ($e = 0$) erhöles brott vid ca 30 Mp last, vilket var ungefär 70 % av brottlasten för sprickfritt granitprov. Motsvarande värde för $e = 10$ mm var ca 35 Mp, d v s 80 % (se fig. 4).

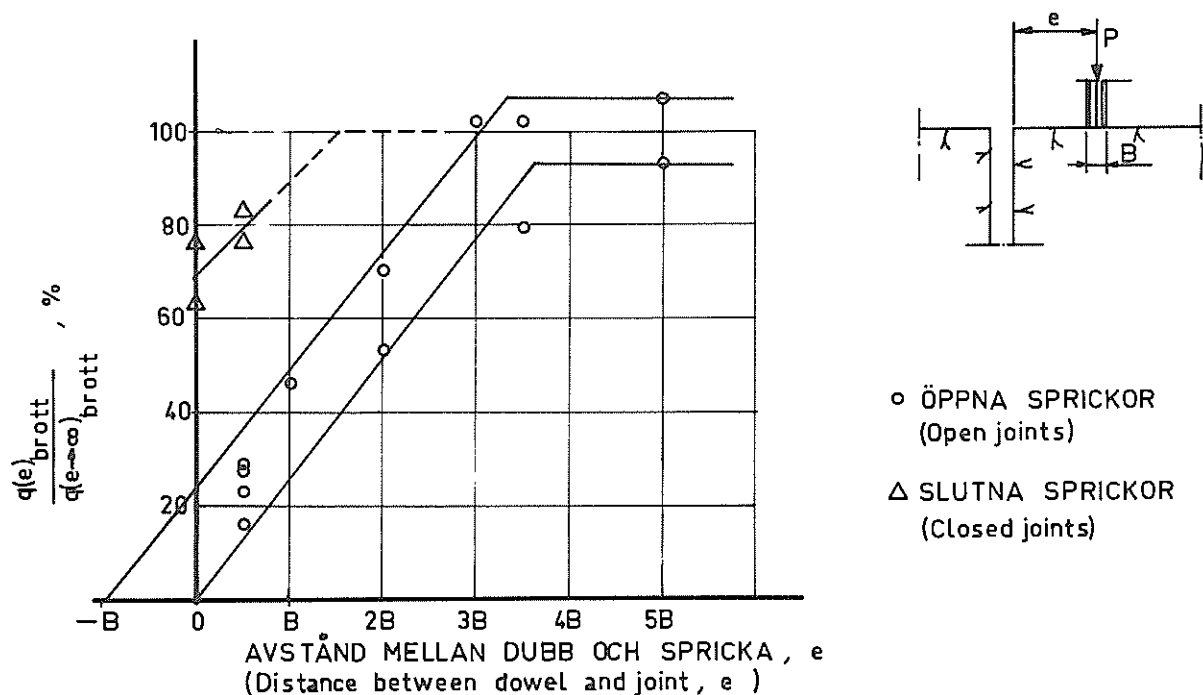


Fig. 4 Bärförmågan hos granit som funktion av avståndet mellan dubb och spricka.

Öppna vertikala sprickor

Provstenarnas utformning och dubbens placering framgår av fig. 3b. Det ur försöksresultaten erhållna sambandet mellan bärförmåga och dubbens (\varnothing 20 mm) avstånd från den öppna sprickan återges i fig. 4.

När dubben tangerade sprickan ($e = 0,5 \times B = 10 \text{ mm}$) erhöjls brott i graniten vid en relativt låg belastning. Brottlasten var då i medeltal 10 Mp, vilket motsvarar 20-25 % av brottlasten för sprickfritt granitprov. Full bärförmåga, d v s 100%, erhöjls när dubben angrep på ett avstånd e från kanten som var större än fem gånger dubbens diameter.

Vertikala och horisontella sprickor

Vid försöken har utgångspunkten varit ett mycket förenklat spricksystem, som endast bestod av vertikala och horisontella sprickor. Sprickorna antogs dela upp bergytan i kubformade block, där de vertikala sprickorna var så breda att kontakt mellan olika block endast erhöjls vid basytorna.

Belastningsförsöken utfördes med en 20 mm dubb som ansattes mot kubiska granitblock av olika storlek (se fig. 3c). Dubben belastades statistiskt tills brott erhöjls i granitblocket.

Två olika brottyper erhöjls, antingen sprack blocket (se fig. 5) eller så slog en krater upp under dubben, allt beroende på blockets storlek. På detta sätt erhöjls ett samband mellan brottlast och blockstorlek.

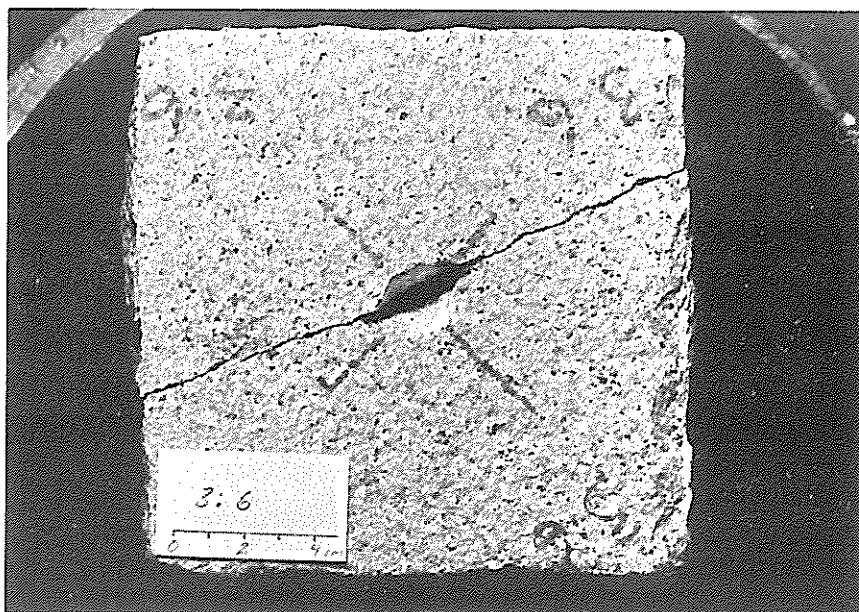


Fig. 5 Brott i ett 15 cm kubformat granitblock.

I fig. 6 visas bärförmågan som funktion av granitblockets kantlängd.

