Särtryck och preliminära rapporter

Nr 12 1968

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Institutionen för geoteknik med grundläggning

TILLÅTNA LASTER PÅ LÅNGA STÖDPÅLAR AV BETONG INOM ÖSTRA NORDSTADEN, GÖTEBORG SLUTRAPPORT

Gunnar Hellström

INGENIÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
PÅLKOMMISSIONEN

IVA:s pålkommission
Banérgatan 16
115 26 Stockholm

UTGIVNA HANDLINGAR

Meddelanden

Nr	1	Slagningsprov av pålskor med bergdubbar Bror Fellenius 1963	10 kr
	2	Provpålning för broar inom blivande Olskroks- och Gullbergsmoten i samband med byggande av Europaväg 6 genom Göteborg Bror Fellenius och Waldemar Pejrud 1964	slut
	3	Jämförelse mellan moment, krökningsradie och sprickvidd i betongpålar slagna genom lös lera till släntberg vid Tingstadsleden, Göteborg Bror Fellenius 1964	10 kr
	4	Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs Bror Fellenius 1964	10 kr
	5	Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar Bengt Broms 1965	slut
	6	Brottlast för snett belastade pålar Bengt Broms 1965	10 kr
	7	Beräkning av vertikala pålars bärförmåga Bengt Broms 1965	10 kr
	8	Provpålning mot släntberg vid Skansen Lejonet, Göteborg Waldemar Pejrud m fl 1965	25 kr
	9	Inverkan av armeringsmängd, förspänning och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar vid slagning Sven Sahlin 1965	15 kr
	10	Bärförmågan hos armerade betongpålar slagna till fast bergbotten Hjalmar Granholm 1967	20 kr
	11	Bärförmågan hos pålar slagna till släntberg Bengt Broms 1965	15 kr
	12	Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar av oarmerad betong. Resultat av orienterande försök Sven Sahlin och Lars Hellman 1966	15 kr

Särtryck och preliminära rapporter

Nr 12

TILLÅTNA LASTER PÅ LÅNGA STÖDPÅLAR AV BETONG INOM ÖSTRA NORDSTADEN, GÖTEBORG SLUTRAPPORT

Gunnar Hellström

Särtryck ur Statens råd för Byggnadsforskning, rapport 27: 1968

INGENIÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
PÅLKOMMISSIONEN

Rapport 27:1968

UDK 624.046
624.155

TILLÅTEN LAST
PÅ LÅNGA STÖDPÅLAR AV BETONG
INOM ÖSTRA NORDSTADEN, GÖTEBORG

Allowable Load on Long End-Bearing Concrete Piles in Östra Nordstaden, Gothenburg

av tekn.lic. Gunnar Hellström, AB Flygfältsbyrån, Göteborg

Statens institut för byggnadsforskning
Box 27 163 · 102 52 Stockholm 27

Denna rapport utges enligt byggforskningsrådets beslut med medel från fonden för byggnadsforskning; försäljningsintäkterna tillfaller fonden.

UDK 624.046
624.155

I samband med den påbörjade saneringen av Östra Nordstaden i Göteborg har flera olika grundläggningsmetoder övervägts. Djupet till fast botten har beräknats vara 49 - 102 m inom det ca 60 000 m^2 stora området. Grundläggning på stödpålar av betong ger tekniska fördelar samtidigt som den kan väntas åstadkomma mindre skadeverkan på omgivande bebyggelse än grundläggning på kohesionspålar. Pållängden blir dock i allmänhet så stor att stödpålning ställer sig oekonomisk även vid en tillåten belastning av 60 Mp per påle, enligt Göteborgs stads byggnadsnämnds provisoriska normer.

Huvuddelarna av denna rapport, kapitel B och C, redovisar en provbelastning av långa stödpålar på det blivande byggnadsområdet, ledd av tekn. lic. Gunnar Hellström, med syfte att skapa underlag för diskussion av ökade nu tillåtna laster på stödpålar av betong K 500.

Programmet för provbelastningen upprättades i samråd med Ingenjörsbyrån vid Stadsbyggnadskontoret i Göteborg och Tekniska byrån vid Statens planverk samt i samarbete med IVA:s Pålkommitté, numer pålkommission, och Statens geotekniska institut.

På grundval av de föreliggande gynnsamma resultaten har för Östra Nordstaden medgivits en högsta tillåten pållast på 90 Mp - i kapitel D, E och G behandlas närmare villkoren härför.

Snabb-Offset AB Stockholm 1968

INNEHÅLL

A. KORTFATTAD REDOGÖRELSE FÖR UTGÅNGSLÄGET 5

Redogörelsen är baserad på förberedande utredningar bl.a. av Ingenjörsfirman Jacobson & Widmark AB, AB Flygfältsbyrån, Civilingenjörerna C.O. Almqvist, E. Lodin, S. Wickenberg m.fl.

B. PROVBELASTNING AV LÅNGA STÖDPÅLAR AV BETONG INOM ÖSTRA NORDSTADEN, GÖTEBORG 9

Etapp 1: korttidsbelastning. G. Hellström

C. PROVBELASTNING AV LÅNGA STÖDPÅLAR AV BETONG INOM ÖSTRA NORDSTADEN, GÖTEBORG 19

Etapp 2: långtidsbelastning m.m. Slutrapport med tillhörande fotografier och ritningar. G. Hellström

D. TILLÅTNA PÅLLASTER OCH PÅLNINGSFÖRESKRIFTER FÖR ÖSTRA NORDSTADEN, GÖTEBORG 76

Göteborgs Stads byggnadsnämnd

E. SYNPUNKTER PÅ GRUNDLÄGGNING PÅ PÅLAR MED FÖRHÖJDA TILLÅTNA PÅKÄNNINGAR 88

Civilingenjör B. Gerde för Östra Nordstadens konstruktörer (AB Flygfältsbyrån, Ingenjörsfirman Jacobson & Widmark AB, Västsvenska Byggkonsult AB, Tekn.Dr Arne Johnsons Ingenjörsbyrå)

F. SAMMANFATTNING 91

SUMMARY 93

G. BILAGA. PROVISORISKA NORMER FÖR INOM GÖTEBORGS STAD SLAGNA SPECIELLA STÖDPÅLAR AV BETONG 95

Normerna antagna av Göteborgs Stads Byggnadsnämnd

A Kortfattad redogörelse för utgångsläget

Redogörelsen är baserad på förberedande utredningar bl.a. av Ingenjörsfirman Jacobson & Widmark AB, AB Flygfältsbyrån, C.O. Almqvist, E. Lodin, S. Wickenberg m.fl.

Jordlagerföljden inom Östra Nordstaden bedöms enligt grundundersökningar sammanfattningsvis vara:

högst 6 m fyllning, därefter normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad lera med mellan 49 och 102 m djup till berg; troligen finns närmast berget relativt löst lagrat friktionsmaterial. I kapitel B redogörs något utförligare för grundförhållandena.

Gatunivån är i huvudsak högre än +12. Stora hamnkanalen är belägen ca 15 m från områdets sydsida, kaj i hamnen ca 125 m från nordsidan och Östra Hamngatan (väster om området) har till mitten av 30-talet innehållit kanal, varför vattenytans variation i hamnen är av betydelse:

HHW	+11,84
MHW	+11,10
MW	+10,20
MLW	+ 9,50
LLW	+ 9,18

En undersökning i fyra punkter inom Östra Nordstaden 1962 - 63 visar ett högre grundvattenstånd än vattenståndet i hamnen och som väntat med väsentligt lugnare fluktuationer.

De grundläggningssätt som ställdes under debatt var:

kompensationsgrundläggning, kohesionspålning och stödpålning.

Grundläggning enligt kompensationsmetoden, med byggnad i stort sett viktmässigt lika de undanschaktade massorna, rekommenderades mot bakgrunden av de geotekniska undersökningarna, men metoden är i Göteborg relativt ny och föga studerad - vid ett par objekt i staden, där metoden tillämpats, var resultatet icke helt tillfredsställande. Med hänsyn till objektens storlek framhölls vidare, att byggnaderna behövde vara styva, så att tendens till ojämn sättning kan överbryggas. Då i flera fall källarna har förberetts för försäljningsändamål, kunde icke uppstyvande väggar införas

utan vertikallasterna skulle enbart nedföras till grunden via pelare. Som idéskiss till uppstyvning prövades för dessa byggnader en låg andra källare med rikligt antal väggar i båda riktningar. Försedda med erforderliga öppningar skulle de bildade källarrummen kunna användas för lagerändamål; då representanter för den blivande handeln inom Östra Nordstaden visade sig ointresserade av sådana utrymmen och då ytterligare schaktning inom spont skulle behöva drivas betydligt djupare än för den normala källaren, ansågs kompensationsgrundläggning som alternativ för Östra Nordstaden kunna slopas.

Grundläggning med kohesionspålar är väl prövad i Göteborg. Den kan emellertid genom den mycket större pålvolymen i de övre jordlagren medföra jordförskjutningar samtidigt som sättningsförloppet kan variera. Då de aktuella byggnaderna täcker stor yta, skyddsrum icke erfordras och allmänt uppstyvande betongväggar icke är önskvärda av funktionella skäl, krävs bl.a. att tillfredsställande täthet erhålls mot läckvatten i källare (golvhöjd i flera fall kring +7,0) och att stomme och bjälklag förmår upptaga ojämn sättning. Tyvärr finns inte någon tillfredsställande metod för beräkning av framtida sättningar och till byggnadsstatikerna kan inte med dagens geoteknik utlovas rimlig största rörelse hos byggnaderna; en viss praktisk erfarenhet finns dock i Göteborg från mätningar av ett antal kohesionspålade byggnaders rörelser. Vid kohesionspålning skulle dessutom antalet pålar bli så stort att leran skulle omröras mycket kraftigt. Å andra sidan urschaktas för källare, varför de framtida sättningarna borde bli måttliga.

Det från teknisk synpunkt mest tilltalande grundläggningsalternativet ansågs därför av konsulter och byggnadsnämndens ingenjörsbyrå vara stödpålning, vilken emellertid enligt nedanstående utredning för ett av byggnadsobjekten (nr 4) inte torde vara lönsam för stödpålar av betong med 60 Mp pållast.

Följande ekonomiska jämförelse av kostnadsläget i september 1965 baseras på av konstruktören genomräknade alternativ:

stödpålar av betong 60 Mp
stödpålar av betong 90 Mp
kohesionspålar 17 m ø 5", topp + 14 m ø 33 cm, överpåle av betong (τ = 2,0 + 0,1 kp/cm^2 per m, trefaldig säkerhet).

Alternativen innefattar plintar och grundplattor samt skillnaden för schakt, skyddsbetong och makadamfyllning. För kohesionspålar, alt. III B, s. 7., medtages membranisoleringen mot läckrisk, men det observeras att generell verkan av ojämn sättning - t.ex. för stommar - inte behandlats.

Pålmedellängden för objekt 4 är 47,8 m. En medelpåle för hela Östra Nordstaden är ca 20 m längre, varför objekt 4 ställer sig gynnsammare för stödpålning än ett medelobjekt.

Inom Östra Nordstaden har vidare genomräknats ett alternativ med stödpålar av stål (DIP-profiler) med tillämpad tryckspänning 900 kp/cm^2 (90 N/mm^2) på teoretisk area.

Kostnadsberäkningen utfördes inom Östra Nordstadens grundläggningskommitté och sammanfattas sålunda:

I	Stödpålar av betong 60 Mp	1 470 000 kr
II	Stödpålar av betong 90 Mp	1 225 000 kr
III	Kohesionspålar	1 300 000 kr
III B	Kohesionspålar med membranisolering	1 500 000 kr
IV	Stålpålar DIP 18-28, σ = 900 kp/cm^2 (90 N/mm^2)	1 230 000 kr

För detta objekt med angivet djup till fast botten bedöms alltså 90 Mp stödpålar (II) vara fördelaktiga, förutsatt att de kunde utföras som förbättrade 60 Mp pålar och att i övrigt normerna skärptes måttligt.