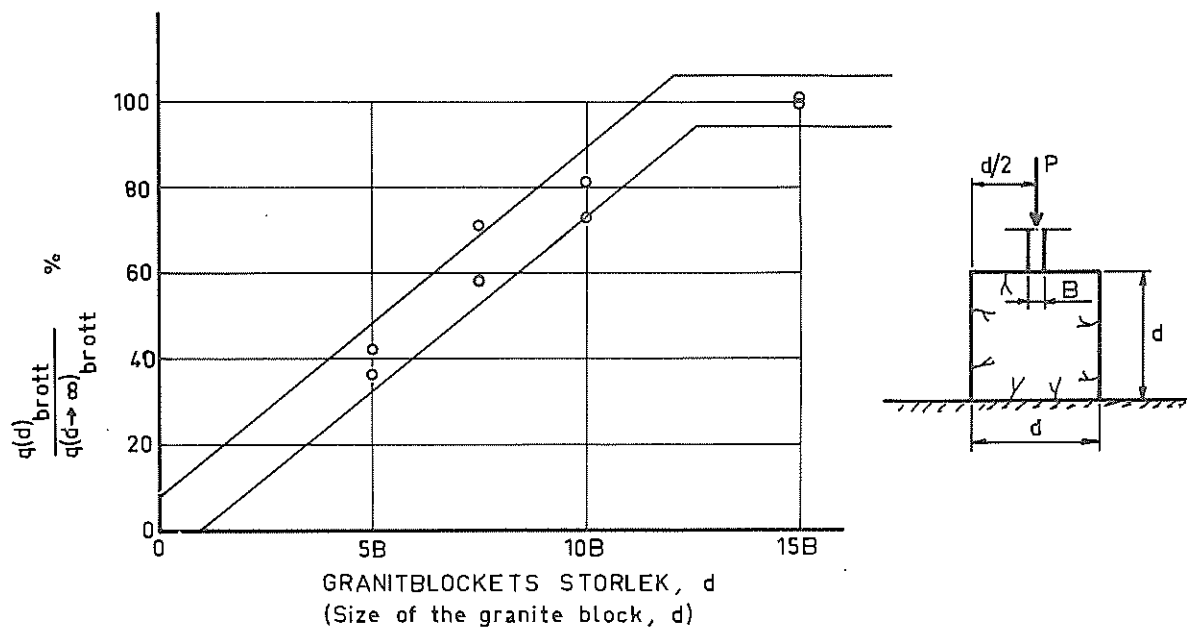


Fig. 6 Bärförmågan hos granit som funktion av granitblockets storlek.

Bärförmågan är uttryckt i procent av bärförmågan hos ett oändligt stort block (14000 kp/cm^2). Kantlängden återges i multiplar

av dubbens diameter. Av resultaten framgår att full bärförmåga (100 %) erhöles, när blockstorleken var större än ca 13 ggr dubbens diameter. När granitblockens storlek var mindre än denna "kritiska" storlek avtog bärförmågan i stort sett linjärt med minskande blockstorlek.

Inverkan av upprepad på- och avlastning

Vid de tidigare utförda modellförsöken på granit märktes en tendens till utmattning av bergmaterialet under ståldubben. För att närmare undersöka detta har en försöksserie med upprepad på- och avlastning genomförts.

Granitblock (200 x 200 x 100 mm) göts in i stålrör. Mot granitytan ansattes en \emptyset 20 mm ståldubb med plan ändyta. Därefter belastades dubben med en pulserande last, som varierade mellan 6 Mp (P_u) och ett övre värde P_0 (se fig. 7). Frekvensen var 5-25 lastväxlingar per minut, beroende på inställt P_0 .

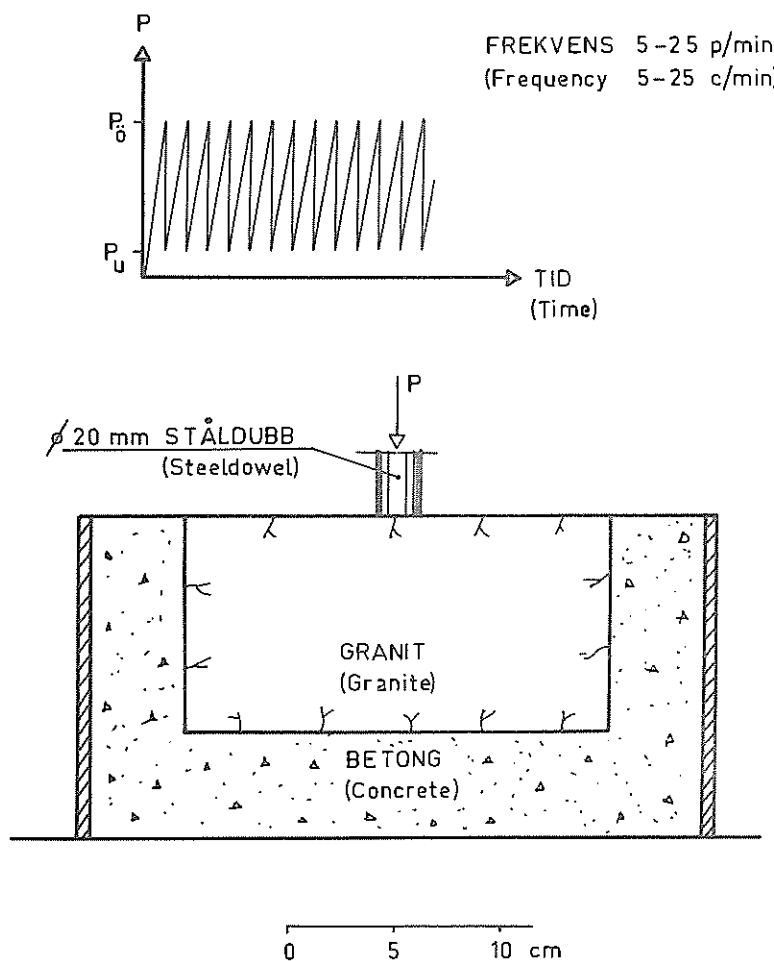


Fig. 7 Belastningsförsök med pulserande last

Dubbens inträngning i granitblocken registrerades kontinuerligt med skrivare. Vid brott ökade inträngningshastigheten plötsligt och granitskärvor lossnade runt dubben. Fig. 8a och 8b visar registrerad inträngning som funktion av antalet lastväxlingar vid två försök.