Stålpålar kan tydligen bli aktuella för många byggen, särskilt om tillåten last på betongpålar sättes låg. För ovan tillämpade profiler anses inte föreligga knäckningsrisk; emellertid saknas normer, och påkänningar mellan 800 och 1 000 kp/cm^2 (80-100 N/mm^2) anses tillämpade. Korrosionshastigheten under en byggnads livstid måste beaktas, men anses inte ännu tillräckligt känd, varför även vid gynnsamma förhållanden försiktigheten bjuder att räkna med avdrag intill storleksordning 2 mm på godstjockleken. Detta har inte gjorts här, men torde innebära en nackdel för valsade profiler. Undersökningar av korrosion på stål i lera pågår i Göteborg.

För alt. II med 20 m längre pålar beräknas kostnaden bli ca 295 000 kr högre för samma beräkningsobjekt. För 90 m medellängd - motsvarande det nordligaste objektet, nr 7 - beräknas kostnaden bli 655 000 kr högre; med hänsyn härtill bör vid detaljkonstruktion för objekt 7 kohesionspålning övervägas som ett huvudalternativ.

Grundläggningsmetodiken har diskuterats kontinuerligt med byggnadsnämndens ingenjörsbyrå alltefter som utredningsarbetet fortskridit. Det är naturligt att förste ingenjör Lorentz Wahman, som tagit initiativet till och genomfört 60 Mp pållast för Göteborg, satte som villkor att - innan diskussion kunde upptagas om ökad tillåten pållast för Östra Nordstadens byggnader - de tre aktuella pålfabrikaten borde prövas genom provpålning dels som korttidsbelastade, dels som långtidsbelastade. Frågan har även diskuterats

under hand med Statens planverk, professorerna Hjalmar Granholm och Sven Hansbo m.fl.

Då klart intresse därmed funnits för en höjning av tillåten last på stödpålar av betong, om nya undersökningar kunde motivera detta, beslutades den provbelastning m.m. ledd av tekn. lic. Gunnar Hellström, som redovisas under kapitel B och C. Undersökningen har bekostats av Statens råd för byggnadsforskning, Östra Nordstaden AB & Co. Kommanditbolag, Nya Asfalt AB, AB Skånska Cementgjuteriet och AB Svenska Pålfabriken. Dessutom har IVA:s Pålkommission, Statens geotekniska institut och AB Flygfältsbyrån till viss del subventionerat arbetena.

B Provbelastning av långa stödpålar av betong inom Östra Nordstaden, Göteborg

Etapp 1: korttidsbelastning

G. Hellström

I avsikt att skapa underlag för en diskussion om möjligheterna till en förhöjning av nu tillåtna laster på stödpålar av betong K 500, tillverkade och slagna under god kontroll, har genomförts en omfattande provbelastning till brott av 65—80 m långa stödpålar i samband med projekteringen av det stora saneringsobjektet Östra Nordstaden i Göteborg, och en eventuell förhöjning av pållaster avser i första hand endast detta. Resultaten är mycket uppmuntrande och trots att tre olika fabrikat provbelastats är spridningen av brottlasten per ytenhet inte större än ungefär ± 10 % och medelbrottbelastningen så hög som 600 kp/cm².

1. Inledning

I en artikel "Saneringen i Östra Nordstaden i Göteborg" i Väg- och vattenbyggaren nr 5 1965 har civilingenjör SVR Frans Persson redovisat bakgrunden till det omfattande saneringsprojektet och även i ord och bilder skisserat det framtida färdiga projektet. Sedan dess har projekteringen intensivt fortskridit och bl a har de geotekniska förhållandena ytterligare ingående studerats.

Grundundersökningar har tidigare utförts av Göteborgs hamn, och har senare kompletterats av AB Flygfältsbyrån och Ingenjörsfirman Jacobson & Widmark AB gemensamt. Undersökningarna har visat att grunden överst består av *fyllning* till varierande djup — maximalt ungefär 6 m — och därunder av *lera* till stort djup. Det antogs att leran överlagrade ett lager *friktionsmaterial*, som kunde ha en mäktighet av upp till 13 m. Antagandet baserade sig på resultaten från jordbergsonderingar. Emellertid har vid pålslagningen något fastare lager med denna mäktighet inte kunnat observeras, varför man torde kunna dra den slutsatsen, att om friktionsmaterialet verkligen finns, det i så fall måste vara tämligen löst lagrat. De totala djupen till berg varierar mellan 49 och 102 m, och den totala byggnadsytan utgör ungefär 60 000 m².

Leran är normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad och har en förhållandevis hög och konstant skjuvhållfasthet vid ytan — 2 à 3 ton/m² ned till 10 m djup — men därefter normalt tilltagande med djupet. Vattenhalten och sensitiviteten är normal för göteborgsförhållanden. Leran syns vara mycket homogen och några skikt av friktionsmaterial har inte påträffats.

Olika *grundläggningsmetoder* har ingående diskuterats. Den tekniskt sett säkraste metoden — stödpålning — är dock med nu tillåtna laster också den dyraste. Om emellertid en förhöjning kan anses vara motiverad i detta speciella fall, kan stödpålningsalternativet även bli ekonomiskt konkurrenskraftigt, förutsatt att inte exceptionellt omfattande kontrollåtgärder måste vidas. Mot denna bakgrund har genomförts en omfattande provbelastning av tre olika fabrikanters produkter, vilka samtliga nu tillåts belastade med 60 ton enligt Göteborgs stads normer.

2. Målsättning

Ursprungligen var avsikten att man önskade studera bärigheten hos dels pålar som slagits till stopp mot berg och dels sådana som stoppat upp i det förmodade friktionslagret intill berget. På grund av att detta lager antingen praktiskt taget saknas, eller är mycket löst lagrat, måste denna del av undersökningen tyvärr utgå. Vid valet av belastningsmetodiken och omfånget av mätningsprogrammet har stor

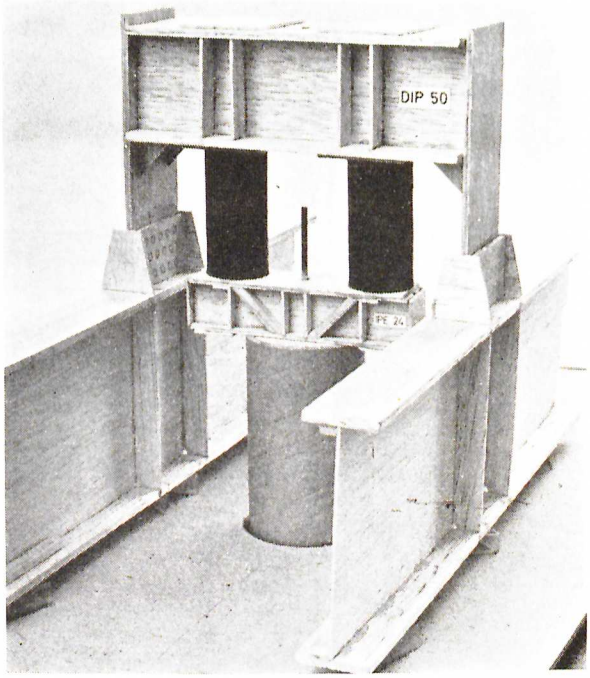


Fig 1. Modellfoto av belastningsanordningen. Mothållen är ej med på bilden. Huvudbalkarna utgörs av DIP 100.

Reviderat särtryck ur Väg- och vattenbyggaren nr 4, 1966

hänsyn tagits till att så många tänkbara inverkande faktorer som möjligt skall kunna studeras, men också till att belastningsprogrammet skall vara så ekonomiskt som möjligt och därmed bli ett bidrag till enhetliga normer för hur provbelastningar lämpligen utförs. Programmet har därför utarbetats i nära samarbete med IVA:s Pålkommitté.

De faktorer som speciellt studerats är:

Stötvågens utseende vid slagningen.

Fallhejarens *anslagshastighet.*

Effekten av olika *hejares tyngd och utformning.*

Pålens *rakhet* före och efter provbelastningen.

Noggrannheten i rakhetsmätning som en funktion av olika mätinstrument och olika mätlag.

Korttids- och långtids*deformationer* i vertikal och horisontal led i toppen, i en godtyckligt vald punkt längs pålen samt i pålspetsen.

Den *statiska pållasten vid spetsen* och dess variation med tiden.

Spontväggars rörelser vid konstant statisk last och vid upprepade på- och avlastningar.

Pålbrottets utseende.

3. Provningsplatserna

Det ursprungliga programmet omfattade slagning och belastning av sex pålar, placerade i två grupper om tre pålar vardera. De två grupperna ligger på ett avstånd av ungefär 200 m från varandra.

Vid den ena platsen, Postgatan, är djupet till berg ungefär 85 m, och bergytan lutar 1: 1 à 1,5. Vid den andra platsen, Kronhusgatan, är djupet 65 m, dvs lika med medeldjupet för hela Östra Nordstaden, och bergytan praktiskt taget horisontal. Pålarnas inbördes avstånd har valts till 4 m. Genom att pålarna placerats på linje har avståndet till närmaste mothåll därigenom blivit 2 m, vilket motsvarar 6 gånger diametern för den grövsta pålen, ett avstånd som torde vara tillräckligt stort för att inte någon interferens mellan påle och mothåll skall behöva uppstå.

Senare har programmet utökats med ytterligare en påle, som slagits vid Postgatan, 2 m från en tidigare slagen och provbelastad påle. Denna komplettering beror på att en av de sex ursprungliga pålarna betraktades som bortslagen redan vid slagningen och därför ersattes med en ny.

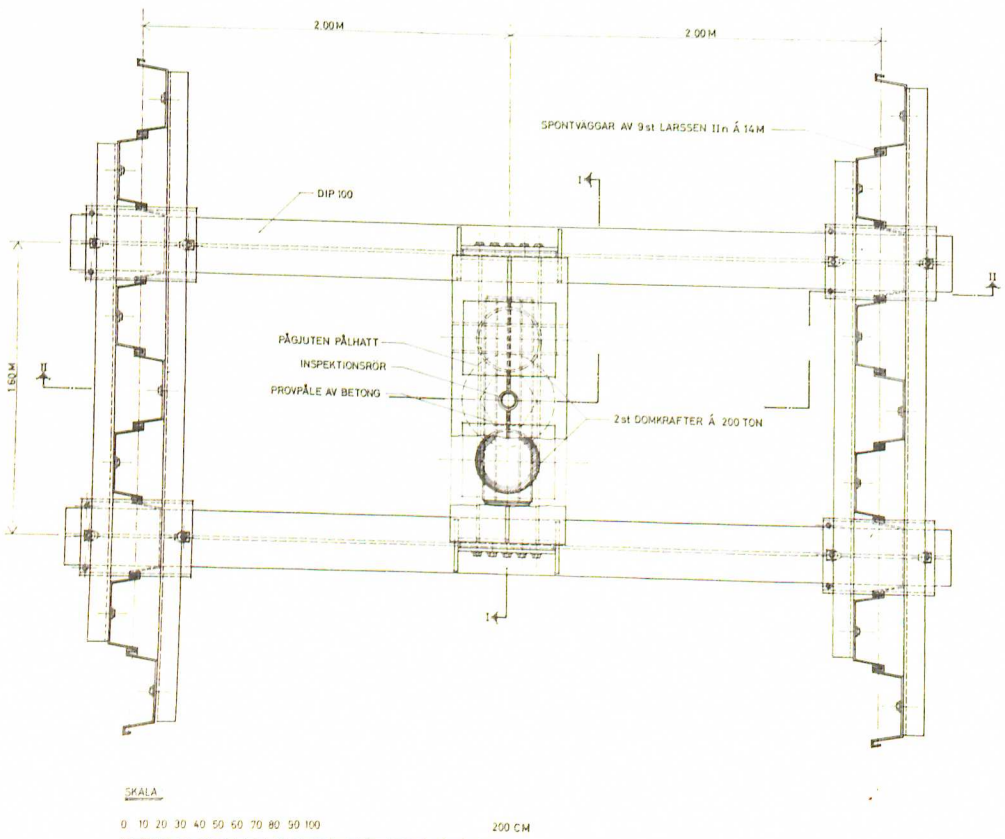
Provplatserna utgörs av till gatunivån avröjda tomter där tidigare äldre bebyggelse funnits. Detta har skapat vissa problem vid slagning av mothållen, för vilka man först varit tvungen att schakta bort rester av gamla husgrunder.

4. Pålarna

Pålarna har specifikationer enligt tabell 1. Elementen var 12 m långa och skarvades med respektive fabrikants egen skarv. Samtliga pålar försågs, såsom brukligt är i Göteborg, med bergspets, vilket speciellt motiverades av den förväntade stora lutningen av bergytan vid den ena provplatsen, Postgatan.

Pålarna göts i regel i november 1965, slogs i januari 1966 och provbelastades i mars—april. Pålarna var således minst 4 månader gamla när de provbelastades. Den föreskrivna betongkvalitén var K 500. Provkuberna (15×15×15 cm) uppnådde vid respektive provtryckningar de föreskrivna hållfasthetsvärdena med bred marginal.

Fig 2. Plan av belastningsanordningen.



När pålarna var slagna, kapades de 0,8 m över markytan, vars övre yta låg 1 m över markytan. För närmare detaljer, se fig 2 a—c och fig 3. Till sist göts ett ungefär 10 mm tjockt lager med bly över pågjutningens överyta, se fig 4 a. Detta lager skulle tjäna som ett tryckutjämnande skikt, och att det uppenbarligen fungerade och gjorde god nytta framgår av fig 4 b som visar denna blypackning efter provbelastningen.

5. Slagningen

Samtliga sex pålar enligt det ursprungliga programmet slogs under januari månad. Vid slagningen som utfördes av samma maskinist användes samma kran, en Landsverk L-65 och samma hejare, en ungefär 3,5 m lång 4-tons hejare tillverkad av 430 mm axelstål. Endast vid stoppslagningen slogs som jämförelse även med en kompakt 4-tons hejare av konventionell typ. Den kompletterande sjunde pålen slogs i mars med en Landsverk L-77 och en kompakt 3-tons hejare. Jfr även slagningsdiagrammen, fig 5 a—b. I stort sett samma typ av dyna användes och som mellanlägg sedvanliga 3 lager 1″ furubräder.

Fallhöjden enligt nedan har bestämts i samråd med IVA:s Pålkommitté:

I lösa jordlager: 20 cm för det första pålelementet, därefter 40 cm.

Vid stötvågsmätning: 10—50 cm, efter direktiv från den som lett mätningen.

Vid stoppslagning: normalt 60 cm, men även 40 cm som jämförelse.

I tabell 2 har beräknad tillåten sjunkning för de sista 50 slagen *(=stoppslagning)* angivits för 90 respektive 120 ton (även jämförelsebegreppet "antal slag per 20 cm sjunkning" anges emedan slagningsdiagrammen är ritade i denna enhet). Beräkningen har gjorts enligt Göteborgs stads normer för stoppslag.

Resultaten från slagningen finns redovisade i fig 5 a—b. Man konstaterar att slagningen gick lätt i den lösa leran och att stopp erhölls på en mycket kort sträcka. Det framgår även att 4-tonshejaren är väsentligt effektivare än 3-tonshejaren. Sannolikt har pålspetsen stannat mot berg.

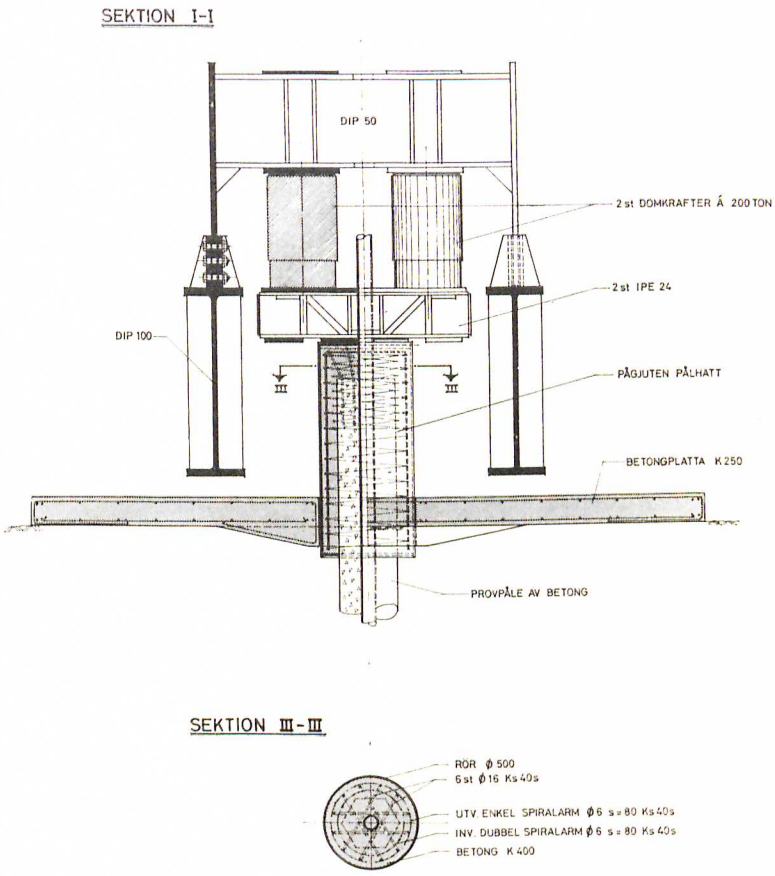
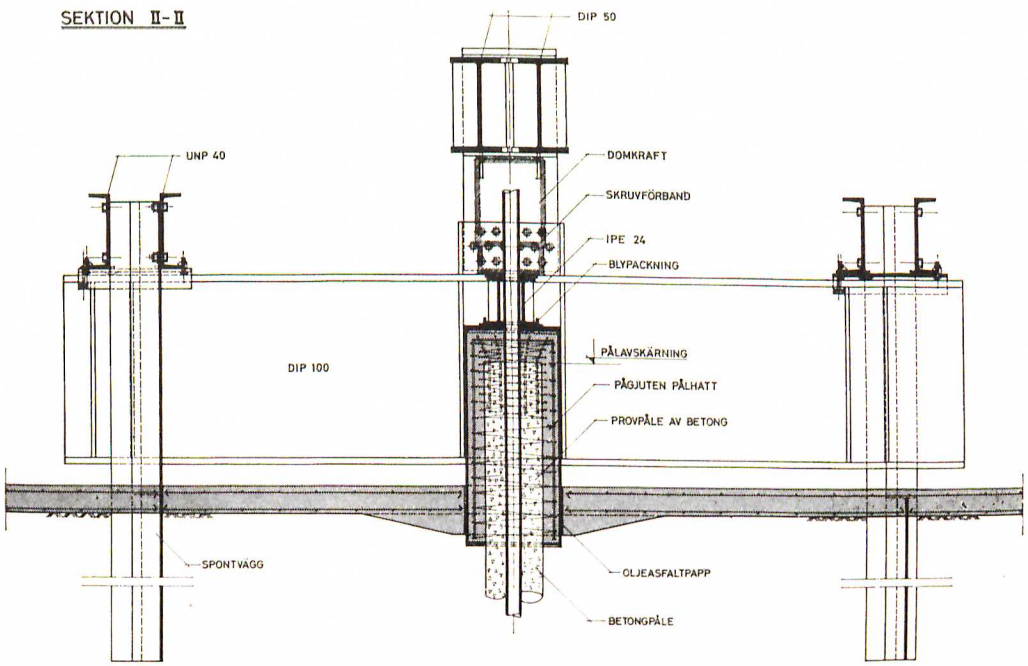


Fig 2 b (ovan) och 2 c (nedan). Sektioner av belastningsanordningen.



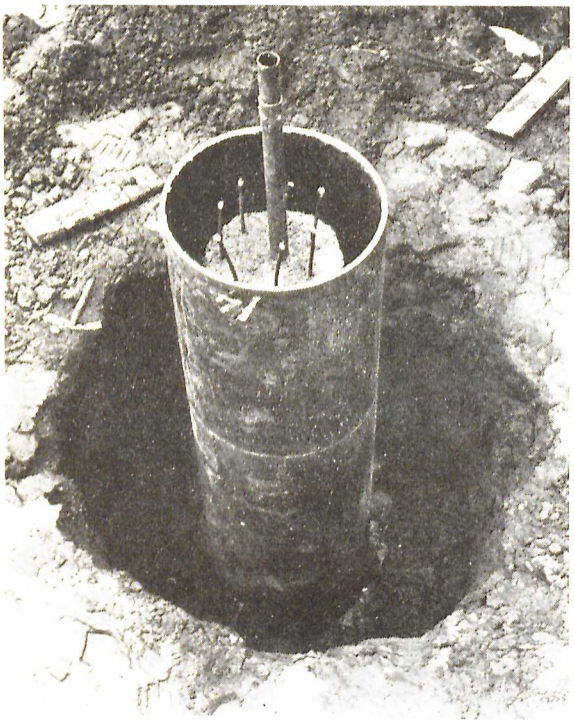


Fig 3. Montering av en pältopp ∅ 50 cm pågår. I utrymmet mellan pålen och hylsan ska en armeringskorg placeras och betong gjutas. Samtliga foto Bengt Adin, Göteborg.

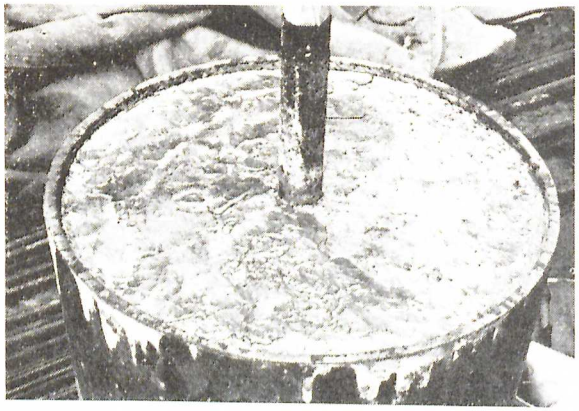
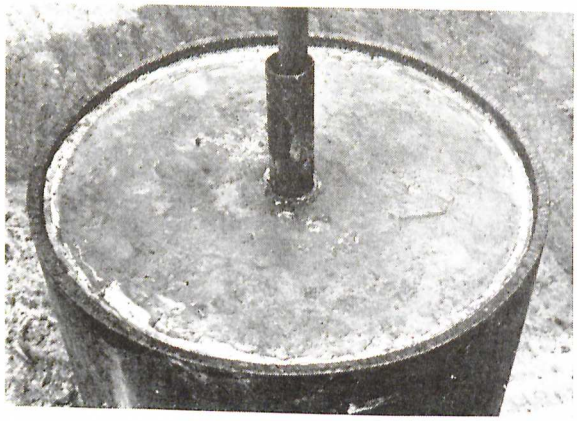


Fig 4 a (ovan). Blypackning överst på pältoppen före belastningen, och fig 4 b (nedan) efter belastningen.



6. Stötvågsmätning och mätning av hejarens anslagshastighet

Stötvågsmätning har utförts av SGI i samarbete med IVA:s Pålkommitté. En ny teknik har prövats och fungerat väl. Resultaten är under bearbetning och kommer att publiceras separat tillsammans med de mätningar av hejarens anslagshastighet som gjorts med hjälp av filmkamera.