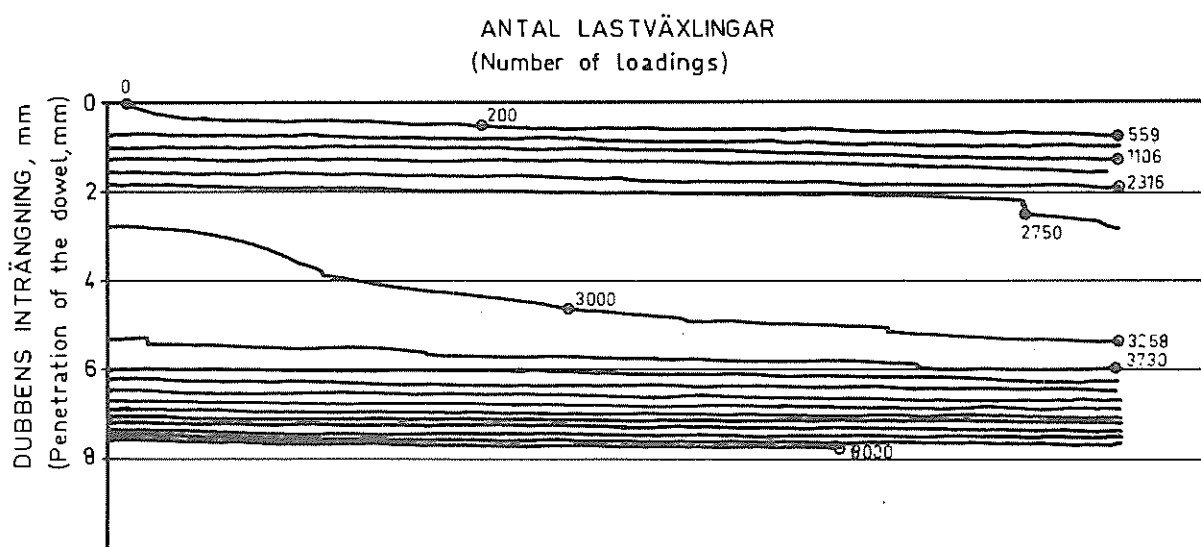


Fig. 8a Utmattningsförsök på granit, belastning 6-18 Mp, 22 p/min..

Vid det ena försöket (se fig. 8a) växlade belastningen mellan 6 och 18 Mp (statisk brottlast = 44 Mp) med frekvensen 21 p/min. Av figuren framgår att inträngningshastigheten till en början varit mycket låg. Dubbens inträngning efter 2.500 lastväxlingar var endast 2 mm. Vid 2.750 lastväxlingar inträffade plötsligt brott och dubben trängde snabbt ner till ca 6 mm djup i granitprovet. Därefter minskade inträngningshastigheten och dubben hade, när försöket avbröts efter 8.000 lastväxlingar, trängt in ca 8 mm. Under det andra försöket (se fig. 8b) växlade belastningen på dubben mellan 6 och 30 Mp (statisk brottlast = 44 Mp) och frekvensen var 11 p/min. Vid denna belastning trängde dubben snabbt ner i graniten. Efter 248 lastväxlingar, då brottet inträffade, var dubbens inträngning drygt 2 mm och efter 374 lastväxlingar registrerades 12 mm inträngning.

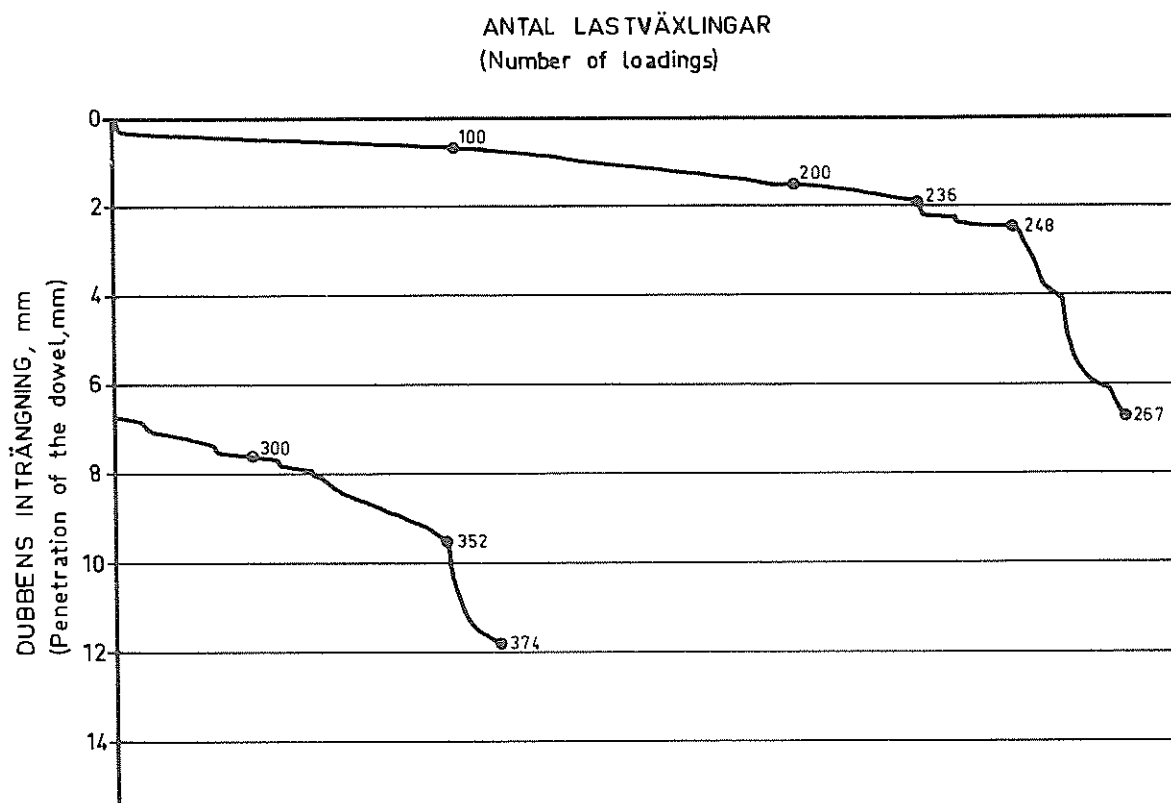


Fig. 8b Utmattningsförsök på granit, belastning 6-30 Mp, 11 p/min.

Försöksresultaten visar att granitens bärförmåga var beroende av antalet lastväxlingar, vilket framgår av fig. 9. Bärförmågan, i procent av den statiska bärförmågan, har i fig. 9 avsatts som funktion av antalet lastväxlingar.