7. Rakhetsmätning med inklinometer

Före slagningen sattes varje pålelement ned utefter ena sidan i ett i marken nedslaget stålrör med 50 cm inre diameter. Röret lutade ungefär 6° mot en vertikal linje. Varje element mättes sedan med inklinometer på varje meter. Avsikten är att i den slutliga rapporten korrigera de efter slagningen uppmätta krökningsradierna med de på detta sätt erhållna initialutböjningarna av de i pålarna ingjutna centrumrören.

Efter slagningen inklinometermättes pålarna på varje meter. Mätningarna — som inte korrigerats enligt ovan — visar att pålspetsens avvikelse från en vertikal linje uppgår till i medeltal 3,1 % av pållängden med en spridning av ±2 %. För beräkning av krökningsradierna har primärvärdena körts i ett dataprogram, som utarbetats av Industridata. Tre olika radier har beräknats nämligen R_1 R_2 *och* R_{10} avseende radie med 1 m, 2 m respektive 10 m båglängd. Radierna understiger ej 400 m utom för en påle (nr 4) som visar ungefär 200 m vid spetsen och en påle (nr 6) som har radier ned till ungefär 240 m mellan 40 och 50 m djup. Dessa två pålar kommer följaktligen att långtidsbelastas. En utförligare redovisnoing av rakhetsmätningarna lämnas i slutrapporten.

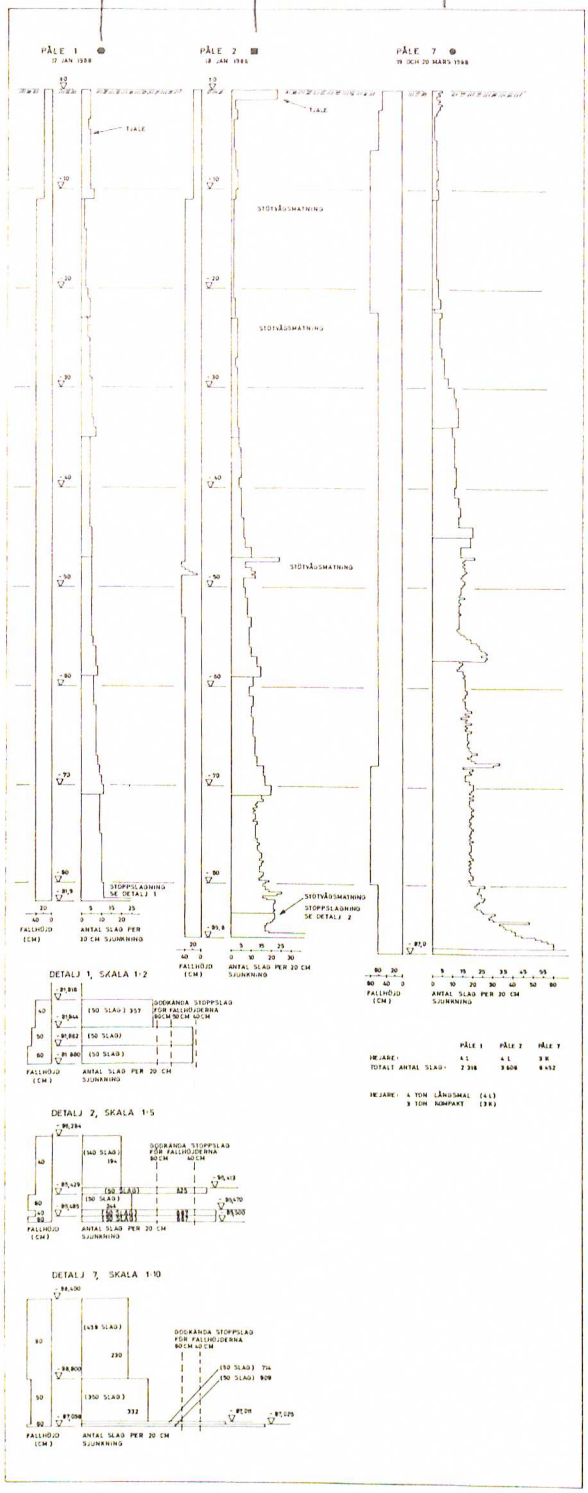
Som *kontroll* på att inga mänskliga eller instrumenttekniska faktorer påverkat mätningarna har dessa upprepats för påle nr 4 och 6. Den första mätningen utfördes av SGI och kontrollen av Göteborgs gatukontor och SJ gemensamt. Överensstämmelsen är förbluffande god.

Efter långtidslastens slut kommer en förnyad mätning att genomföras.

En påle (nr 3) konstaterades vid slagningen vara bortslagen. Trots detta kunde inklinometermätningen genomföras till 56 m. Totalt hade 101 m påle slagits ned i marken, men hur de reserande metrarna ser ut, vet man inte, endast att pålen är intakt till 72 m (har konstaterats genom lodning). Pålen nådde aldrig stopp vid slagningen. Resultatet av mätningen visar att pålen är rak och vertikal till ungefär 15 m, varifrån den böjer sig i en kontinuerlig krök med ungefär 50 m krökningsradie. Punkten 56 m avviker

Tabell 1

Fabrikant	Tvärsnitt	Area i cm²	Armering	Skarv	Anm
Svenska Pålfabriken	Cirkulär ∅ 33 cm	855	7 "seven-wire prestressing strand"	Bultar	Förspänd
Skånska Cementgjuteriet	Kvadratisk 25 × 25 cm	625	4 ∅ 19 Ks 60	ABB-skarv	Slakarmerad
Nya Asfalt	Sexkantig	600	6 ∅ 16 Ks 60	Hercules	„



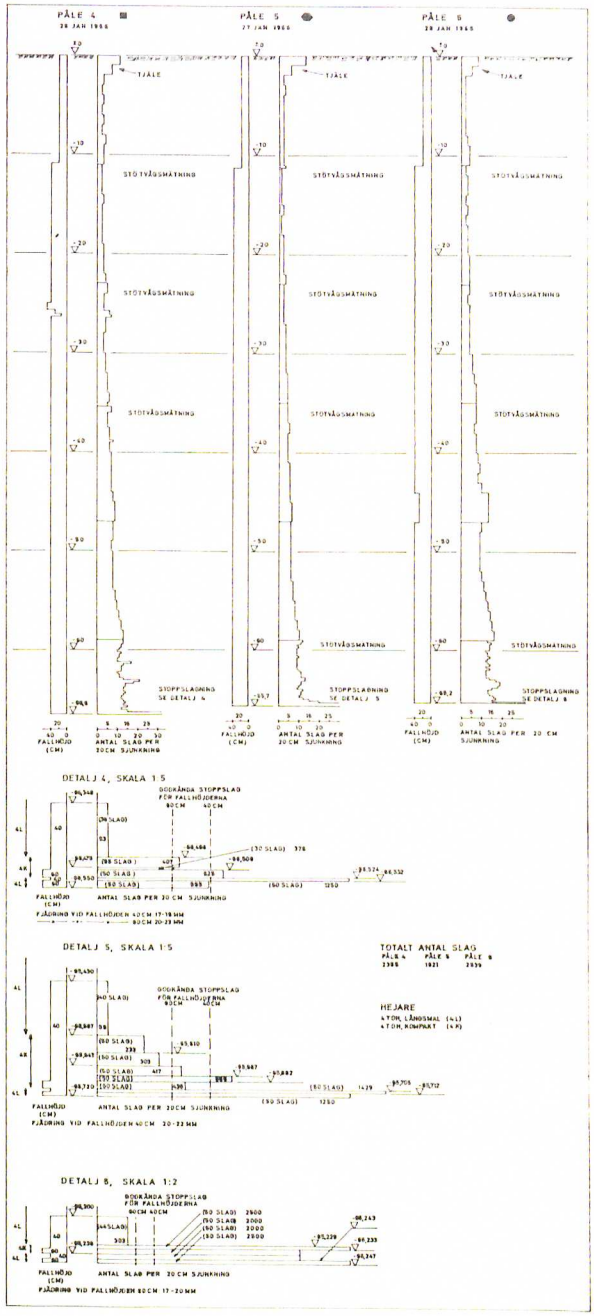


Fig 5 a (t v). Slagningsdiagram för pålarna nr 1, 2 och 7.
Fig 5 b (ovan). Slagningsdiagram för pålarna nr 4, 5 och 6.

Observera enheten "Antal slag per 20 cm sjunkning".

Tabell 2

Utnyttjningsbar last	90 ton				120 ton			
Fallhöjd vid stoppslagning	40 cm		60 cm		40 cm		60 cm	
Vikt av fallhejare i ton	3	4	3	4	3	4	3	4
Maximal sjunkning/50 slag i mm	13	18	20	27	10	13	15	20
Antal slag per 20 cm sjunkning	750	560	500	375	1 000	750	650	500

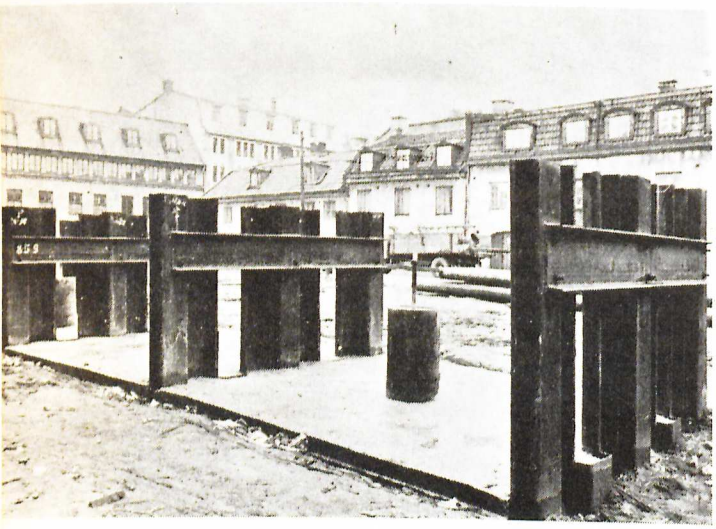


Fig 6. Vy över ena provplatsen. Belastningsanordningen är ej monterad. Två påltoppar syns mellan spontväggarna, den mittersta är dold.

14,5 m från vertikallinjen. Även denna påle kommer att långtidsbelastas.

Kompletteringspålen (nr 7), som är en ersättning för den föregående har ännu ej hunnit detaljbearbetas, men de preliminära resultaten tyder på, att den överensstämmer väl med de fem övriga.

8. Mothåll och provbelastningsanordning

Det vanligaste sättet att arrangera *mothåll* torde vara att slå dragpålar. Målsättningen 400 ton skulle dock ha krävt ett stort antal dragpålar och en pålitlig gemensam kraftöverförning mellan dragpålarna, vilken skulle blivit svår och dyrbar att utföra. I stället har spont använts, vilket bl a medfört att mätningar kunnat utföras på spontens deformationer under varierande belastningar.

Fig 6 och 2 a—c visar hur mothållen är anordnade. Spontplankorna bildar således en vägg, som är 3,6 m bred och 12 m djup. Om båda sidor av väggen antas medverka helt, och hänsyn ej tas till spontväggens korrugerade form blir den totala yta som häftar vid leran lika med $2 \cdot 12{,}0 \cdot 3{,}6$ m^2 = 86,4 m^2. Lerans skjuvhållfasthet sätts till konstant 2,5 ton/m^2 och om ingen reduktion av detta värde görs, erhålls en total mothållande kraft av $2{,}5 \cdot 86{,}4$ ton per spontvägg = 216 ton.

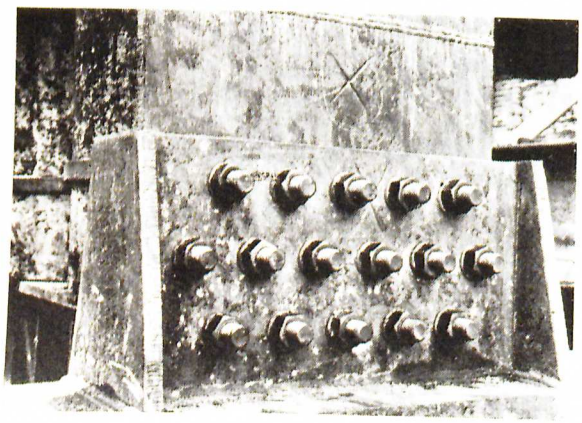


Fig 7. Detalj av bultförbandet mellan tvärbalk och huvudbalk.

Provbelastningsanordningen i övrigt visas på fig 2 a—c. Den har dimensionerats så, att materialets flytgränser nära har uppnåtts. Anordningens huvuddelar är lätt isärtagbara genom bultförbandet (fig 7) och ingen del väger mer än 2 ton. Stor omsorg har nedlagts på att få belastningen på pålen att angripa så axiellt som möjligt. Detta har åstadkommits genom att individuella underlägg placerats under upplagen. Därvid har hänsyn tagits inte bara till att upplagen erhållit små variationer i höjdled vid monteringen, utan även till att samtliga pålar lutar mer eller mindre. Underläggens tjocklek har därför beräknats även med ledning av resultaten från inklinometermätningarna.

Domkrafterna har en maximal kapacitet av 200 ton vardera vid det största tillåtna oljetrycket 400 kg/cm^2. Slaglängden är 350 mm. Domkrafterna har hyrts av AB Hydraulisk Påltryckning och den elektriskt drivna oljepumpen från KTH, Stockholm. Det har visat sig vara mycket lämpligt att arbeta med två domkrafter, ty genom att hålla ständig kontroll över att den undre tvärbalken rört sig parallellt med sig själv, har det varit möjligt att, om erforderligt, justera domkrafternas inbördes lägen så, att en så axiell belastning som möjligt erhållits varigenom excentriciteter i största möjliga utsträckning undvikits. Detta är en synnerligen viktig detalj i provbelastningen.

För belastning av den större pålen, Svenska Pålfabrikens cirkulära, förspända påle om 855 cm^2, förstärktes anordningen och utökades mothållen så att en maximal last om 500 ton skulle kunna utnyttjas. Därvid användes två domkrafter om vardera maximalt 300 ton vid största tillåtna oljetryck om 400 kg/cm^2. Dessa domkrafter hyrdes av Stabilator, Stockholm.

Vid långtidsbelastningen 200 ton användes en något nedbantad anordning. Huvudbalkarna är endast DIP 65 i stället för DIP 100 och de två domkrafterna är om vardera 100 ton.

Belastningsanordningen med mothåll har konstruerats av AB Flygfältsbyrån och har tillverkats av Nya Asfalt AB.

9. Belastningsprogram

Några fastställda normer för hur provbelastningar utförs finns tyvärr inte, vilket gör, att det många gånger kan vara svårt att jämföra olika resultat.

För *långtidsbelastningen* är problemet ringa. En konstant last om 200 ton kommer att belasta pålarna under 6 månader. Den konstanta lasten åstadkoms med hjälp av viss automatik, som gör att oljetrycket endast tillåts variera mellan gränserna ± 10 kg/cm^2, vilket motsvarar en lastvariation av 200 ± 5 ton. En manuell kontroll kommer att göras varje dag, varvid avläsning av klockor m m sker. Efter långtidsbelastningen trycks pålarna till brott med korttidslast.

Korttidsbelastningen har skett efter det schema som fig 10 a—b visar. Det är uppenbart att det valda tidsintervallet 15 min för varje pålastnings- och avlastningssteg är alldeles för kort för att all "kvarstående deformation" skall återgå. I detta fall har dock spetsens rörelser registrerats varför man av den uppmätta "kvarstående deformationen" kan separera spetsens eventuella rörelser från andra faktorer, såsom hoptryckning av skarvar, kvardröjande långtidseffekt av vidhäftningen mellan påle och jord m. m. Frånsett några påtvingade pauser orsakade av tillfälliga justeringar har belastningsprogrammet kunnat hållas.

10. Deformationsmätning av pålskallen, en punkt längs pålen, pålspetsen och mothållen

Pålskallens rörelser har mätts på två sätt, dels med mätklockor (fig 8) med 50 mm slaglängd och noggrannhet 1/100-dels mm och dels med avvägningsinstrument. Som framgår av fig 10 a—b borde dock slaglängden ha varit minst den dubbla. Parallellt har rörelsen följts kontinuerligt genom avvägning.

Genom en speciell anordning, utvecklad av SGI, har även rörelsen i en *godtycklig punkt längs pålen* och själva *pålspetsen* kunnat följas. Anordningen består av en friktionskoppling, som medelst ¾"-rör nedförts till det önskade djupet, där kopplingen utlösts och gripit tag i pålens centrumrör. Röret föres upp till en halvmeter över påltoppen, där en mätarm anbringas. Inuti ¾"-röret nedförs ett ⅜"-rör till pålspetsen. Detta rör kapas några dm ovanför ¾"-röret och ännu en mätarm monteras enligt fig 9. Med denna anordning kan såväl spetsens som friktionskopplingens rörelser registreras.

Samtliga klockor har dubblerats så att eventuella böjningar i rör eller påle kunnat registrerats.

Mothållarens rörelser har mätts genom avvägning. Undre tvärbalkens rörelse parallellt med sig själv har kunnat följas genom avläsning mot ett index på undre balken av två på den övre tvärbalken fastsvetsade linjaler (fig 8).

11. Resultat och sammanfattning

Brottlaster:

Fyra pålar (nr 1, 2, 5 och 7 har provbelastats till brott. I samtliga fall syns betongkrossbrott ha erhållits. Troligen ligger detta brott helt nära markytan, vilket skall försöka fastställas genom en nu påbörjad schaktning. Under förutsättning att brott erhålls vid 2 ‰ stukning har spänningarna i tabell 3 framräknats.

Av tabell 3 framgår även att spridningen är mycket liten, endast något över 10 % för brottlasten per ytenhet och något under 10 % för brottspänningen i betongen. Det bör kanske även påpekas att för påle nr 7, som är en förspänd påle, den verkliga brottlasten i betongen är större än den

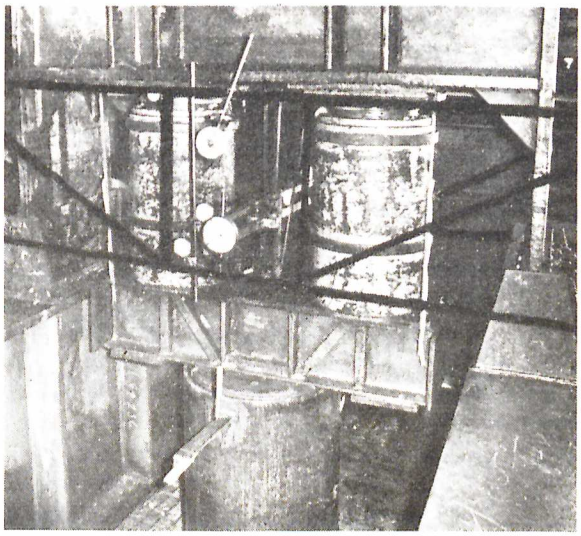


Fig 8. Mätbalk, mätklockor och mätlinjaler monterade. Den stora klockan mäter påltoppens rörelser, de små mäter rörelserna enligt fig 9 och linjalerna tvärbalkens rörelser.

påförda lasten beroende på att ungefär halva förspänningen fortfarande finns kvar vid 2 ‰ stukning, därav minustecknet i tabellen för armeringslasten. I intet fall är flytgränsen för Ks 60 uppnådd.

Uppnådda djup (tabell 4):

Bortsett från påle nr 3 har således pållängderna stämt relativt väl med de borrade djupen. Det bör härvid observeras att de borrhål där borrningen drivits ända ned till och i berget ligger på 50 till 100 m avstånd från varandra och att närmaste borrhål ligger 30 m från den ena platsen och 50 m från den andra. Med hänsyn härtill och till att djupen varierar mellan 49 och 102 m är överensstämmelsen påfallande god mellan borrningsresultaten och de uppnådda pållängderna.

Deformationsmätningar

Som exempel på *pålskallens rörelser* visas på fig 10 a—b primärresultaten från påle nr 2 (area 625

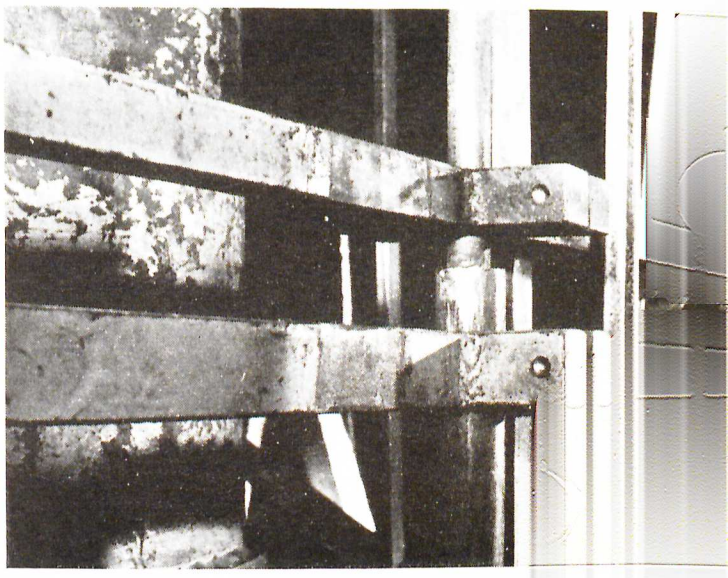


Fig 9. Detalj av mätarmar för mätning av rörelserna hos pålspetsen och en godtycklig punkt längs pålen.

{ Stoppslagning mot berg. ???
{ Provbelastning av lera.

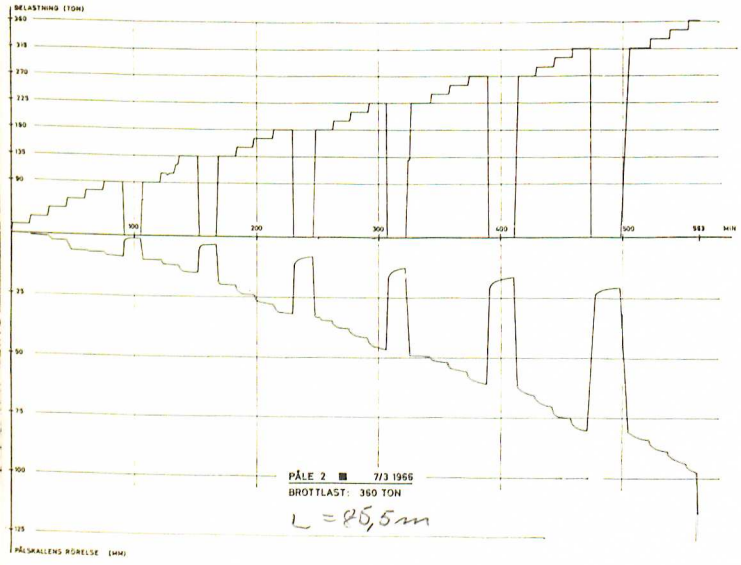


Fig 10 a. Pålskallens rörelse under provbelastningen. Påle nr 2. Över tidsaxeln redovisas belastningen och under denna rörelsen.

cm², längd 85,5 m) och påle nr 5 (area 600 cm², längd 65,7 m). Man konstaterar att de totala deformationerna vid brott är ungefär 10 respektive 11 cm. Motsvarande deformationer vid samma last per ytenhet, exempelvis 575 kg/cm², är det omvända dvs 10 respektive 9 cm. Detta antyder att längden av respektive påle har en viss inverkan. Om man studerar hela belastningsintervallet finner man, att de totala rörelserna för påle nr 5 uppgår till 65 % av rörelserna för påle nr 2 vid 90 tons last och 90 % vid 360 ton. Längden av påle nr 5 är 77 % av påle nr 2, dvs just medeltalet av 65 och 90 %. Samma förhållande visar en jämförelse mellan påle nr 1 (area 600 cm², längd 81,9 m) och påle nr 5 (samma pålfabrikat, men blott 65,7 m lång).