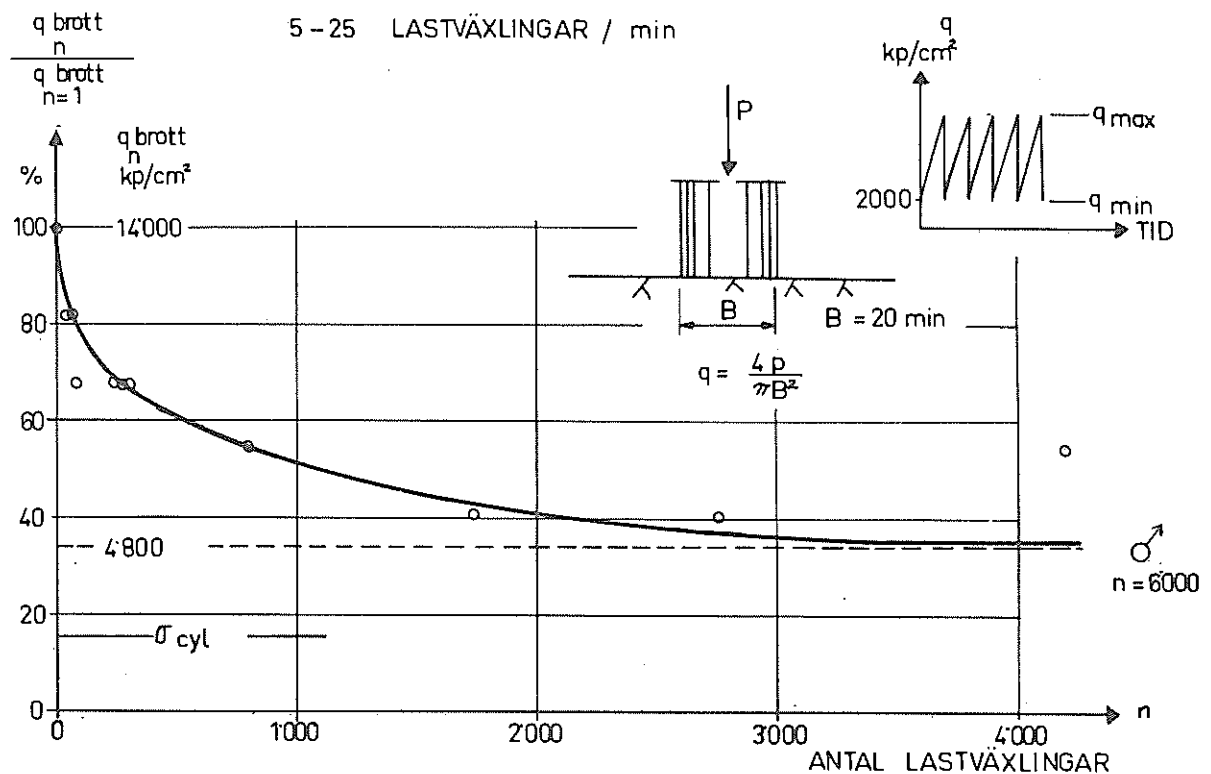


Fig. 9 Granitens bärförmåga som funktion av antalet lastväxlingar.

För $n = 1$ (en lastväxling) var bärförmågan 14.000 kp/cm^2 eller 100 %. Emellertid avtog granitens bärförmåga snabbt, när antalet lastväxlingar ökade. När således q_{g} var 80 % av den statiska bär-

förmågan 14.000 kp/cm^2 , inträffade brott redan efter 30 lastväxlingar och när q_g var 7.000 kp/cm^2 (50 %) erhöles brott efter ca 1000 lastväxlingar. Vidare antyder försöksresultaten en utmattningsgräns på mellan 30 och 40 %, vilket motsvarar ungefär granitens dubbla tryckhållfasthet.

Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar

Civilingenjör SVR Bengt H Fellenius*

Ingenjör Torsten Eriksson**

Sommaren 1966 påbörjades en undersökning av deformationer i betongpålar under ett bostadshus i kv Stagnelius, Uppsala. Förutom fjälmätningar omfattade undersökningen provbelastning av tre påldelar på laboratorium. Föreliggande uppsats är till sin huvuddel en bearbetning av Cement- och Betonginstitutets rapport till uppdragsgivaren, Svenska Riksbyggen, angående laboratorieundersökningarna [1]. Sammanfattningsvis redovisas även resultat från liknande undersökningar som utförts i samband med andra pålförsök. Avsikten är att samtidigt med redovisning av laboratorieundersökningens resultat erhålla underlag för planering och bedömning av framtida försök med syfte att undersöka pålars deformationsegenskaper

Allmänt

För att översätta uppmätt deformation (ϵ) till spänningar (σ) erfordras kännedom om storheten E i sambandet

$$\sigma = E\epsilon$$

Vid långtidshelastning tillkommer inverkan av betongens krypning

$$\sigma = E(\epsilon - \epsilon_k)$$

Uthys elasticitetsmodulen E mot en deformationsmodul E_d , som i sig innefattar krypningen, kan sambandet tecknas

$$\sigma = E_d\epsilon$$

Som framgår av det följande är sambanden inte rätlinjiga, utan beror av belastningens storlek. E_d är dessutom beroende av belastningstidens längd.

Litteratur

I samband med några tidigare försök har E -modulen vid kortvariga belastningar bestämts. I korthet redogörs här för resultaten från dessa försök. Någon mätning av inverkan på E -modulen av krypning vid långvarig belastning av slagna betongpålar har inte kunnat påträffas i litteraturen.

Vid försök som utförts i Gubbero, Göteborg [2] bestämdes i laboratorium E -modulen hos fyra 3 m långa påldelar. Pålar utgjordes av sexkantiga (Herkules 600) pålar av betongkvalitet K 500 och med tvärsnittsarea 600 cm², armerade med 6 \varnothing 14. Två av påldelarna hade erhållit ca 8 000 slag med 2,8 tons hejare och 50 cm fall-

höjd. De två andra hade endast erhållit ett obetydligt antal slag.

Provningsen utfördes vid rumstemperatur och omfattade dels pålastning från 0 till 192 Mp (320 kp/cm²) och dels lastcykler mellan 0—13 Mp, 13—70 Mp och 70—110 Mp (0—22—117—184 kp/cm²). Påldelarnas deformationer mättes både med extensometrar och trådtöjningsgivare.

Resultaten av extensometermätningarna gav en elasticitetsmodul av 200 000 kp/cm² mellan 0 och 13 Mp, 280 000 kg/cm² mellan 13 och 70 Mp och 300 000 kp/cm² mellan 70 och 110 Mp. Genomgående var elasticitetsmodulen bestämd med trådtöjningsgivare ca 10 % lägre än dessa värden. Vidare konstaterades att de slagna påldelarna hade ca 10 % lägre E -modul än de oslagna.