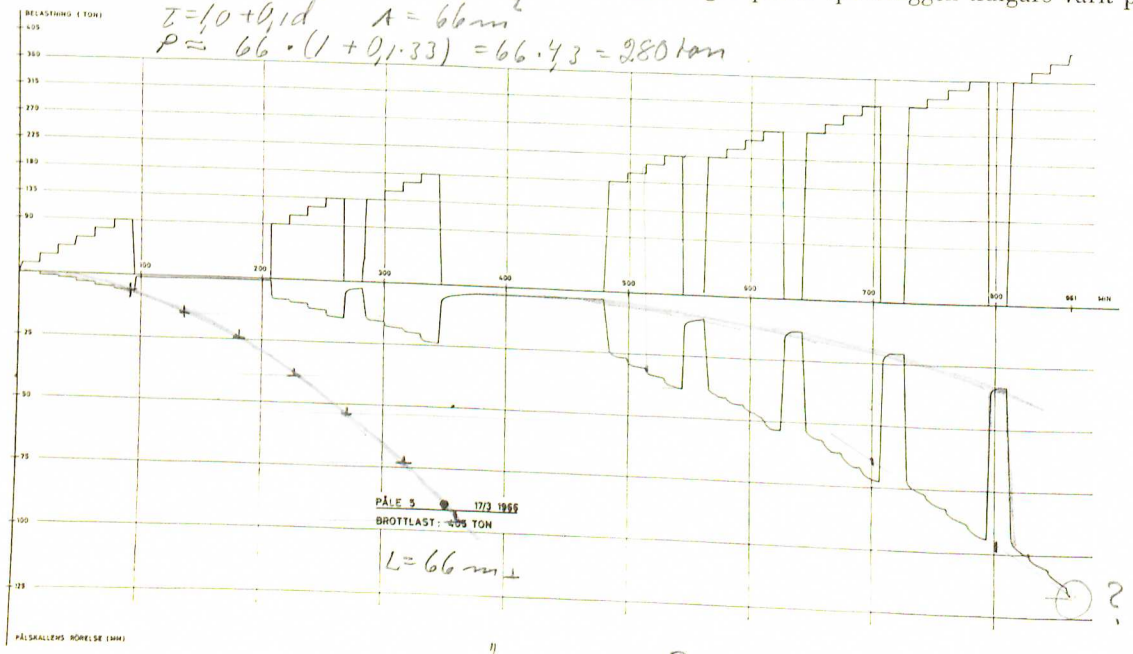
Den av många framförda uppfattningen att rörelserna är oberoende längden, för pålar längre än 60 à 70 m, finner alltså inte något stöd i de hittills bearbetade resultaten, tvärtom syns deformationerna vara proportionella mot längden även för längder upp till 85 m.

De mätningar av *pålspetsens rörelser* som utförts, antyder att smärre rörelser (några millimeter) skulle ha inträffat (redovisas ej här). Emellertid visar en jämförelse med rörelsen av friktionskopplingen, som anbringats ungefär 5 m ovanför spetsen, att denna rört sig precis lika mycket som spetsen, dvs de nedersta 5 metrarna har ej tryckts ihop något, varför lasten i denna del enligt Hookes lag är noll. Är lasten noll, så kan ej heller spetsen ha rört sig, dvs de registrerade "spetsrörelserna" måste bero på andra orsaker, exempelvis friktion mellan de nedförda rören och det ingjutna centrumröret. En närmare analys av detta förhållande har ännu ej medhunnits.

Det torde dock vara fullt klart att de "kvarstående deformationer" som fig 10 a—b visar, inte kan hänföras till rörelser i spetsen utan snarare till dels eventuella hoptryckningar av skarvarna men dels framför allt den långtidseffekt som sambandet mellan vidhäftning och rörelse mellan pålen och leran säkerligen innehåller. Det är även sannolikt att en viss del av den kvarstående deformationen beror på att vidhäftningsbrott uppstått mellan en del av pålens längd och leran, så att pålen vid avlastningen ånyo häftar vid leran, vilken således strävar att hålla pålen nere.

Mothållens rörelser har varit förhållandevis stora, upp till ungefär 5 mm elastiska rörelser har uppmätts, frånsett spontväggen mellan påle nr 1 och 2, som började röra sig kraftigt när lasten på påle nr 1 var 360 ton, dvs vid endast 90 % av den last som spontväggen var dimensionerad till. Detta beror säkerligen på att spontväggen tidigare varit på- och

Fig 10 b. Pålskallens rörelse under provbelastningen. Påle nr 5.



τ = 1,0 + 0,1 d A = 66 m²
P ≃ 66 · (1 + 0,1 · 33) = 66 · 4,3 = 280 ton

SPECIAL TON

" VARFÖR BROTT ?

def hast ≃ 100/800 = 0,12 mm/min för hela provet
35/100 = 0,35 mm/min lokalt.

Tabell 3

Påle nr	Fabrikant	Total area i cm²	Brott-last i ton	Brottlast per ytenhet i kg/cm²	Armering area i cm²	Brottlast i armering i ton	Brottlast i betong i ton	Brottspänning i betong i kg/cm²
1	Nya Asfalt	600	365	609	12,0	55	310	528
2	Sk Cementgjuteriet	625	360	576	11,3	47	313	510
5	Nya Asfalt	600	405	675	12,0	55	350	595
7	Sv Pålfabriken	855	460	538	3,6	–22	482	565
			Summa	2 398				2 198
			Medelvärde 600 kg/cm²					550 kg/cm²

avlastad 13 gånger varav 6 gånger vid belastningen av påle nr 2, som utfördes före nr 1. Att brott mellan lera och spont nu uppstod måste därför bero på att leran blivit till viss del omrörd och därvid minskat sin skjuvhållfasthet (sensitiviteten är ungefär 10). Det inträffade styrker, att spontväggarna var rätt dimensionerade för statisk enstaka lastpåföring, men att skjuvhållfastheten bör reduceras om sponterna kan förväntas bli utsatta för upprepade på- och avlastningar. I avsikt att minska rörelserna och därmed risken för omrörning belastades spontväggarna därefter med ungefär 30 ton plåt varefter vidhäftningsbrott ej längre uppstod.

Sammanfattning

De hittills föreliggande resultaten visar

att brottlasten per ytenhet är mycket hög och jämn, 600 kg/cm² och en spridning mindre än 10 %, vilket tyder på en jämn kvalitet,

att knäckrisk inte föreligger,

att säkerhetsfaktorn mot brott varierar mellan 6,0 och 7,7 i förhållande till tillåtna laster på 60 ton, vilka tillämpas i Göteborg för samtliga här provbelastade pålar.

att de laster som nedförs till spetsen vid korttidsbelastning syns vara mycket små eller helt försumbara för de långa pålar som här provbelastats, men

att likväl rörelserna syns vara proportionella mot pållängden även för så stora längder som 85 m och att denna proportionalitet varar genom hela belastningsintervallet,

att speciellt de elastiska rörelserna är förhållandevis stora men dock i den storleksordning man borde kunna förvänta sig om lasten antas vara linjärt avtagande med djupet,

att det inte har medfört några svårigheter att slå så långa pålar till stopp,

att den nya långsmala 4-tons fallhejaren åtminstone okulärt varit väl så effektiv som den konventionella, kompakta och uppenbarligen varit skonsammare mot pålarna genom att horisontalvibrationerna varit påtagligt mindre och

att det tillämpade belastningsprogrammet syns vara lämpligt som norm för kommande provbelastningar under förutsättning att man även utför mätningar av pålspetens rörelser och de laster som kommer ned till spetsen.

Vid diskussioner om tillåtna laster visar resultaten att utrymme bör finnas för en avsevärd förhöjning i förhållande till nu tillåtna 60 ton, om man enbart studerar *säkerheten mot brott*. Emellertid bör den av konstruktören utnyttjade lasten även ses mot bakgrunden av de *deformationer* som kan uppkomma. Detta förhållande torde aldrig kunna inrymmas i några bestämmelser eller normer, eftersom de tillåtna deformationerna helt och hållet beror på vilka krav den överliggande konstruktionen ställer. Därför bör den s k tillåtna lasten kompletteras med anvisningar för hur korttids- och långtidsrörelser beräknas för olika pålfabrikat, pållängder, pålgruppers utformning, påltyper och omgivande mediums geotekniska egenskaper. Det ankommer därefter på konstruktören att välja den last han kan utnyttja, varvid han maximalt bör få utnyttja den tillåtna lasten. Det bör också här understrykas vikten av att *kontrollen* vid tillverkningen är sträng, så att en jämn produkt garanteras, och att kontrollen vid slagningen sköts av kvalificerade kontrollanter, så att erforderliga och riktiga åtgärder kan vidtas under slagningsarbetet.

Tabell 4

Påle nr	Ur geotundersökningen interpolerade djup	Djup enligt slagningsdiagram	Anmärkning
1	85,5	81,9	Stoppslag erhållet
2	88,0	85,5	Stoppslag erhållet
3	90,5	101,0	Bortslagen
4	71,5	66,6	Stoppslag erhållet
5	72,0	65,7	Stoppslag erhållet
6	72,5	65,3	Stoppslag erhållet
7	87,5	87,4	Stoppslag erhållet

English summary

TEST LOADING OF LONG COMBINED END-BEARING AND FRICTION PRECAST CONCRETE PILES.
By Gunnar Hellström, PhD, AB Flygfältsbyrån (AB Civilengineering), Göteborg. *P. 161—169*

In the centre of the Gothenburg City a big shopping center is beeing planned. The total building area is 15 acres and the ground consists of soft homogeneous clay down to hard bedrock located between 49 and 102 meters (165 and 330 feet) below the ground level. The shear strength is constant 2—3 ton/m² (approx 4 psi) down to 10 meters (30 feet) and increases thereafter with 1.2 ton/m² per 10 m (1 psi per 30 feet) down to bedrock.

Several methods of foundations have been discussed and analysed both technically and economically. The most safety method, with regards especially to settlements, but also the most expensive one is, at present, to drive precast piles down to bedrock. But if the loads which are allowed to-day can be increased with at least 50 %, this method can also become competitive to for instance pure friction piling or floating foundations.

Precast concrete piles are in Sweden nowadays mostly made of high quality concrete and the tendency is to increase the quality further more. According to the compressive strength the safety factor is as high as 6 (Gothenburg Code: max load = 60 tons) and 8 (National Code: Max load 45 ton). It has therefore been questioned whether it could be possible to increase the allowed load considerably. The bearing capacity is however a function of many other factors, such as the sorrounding medium, the straightness of the pile, the length of the pile, the quality of the bedrock, the number of blows when driving, the stiffness of the joints and perhaps the most important, namely the ability of the structure above the piles to take up the deformations which the design load will cause. Therefore an extensive test loading has been performed.

Primarily six piles were driven, two from three manufacturers each, but one pile did not stop at the expected depth and was therefore replaced with an additional one. Every pile element was 12 meters long and made of concrete K 500 (a designation according to Swedish codes and equivalent to 28-days cube strength of 7 000 psi). The piles were equipped with a special rock point of hard steel. The details of the piles are given in the Table below. They were driven by means of a 4 tons drop hammer with a fall of 40 centimeters. Fig 5 a and 5 b show the driving diagrams for the piles except for the one that did not stop. As can be seen, the end-bearing resistances came very distinctly. The straightness of every pile was measured after the driving by means of an inclinometer which was sunk down in a cast-in center tube. From these measurements the four most straight piles were selected for short-term loadings to rupture, and the remaining two for long-term loadings (6 months) with a constant load of half the rupture load. At the end of this loading they will be tested up to rupture.

The loading device can be seen on Fig 1—4 b and 6—9, and the loading program on the upper halves of Fig 10 a and b. The latter figures also show the results from the deformation measurements. It was found cheaper to use sheet-piles for the reaction forces instead of ordinary piles. As it is very important to have the piles centrically loaded, a lead packing was used at the top (Fig 4 a and b) and two smaller hydraulic adjustable jacks, whose movements were kepts under continuous control, were chosen instead of one big jack.

The long-term loading is still going on and a complete report can not be expected until the beginning of next year. The results from the short-term loading are given in the Table below in figures and as diagrams in Fig 10 a and b (the lower halves). The rupture was a pure compressive rupture and no buckling tendency could be observed. The results are most encouraging and an increase of the allowed load of at least 50 % seams to a reasonable consequence.

Table

Pile no	Manufacturer	Cross section	Area cm²	Reinforcement		Length m
1	Nya Asfalt	Hexagonal	600	6 Ø 16 Ks 60[1]	Non Prestressed	81.9
2	Skånska Cementgjuteriet	Square 25 × 25 cm	625	4 Ø 19 Ks 60[1]		85.5
5	Nya Asfalt	Hexagonal	600	6 Ø 16 Ks 60[1]		65.7
7	Svenska Pålfabriken	Circular 33 cm	855	7 "sevenwire prestressing strand"	Prestressed	87.4

Pile no	Rupture load ton	Rupture stress kg/cm²	Reinforcement area cm²	Reinforcement load at rupture ton	Concrete load at rupture ton	Concrete stress at rupture kg/cm²
1	365	609	12.0	55	310	528
2	360	576	11.3	47	313	510
5	405	675	12.0	55	350	595
7	460	538	3,6	−22[2]	482	565
Mean value in kg/cm²		*600*				*550*

[1] Ks 60 is a high tensile ribbed bar (yield stress: 85 000 psi = 6 000 kp/cm²)
[2] The prestressing strands are in tension at rupture

C Provbelastning av långa stödpålar av betong inom Östra Nordstaden, Göteborg

Etapp 2: långtidsbelastning m.m.

G. Hellström

I september 1965 påbörjades planeringen av en omfattande provbelastning av 65 - 87 m långa stödpålar av betong inom Östra Nordstaden i Göteborg. Redan i maj 1966 kunde resultaten från den första etappen - korttidsbelastning av fyra pålar - till vissa delar publiceras, vilket också skedde i Väg- och vattenbyggaren nr 4, 1966. Sedan dess har två pålar belastats med en konstant last om 200 Mp i 6 månader och därefter korttidsbelastats till brott. Den sista belastningen genomfördes i början av december och samtliga mätresultat har nu bearbetats.

1 Inledning

I denna artikel redovisas endast ett urval av primärresultaten, medan däremot slutsatser och rekommendationer baserar sig på det fullständiga materialet. Hos Statens råd för byggnadsforskning och IVA:s Pålkommission finns några kompletta exemplar av primärmaterialet, som omfattar 37 ritningar och diagram, för den som önskar ytterligare studera detaljresultaten. Det bör påpekas att materialet är mycket omfattande och att det kan och bör utnyttjas för kompletterande bearbetning från eventuellt andra synpunkter än de som kommit till uttryck i denna rapport. Det kompletta redovisade primärmaterialet är inte liktydigt med råmaterialet, dvs. mätvärdena i original, ty dels uppgår dessa till inte mindre än ca 500 000, dels har ur råmaterialet uppenbara felavläsningar sållats bort och grafisk utjämning av mätpunkterna genomförts.

Det kan redan här framhållas att provbelastningen resulterat i att byggnadsnämnden i Göteborg medgivit att på här provbelastade pålar får vid normalt belastningsfall tillåtas en last av 90 Mp inom Östra Nordstaden under vissa förutsättningar. För dessa pålar har tidigare tillåtits 60 Mp inom Göteborg.

Grundförhållandena, målsättningen med provbelastningen, provplatserna, pålarna, slagningen, mothåll och belastningsanordning, belastningsprogram och mätanordningar har redovisats i tidigare nämnd artikel (kap. B). Här skall endast erinras om att grunden består av i huvudsak lera till ett djup varierande mellan 49 och 102 m. Sannolikt finns det ett relativt tunt lager friktionsmaterial intill berget. Lagrets mäktighet synes vara av ringa intresse

av belastningsresultaten att döma. På alla ritningar har därför den fasta botten givits beteckningen berg för att därmed ange att fast botten uppför sig som om det vore berg. Leran är normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad och har en förhållandevis hög och konstant skjuvhållfasthet vid ytan - 2 à 3 Mp/m^2 ned till 10 m djup - men därefter normalt tilltagande med djupet.

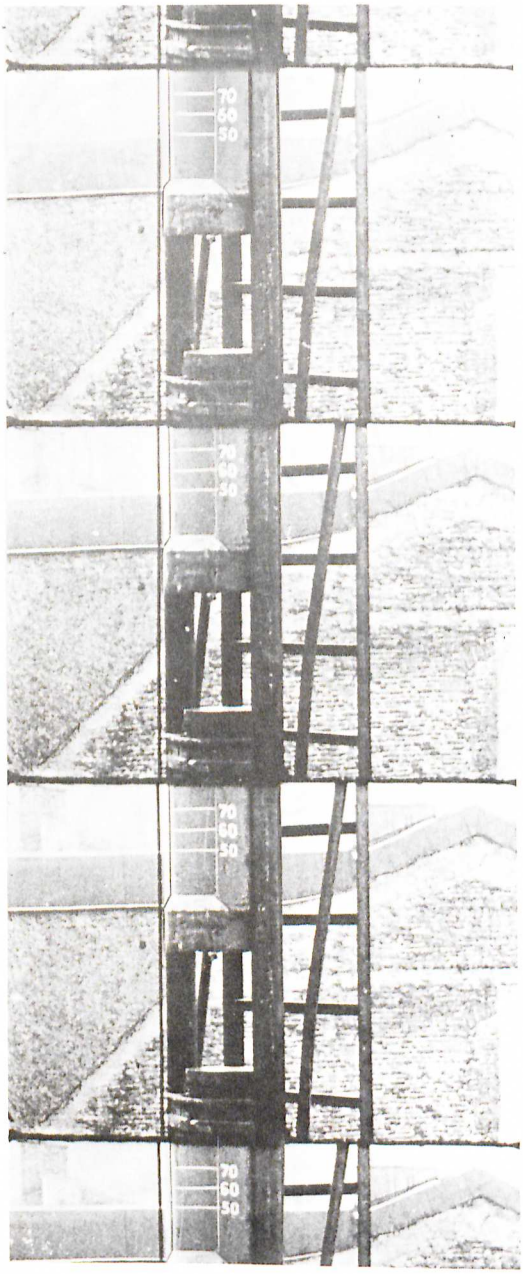
I det följande redogörs endast för nya eller tidigare inte redovisade resultat.

2 Hejarens anslagshastighet

Med hjälp av en 16 mm filmkamera, typ Paillard Bolex, har hejarens fallhastighet kunnat bestämmas i ungefär 20 punkter från topplä-get till anslaget mot dynan. Kameran var placerad på ett stabilt stativ i ett hus ungefär 25 m från pålen och 9 m över markytan. För skalbestämning hade tre vita streck med 10 cm intervall målats på hejaren (bild 1). Siffrorna anger antalet cm från hejarens underkant. Hejarens rörelse filmades med 64 bilder/s. På grund av att filmen drivs med urverk är inte bildfrekvensen helt konstant. Avvikelsen är dock inte större än $\pm$ 3 bilder/s, varvid den högre frekvensen naturligt nog erhålls vid uppvridningens början. En uppvridning varar ungefär 10 s, dvs. 640 bilder kan exponeras utan att kameran behöver rubbas. Efter framkallning har filmen projicerats bild för bild mot en skärm, varvid hejarens relativa rörelse kunnat mätas med linjal från en av de påmålade strecken till någon godtycklig skarp referenslinje i bildens bakgrund. Som synes kan detta utföras med i förhållande till den totala fallhöjden stor noggrannhet. Den uppskattades till $\pm$ 0,5 cm omsatt till verkligt mått, dvs. $\pm$ 1 % av den anbefallda fallhöjden 50 cm. Försök gjordes även att använda 32 bilder/s, men den då erhållna exponeringstiden visade sig vara för lång - närmare anslaget mot dynan blev strecken oskarpa - medan 64 bilder/s gav goda resultat.

På ritning 1 visas ett exempel på hejarens rörelse som funktion av tiden vilken avsatts i 1/64 s. För bestämning av fallhöjden är dock inte detta diagram tillräckligt. Toppläget erhålls visserligen mycket tydligt, medan däremot anslaget mot dynan är knappt skönjbart. Därför har också hejarens rörelse som en funktion av dess fallhastighet beräknats. Fallhastigheten har erhållits ur det förra diagrammet genom att den uppmätta tillryggalagda vägen mellan två på varandra följande bilder dividerats med tiden 1/64 s. Hastigheten har sedan avsatts mitt på den uppmätta sträckan. Som synes är spridningen stor, men tycks dock vara statistiskt fördelad omkring en teoretisk, kontinuerlig kurva. Spridningen beror på att mätnoggrannheten $\pm$ 0,5 cm enligt ovan givetvis motsvarar hastighetsspridningen $\pm$ 0,32 m/s inom det korta tidsintervallet 1/64 s. Den kurva som ansatts är $v = \alpha\sqrt{2g \cdot H}$, där v = fallhastig-

heten, α = förlustkoefficienten orsakad av friktion i linor och gejdrar och H = fallhöjden. En kurvskara med varierande α har ritats upp, och den kurva som bäst kunnat anpassas till mätvärdena har ansetts utgöra det verkliga sambandet mellan hejarens rörelse och fallhastighet i just det studerade förloppet. Hejarens retardationskurva vid anslaget har däremot kunnat erhållas mycket tydligt, som framgår av ritning 1. Skärningen mellan dessa båda kurvor bör vara den punkt där hejaren träffar dynan. Den punkt där hejaren lämnar dynan har erhållits ur påföljande slag, såsom varande samma nivå som den där hejaren ånyo träffar dynan, bestämd på motsvarande sätt som nyss beskrivits. På ritning 1 visas dock endast ett förlopp. När dessa två punkter erhållits är det sedan lätt att bestämma fallhöjd H, kvarstående sjunkning e och total elasticitet c.