Som synes ökade E -modulen med ökande påkänning, vilket strider mot det normala förhållandet att E -modulen minskar, när påkänningen ökar. Som trolig förklaring till detta anfördes att påldelarna delvis var uttorkade vid provningen, varför krympsprickor kan ha uppstått p g a ojämn fukthalt i tvärsnittet. Vid låga belastningar var påltvärsnittet därför reducerat och man fick en skenbart låg E -modul. E -modulen för likvärda, genomfuktade pålar i jord bedömdes vara 300 000 kp/cm².

Vid försök utförda vid Skansen Lejonet, Göteborg [3], bestämdes i laboratorium E -modulen för några slagna 2,7 m långa betongpålar. Undersökningen omfattade två 25 \times 25 cm pålar, armerade med 4 st \varnothing 19 Ks 60, en sexkantig påle (H 600) med 6 \varnothing 16 Ks 60 och två runda, \varnothing 28 cm pålar med 6 \varnothing 16 Ks 60. Samtliga pålar hade tillverkats av betong K 500. Provningsen utfördes vid rumstemperatur. Maximal last 300 Mp, ca 500 kp/cm².

Resultaten för dessa pålar svarade mot en E -modul av 350 000 kp/cm² inom hela lastintervallet. Dessutom provades på samma sätt två slagna runda förspända pålar (\varnothing 28 cm), armerade med 6 \varnothing 7 kalldraget vågstål till maximallasten 230 Mp, 370 kp/cm². Betongkvaliteten var K 500. Förspänningskraften i armeringen var 24 Mp. Vid dessa försök avtog E -modulen med ökad last. Intervallet 0—150 kp/cm² gav $E = 320\,000$ kp/cm², 150—300 kp/cm² gav $E = 280\,000$ kp/cm² och 300—370 kp/cm² gav $E = 180\,000$ kp/cm². Medelvärdet var 300 000 kp/cm².

I samband med en provpålning i Kanada [4] har undersökts oslagna sexkantiga betongpålar som tillverkats i Sverige. Pålar var nominellt av betongkvalitet K 500 och armerade med 6 \varnothing 16 Ks 60. Verklighet kubhållfasthet var 570 kp/cm². Två oslagna påldelar av 60 cm längd belastades på laboratorium vid rumstemperatur. Maximal last var 80 Mp (100 kp/cm²). Påldelarnas deformationer mättes med sex extensometrar som placerats vid hörnen diagonalt runt pålen. Resultaten visade att E -modulen var något olika efter olika diagonaler. Störst E -modul, 310 000 kp/cm², erhöles längs den diagonal som var parallell med pålens ovasida vid gjutningen. E -modulen mätt längs de diagonaler som gick mellan påldelens ovan- och undersida var 270 000 kp/cm². Genomsnittlig E -modul var 280 000 kp/cm².

I samband med pålförsök vid Alby-sjön, Fittja, bestämdes på laboratorium E -modulen på två slagna ca 1 m långa påldelar. Resultaten från dessa försök har ännu ej publicerats. En påldel hade tagits från en påle 30 \times 30 cm med betongkvaliteten K 500, armerad med 4 \varnothing 20 Ks 40. Påldelen hade fått ca 1 600 slag med 4 tons hejare

* Statens geotekniska institut

** Cement- och Betonginstitutet

med fallhöjden 50 cm samt ett mindre antal slag med fallhöjden 60 cm. Den andra påldelen hade tagits från en sexkantig påle (H 600) med tvärsnittet 600 cm² och betongkvaliteten K 500 som armerats med 6 Ø 16 Ks 60. Denna påle hade fått 2 800 slag med fallhöjden 30 cm. *E*-modulen bestämdes med både extensometer och trådtöjningsgivare. Påldelarna belastades till 250 respektive 200 Mp, dvs 280 respektive 330 kp/cm².

För den första påldelen gav såväl mätningen med extensometer som med trådtöjningsgivare en *E*-modul av 250 000 kp/cm². För den andra pålen erhöles värdet 300 000 kp/cm² för mätningen med trådtöjningsgivare medan mätningen med extensometer misslyckades.

Kv. Stagnelius, Uppsala

För att utvärdera de deformationer som uppmätts vid undersökningen i kv Stagnelius bedömdes det nödvändigt att undersöka mätpälarnas deformationsegenskaper genom laboratorieförsök och härvid efterlikna mätpälarnas miljö. För detta ändamål tillvarogts tre ca 0,8 m långa påldelar, uttagna ca 1 m under pålhuvudet på tre av de slagna mätpälarna, när dessa kapades på hyggnadsplatsen.

Pålmaterial

Betongpälarna utgjordes av 25 × 25 cm pålar armerade med 4 Ø 12 och med nominell betongkvalitet K 400. Uppmätt kubhållfasthet var 480 kp/cm². Se även tabell 1. Pälarna slogs

med 3,5 tons hejare, fallhöjd 40—60 cm och överpälarna erhöles ca 400 slag.

Tabell 1. Betongblandning

Cement (Gullhögen)	340 kg/m ³
Sand 0—2	95 kg/m ³
Grus 0—8	750 kg/m ³
Sten 16—35	1 000 kg/m ³
Vct-tal 0,49	

Påldelarna förvarades i fuktrum vid 20° C och 100 % relativ fuktighet in till försökets början. De sista dygnen före provningen förvarades de dock i vatten. Inför provningen sågades påldelarna till en längd av 50 cm.

Belastningsanordning

Två av påldelarna placerades i var sin specialkonstruerad hydraulisk tryckpress. Den tredje påldelen hölls

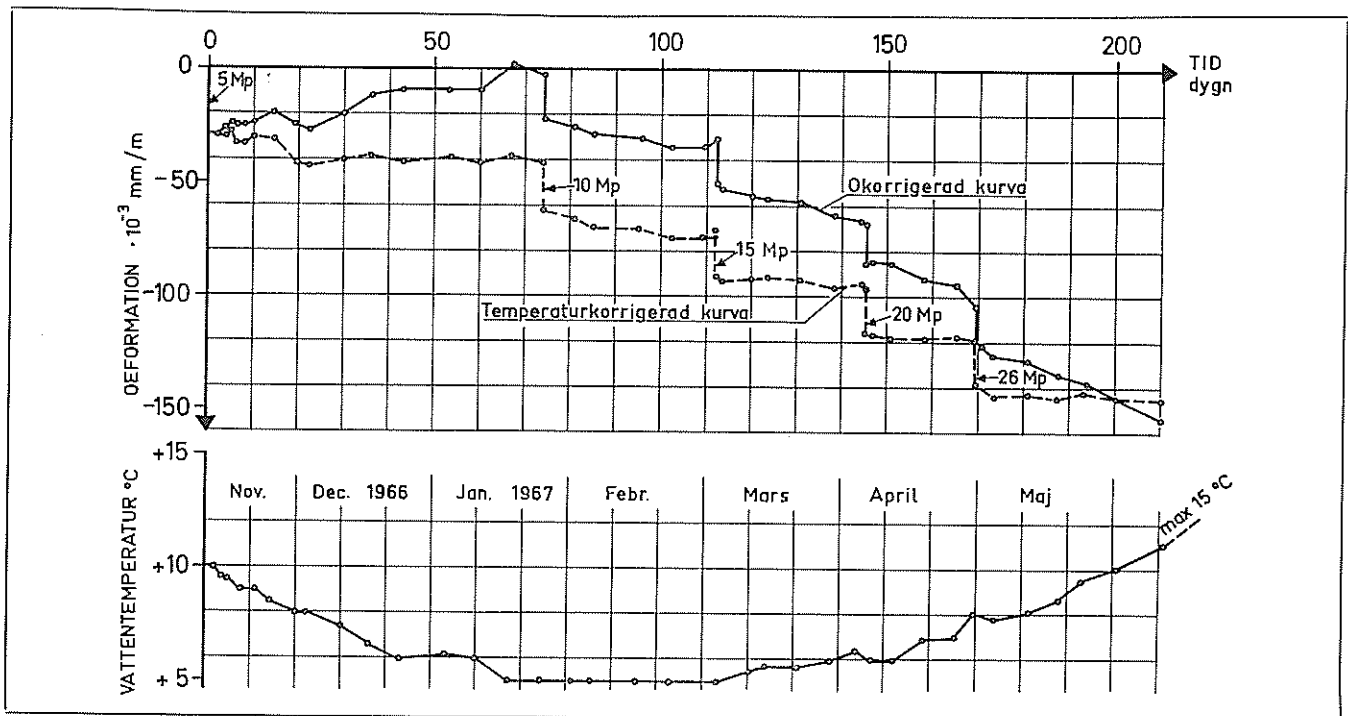
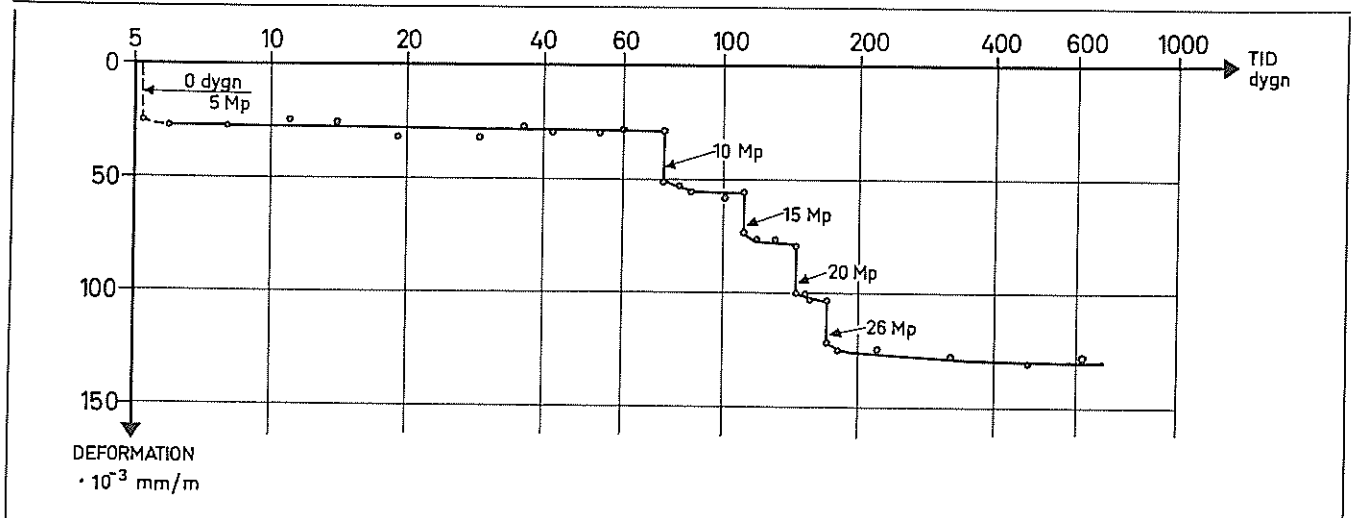


Fig 1. Påldel 1:s deformation med tiden vid stegvis ökande last samt kylvattnets temperaturvariation

Fig 2. De två påldelarnas medeldeformation med tiden vid stegvis ökande belastning



ENGLISH SUMMARY: Modulus of elasticity for precast piles

An investigation was initiated in 1966 concerning the modulus of elasticity for driven concrete piles. The deformations of two loaded pile sections taken from piles which had been driven in the field were measured in the laboratory during of period of two years. The pile specimens were loaded axially in the same way as the piles in the field. The load was increased in steps to 25 tons and the specimens were tested under water. The swelling and the influence of temperature variations were also investigated. In addition tests reported in the literature were reviewed.

Results

The test results indicated a modulus of elasticity for the pile specimens of 400,000 kp/cm². Due to creep during two years the modulus decreased to 320,000 kp/cm². The total creep under full load during the first year was 6 à 7 · 10⁻³ mm/m or about 0,5 · 10⁻³ mm/m and kp/cm².

A review of available literature indicated that the modulus of elasticity for dry piles varies between 250,000 kp/cm² and 350,000 kp/cm².

Conclusions

The modulus of elasticity of reinforced concrete piles can vary appreciably. In order to obtain an acceptable accuracy, when interpreting measured deformations on piles, it is necessary to carry out a special investigation in each case.

It is recommended to determine the modulus of elasticity on submerged test specimens. Load should not be applied until the swelling of the specimen is complete.

i reserv. Under belastningen stod pådelarna i vatten, vars temperatur avsågs hållas låg (ca 5° C), för att efterlikna förhållandena i jord. För att undvika dyrbara kylanordningar användes en rørslinga, genom vilken vanligt vattenledningsvatten cirkulerade. Emellertid varierade vattenledningens temperatur med årstiden mellan +5° C och +15° C.

Belastning

Belastningen höjdes i takt med den beräknade belastningsökningen på pådelarna på byggnadsplatsen enligt tabell 2. Mätningarna påbörjades i november 1966 och pågick i nära två års tid.

Tabell 2. Laststeg och belastning

1 — Källargolv	5 — 5 Mp
2 — Källarbalklag	5 — 10 Mp
3 — Våningsbjälklag	5 — 15 Mp
4 — Våningsbjälklag	5 — 20 Mp
5 — Vindbjälklag + fasadtegel	6 — 26 Mp

Avläsningar

Pådelarnas deformation och det omgivande vattnets temperatur mättes med vissa mellanrum under hela försöksperioden. Tiden mellan avläsningarna var kort de första dygnet efter en belastningsökning.

Det visade sig nödvändigt att korrigera försöksresultaten för temperaturrens inverkan. Detta berodde på dels att temperaturvariationen blev större än förutsett, dels att mätarmarna inte som antagits hade samma temperaturutvidningskoefficient som pådelarna. Pådelarnas och mätarmarnas temperaturutvidningskoefficienter måste därför bestämmas med hjälp av kompletterande försök på den tidigare omnämnda reservpådelen. Resultaten antydde vidare att pådelarna svällde något vid försökets början, då dessa

flyttades från fuktrum till vatten. Undersökningen på reservpådelen utnyttjades även för att mäta denna svällning.

Resultat

I fig 1 redovisas deformationen för en pådel under försökets första 200 dygn. I figuren har dessutom inritats vattnets temperaturvariationer och det med hänsyn härtill korrigerade deformationsförloppet.

Mätningarna på reservpådelen visar att temperaturutvidningskoefficienten för pådelarna var 1,0 · 10⁻⁵ och för stålramen 1,8 · 10⁻⁵. Dessa resultat ger korrektionen 8 · 10⁻³ mm/m för varje ° C temperaturändring. Korrektionen är positiv vid en temperaturökning och negativ vid en temperaturminskning. Den genomsnittliga deformationskurvan för de två pådelarna redovisas i fig 2.

Längdändringen p g a svällning översteg ej 10 · 10⁻³ mm/m, vilket värde erhöles efter några dygn.

Diskussion och slutsatser

Den totala initialdeformationen för pådelarna från Uppsala var 105 · 10⁻³ mm/m. Motsvarande belastning var 26 Mp eller 41,6 kp/cm². Härur kan E-modulen beräknas.

$$E = \frac{41,6}{105} \cdot 10^6 = 400\,000 \text{ kp/cm}^2$$

Den totala krypningen var 26 · 10⁻³ mm/m. (Beaktar men endast krypningen efter det sista laststeget, erhålls 8 · 10⁻³ mm/m.)

Inräknas krypningen 26 · 10⁻³ mm/m i E-modulen, erhålls deformationsmodulen

$$E_d = \frac{41,6}{131} \cdot 10^6 = 320\,000 \text{ kp/cm}^2$$

Krypningen per år (första året) under full last blev 6 à 7 · 10⁻³ mm/m. Inverkan på mätresultaten p g a svällning bedöms som försumbar.

De enligt ovan erhållna E-modulerna hade sannolikt blivit lägre, om försöken utförts i luft, vilket bland annat resultatet från belastningsförsöken vid Gubbero visar.

Elasticitetsmodulen för betongpålar har visats variera inom gränserna 250 000 kp/cm² och 400 000 kp/cm². För att erhålla nöjaktig noggrannhet vid utvärdering av uppmätta deformationer i betongpålar synes därför nödvändigt att undersöka pålmaterialet i varje särskilt fall.

Vid försök med bestämning av E-modulen bör försöken utföras med provkroppen nedsänkt i vatten, för att eliminera inverkan av torksprickor i betongen och för att bättre efterlikna förhållandena för en påle slagen i jord. Härvid bör last inte påföras förrän svällningen avstannat. Försöken torde utan olägenhet kunna utföras vid rumstemperatur. Temperaturen måste dock hållas konstant under försöket. Mätningarna bör utföras så att inverkan av ojämn fördelning av E-modulen över påltvärsnittet även undersöks.

LITTERATUR

- [1] Eriksson, T - Warris, B, 1968: Krypning hos betongpålar. Rapport nr 6830, Cement- och Betonginstitutet
- [2] IVA:s pålkommission, 1964: Slagning och provbelastning av långa betongpålar. Försök vid Gubbero i Göteborg. Rapport 99, Statens Råd för Byggnadsforskning
- [3] Pejrud, W, m fl, 1965: Provpålning mot släntberg vid Skansen Lejonet, Göteborg. Medd nr 8, IVA:s pålkommission
- [4] Tavenas, F, 1968: Brev till huvudförfattaren

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
Swedish Geotechnical Institute

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

Reprints and preliminary reports

No.		Pris kr. (Sw. crs.)
		Out of print
1.	Views on the Stability of Clay Slopes. <i>J. Osterman</i>	1960
2.	Aspects on Some Problems of Geotechnical Chemistry. <i>R. Söderblom</i>	1960
3.	Contributions to the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 1961. Part I.	1961
	1. Research on the Texture of Granular Masses. <i>T. Kallstenius & W. Bergau</i>	
	2. Relationship between Apparent Angle of Friction — with Effective Stresses as Parameters — in Drained and in Consolidated-Undrained Triaxial Tests on Satu- rated Clay. Normally-Consolidated Clay. <i>S. Odenstad</i>	
	3. Development of two Modern Continuous Sounding Me- thods. <i>T. Kallstenius</i>	
	4. In Situ Determination of Horizontal Ground Movements. <i>T. Kallstenius & W. Bergau</i>	
4.	Contributions to the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 1961. Part II.	1961
	Suggested Improvements in the Liquid Limit Test, with Reference to Flow Properties of Remoulded Clays. <i>R. Karlsson</i>	5:—
5.	On Cohesive Soils and Their Flow Properties. <i>R. Karlsson</i>	1963
6.	Erosion Problems from Different Aspects.	1964
	1. Unorthodox Thoughts about Filter Criteria. <i>W. Kjellman</i>	
	2. Filters as Protection against Erosion. <i>P. A. Hedar</i>	
	3. Stability of Armour Layer of Uniform Stones in Running Water. <i>S. Andersson</i>	
	4. Some Laboratory Experiments on the Dispersion and Erosion of Clay Materials. <i>R. Söderblom</i>	
7.	Settlement Studies of Clay.	1964
	1. Influence of Lateral Movement in Clay Upon Settle- ments in Some Test Areas. <i>J. Osterman & G. Lindskog</i>	10:—
	2. Consolidation Tests on Clay Subjected to Freezing and Thawing. <i>J. G. Stuart</i>	
8.	Studies on the Properties and Formation of Quick Clays. <i>J. Osterman</i>	1965
9.	Beräkning av pålar vid olika belastningsförhållanden. <i>B. Broms</i>	1965
	1. Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar.	30:—
	2. Brottfast för snett belastade pålar.	
	3. Beräkning av vertikala pålars bärförmåga.	
10.	Triaxial Tests on Thin-Walled Tubular Samples.	1965
	1. Effects of Rotation of the Principal Stress Axes and of the Intermediate Principal Stress on the Shear Strength. <i>B. Broms & A. O. Casbarian</i>	5:—
	2. Analysis of the Triaxial Test—Cohesionless Soils. <i>B. Broms & A. K. Jamal</i>	
11.	Något om svensk geoteknisk forskning. <i>B. Broms</i>	1966
12.	Bärförmåga hos pålar slagna mot släntberg. <i>B. Broms</i>	1966
13.	Förankring av ledningar i jord. <i>B. Broms & O. Orrje</i>	1966
14.	Ultrasonic Dispersion of Clay Suspensions. <i>R. Pusch</i>	1966
15.	Investigation of Clay Microstructure by Using Ultra-Thin Sections. <i>R. Pusch</i>	1966
16.	Stability of Clay at Vertical Openings. <i>B. Broms & H. Bennermark</i>	1967

No.		1967	Pris kr. (Sw. crs.)
17.	Om påslagning och pålbärighet.	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 försöksserie på NABO-pålar. <i>G. Fjellkner</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 & I. Ingelson</i>		
	2. Jordtryck mot oefftergivliga 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>		
23.	Contributions to the Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, Oslo 1967.	1968	10:—
	1. Effective Angle of Friction for a Normally Consolidated Clay. <i>R. Brink</i>		
	2. Shear Strength Parameters and Microstructure Characteristics of a Quick Clay of Extremely High Water Content. <i>R. Karlsson & R. Pusch</i>		
	3. Ratio c/p' in Relation to Liquid Limit and Plasticity Index, with Special Reference to Swedish Clays. <i>R. Karlsson & L. Viberg</i>		
24.	A Technique for Investigation of Clay Microstructure. <i>R. Pusch</i>	1968	22:—
25.	A New Settlement Gauge, Pile Driving Effects and Pile Resistance Measurements.	1968	10:—
	1. New Method of Measuring in-situ Settlements. <i>U. Bergdahl & B. Broms</i>		
	2. Effects of Pile Driving on Soil Properties. <i>O. Orrje & B. Broms</i>		
	3. End Bearing and Skin Friction Resistance of Piles. <i>B. Broms & L. Hellman</i>		
26.	Sättning vid vägbyggnad.	1968	20:—
	Föredrag vid Nordiska Vägtekniska Förbundets konferens i Voksenåsen, Oslo 25–26 mars 1968.		
	1. Geotekniska undersökningar vid bedömning av sättningar. <i>B. Broms</i>		
	2. Teknisk-ekonomisk översikt över anläggningsmetoder för reducering av sättningar i vägar. <i>A. Ekström</i>		
	3. Sättning av verkstadsbyggnad i Stenungsund uppförd på normalkonsoliderad lera. <i>B. Broms & O. Orrje</i>		
27.	Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat från modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i>	1968	15:—

No.		1968	Pris kr. (Sw. crs.) 15:—
28.	Bidrag till Nordiska Geoteknikermötet i Göteborg den 5–7 september 1968.		
	1. Nordiskt geotekniskt samarbete och nordiska geoteknikermöten. <i>N. Flodin</i>		
	2. Några resultat av belastningsförsök på lerterräng speciellt med avseende på sekundär konsolidering. <i>G. Lindskog</i>		
	3. Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund. <i>S. Hansbo, H. Bennermark & U. Kihlblom</i>		
	4. Stabilitetsförbättrande spontkonstruktion för bankfyllningar. <i>O. Wager</i>		
	5. Grundvattenproblem i Stockholms city. <i>G. Lindskog & U. Bergdahl</i>		
	6. Aktuell svensk geoteknisk forskning. <i>B. Broms</i>		
29.	Classification of Soils with Reference to Compaction. <i>B. Broms & L. Forssblad</i>	1968	5:—
30.	Flygbildstolkning som hjälpmedel vid översiktliga grundundersökningar.	1969	10:—
	1. Flygbildstolkning för jordartsbestämning vid samhällsplanering 1–2. <i>U. Kihlblom, L. Viberg & A. Heiner</i>		
	2. Identifiering av berg och bedömning av jorddjup med hjälp av flygbilder. <i>U. Kihlblom</i>		
31.	Nordiskt sonderingsmöte i Stockholm den 5–6 oktober 1967. Föredrag och diskussioner.	1969	30:—
32.	Contributions to the 3rd Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest 1968.	1969	10:—
	1. Swedish Tie-Back Systems for Sheet Pile Walls. <i>B. Broms</i>		
	2. Stability of Cohesive Soils behind Vertical Openings in Sheet Pile Walls. Analysis of a Recent Failure. <i>B. Broms & H. Bennermark</i>		
33.	Seismikdag 1969. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 22 april 1969.	1970	20:—
34.	Något om geotekniken i Sverige samt dess roll i planerings- och byggprocessen. Några debattinlägg och allmänna artiklar.	1970	15:—
	<i>T. Kallstenius</i>		
	1. Geoteknikern i det specialiserade samhället.		
	<i>B. Broms</i>		
	2. Diskussionsinlägg vid konferens om geovetenskaperna, 7 mars 1969.		
	3. Geoteknik i Sverige — utveckling och utvecklingstendenser.		
	4. Geotekniska undersökningar och grundläggningsmetoder.		
	5. Grundläggning på plattor — en allmän översikt.		
35.	Piles — a New Force Gauge, and Bearing Capacity Calculations.	1970	10:—
	1. New Pile Force Gauge for Accurate Measurements of Pile Behavior during and Following Driving. <i>B. Fellenius & Th. Haagen</i>		
	2. Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles. A Summary. <i>B. Broms</i>		
36.	Påslagning. Materialegenskaper hos berg och betong.	1970	10:—
	1. Bergets bärförmåga vid punktbelastning. <i>S.-E. Rehnman</i>		
	2. Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar. <i>B. Fellenius & T. Eriksson</i>		