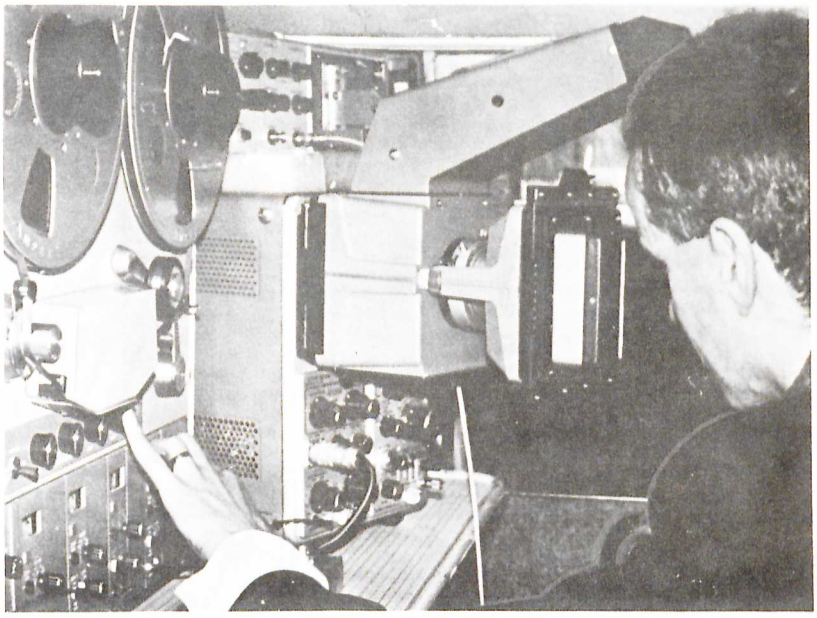
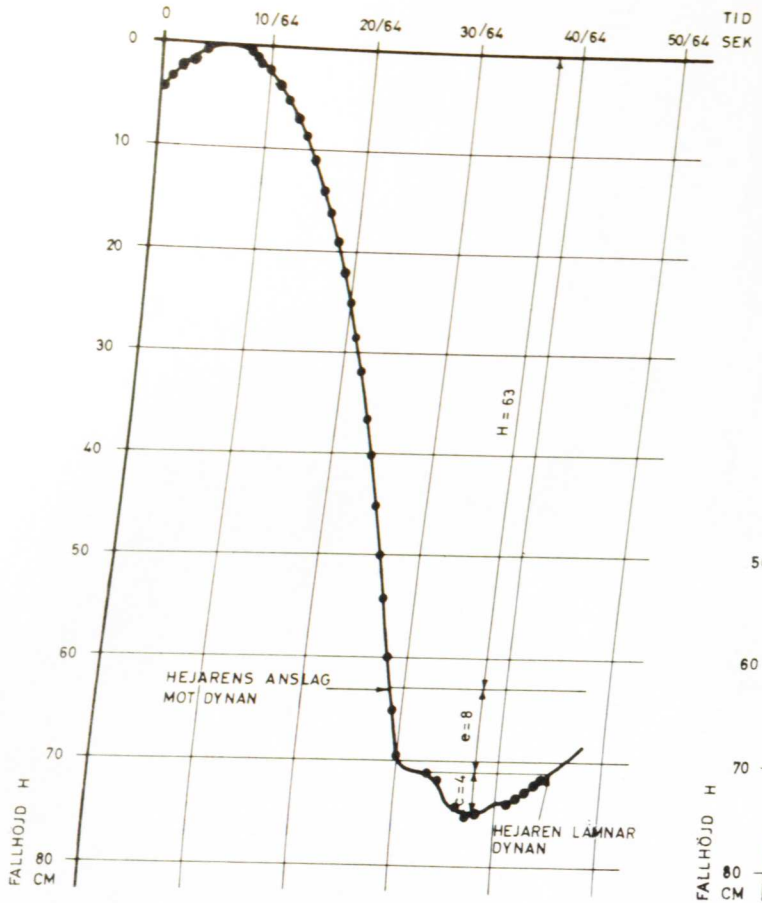


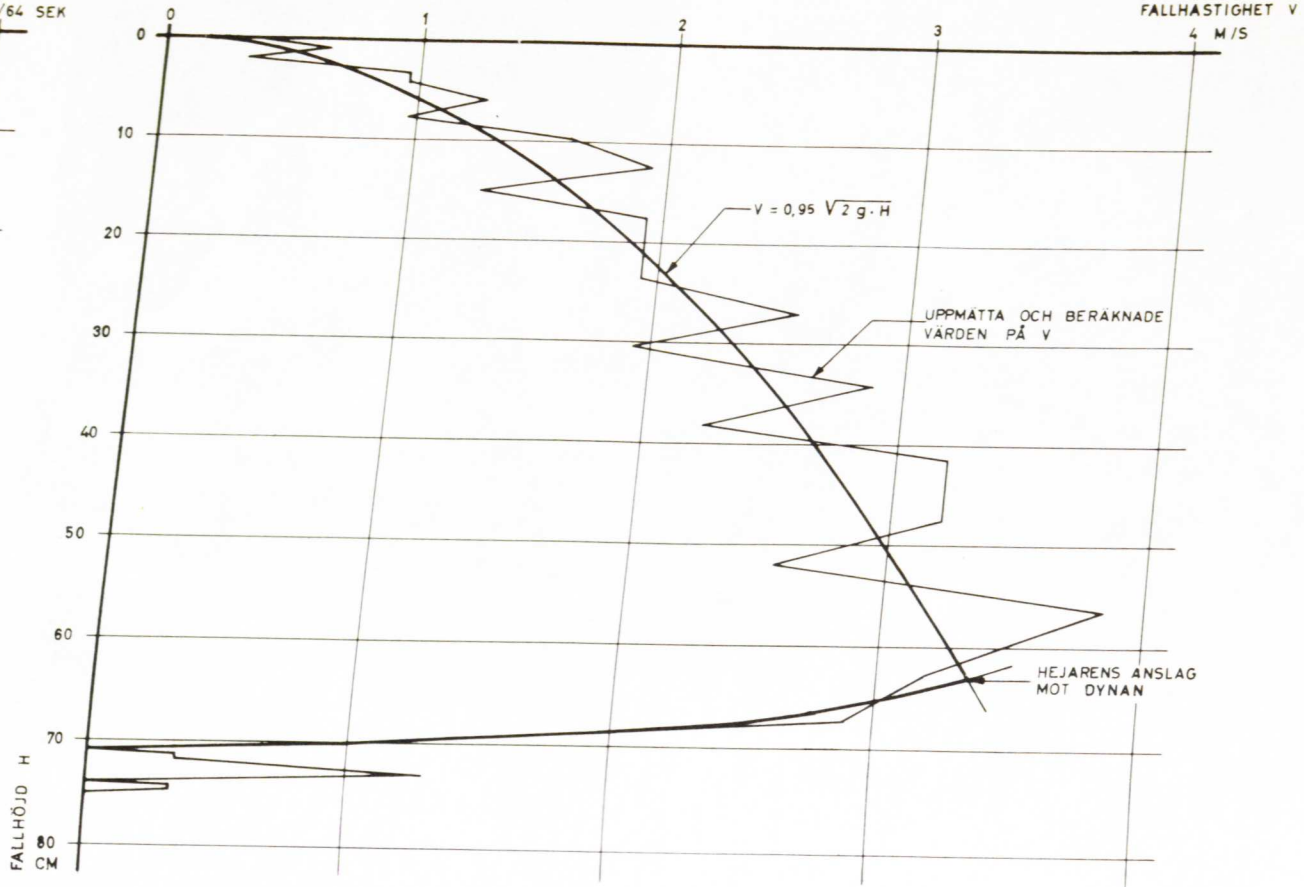
BILD 2. Interiör från SGI mätbuss vid mätning av stötvågorna.

PHOTO 2. Testing device while measuring impact pulses.

BILD 1. Filmsekvens vid hejarens toppläge. Uppmätt fallhöjd 50 cm.

PHOTO 1. Film sequence with drop hammer in top position. Drop measured is 50 cm.





PÅLE NR (3) SP ø 33 = 855 CM² L = 12 M

BETECKNINGAR

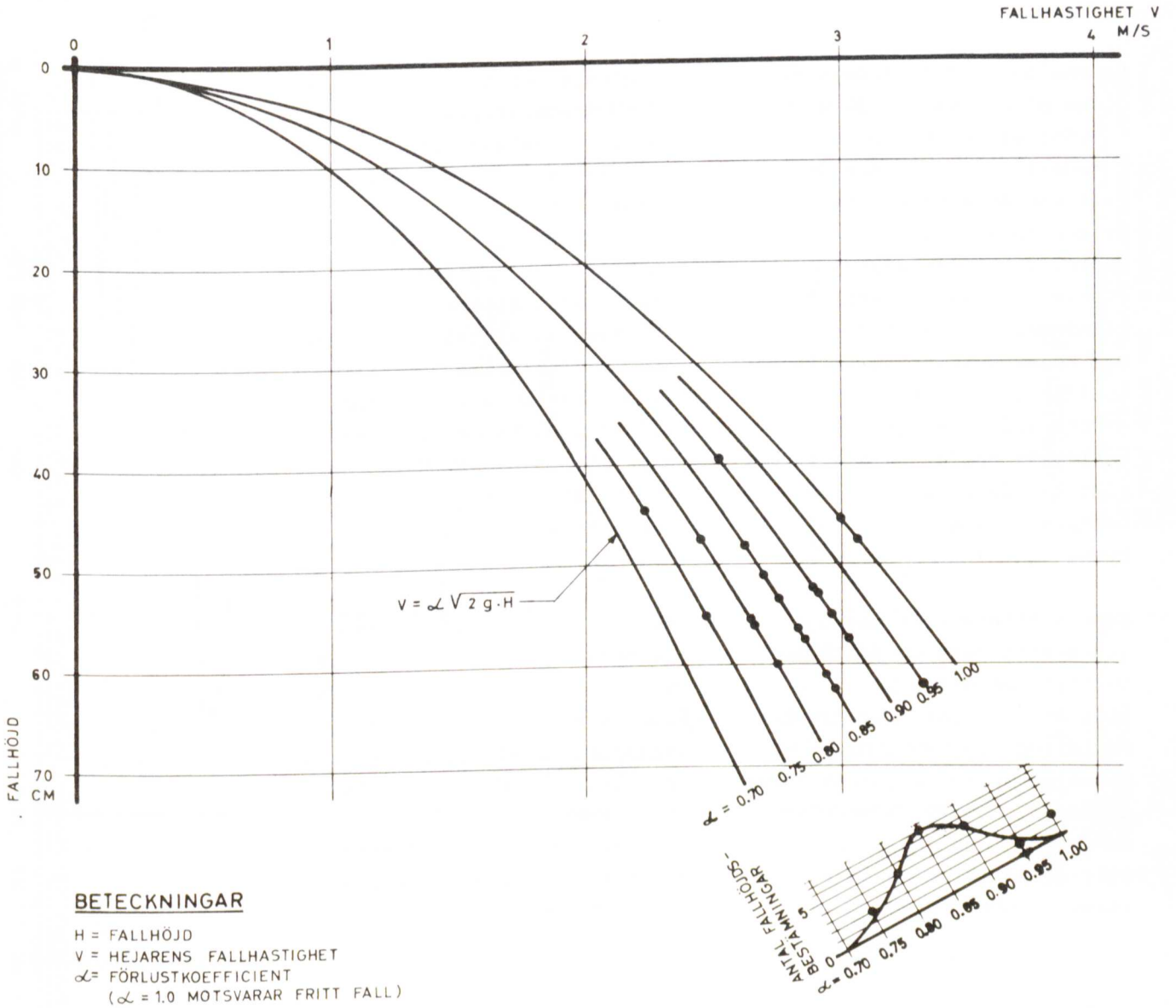
H = FALLHÖJD
e = KVARSTÅENDE SJUNKNING
c = TOTAL ELASTICITET
V = HEJARENS FALLHASTIGHET

ANMÄRKNINGAR

HEJARENS RÖRELSE HAR ERHÅLLITS MED HJÄLP AV FILMKAMERA SOM VARIT UPPSTÄLLD I EN BYGGNAD BELÄGEN UNG. 25 M FRÅN PÅLEN.
BILDHASTIGHET: 64 BILDER PER SEK.
VARIATIONER: ± 3 -"- -"- -"-
MÄTNOGGRANNHET: ± 0,5 CM
NOGGRANNHET I HASTIGHETSBERÄKNING VID ANSLAGET: ± 0.3 M/S

RITNING 1. Hejarens rörelse, (Exempel).

DRAWING 1. Motion of drop hammer, (Example).



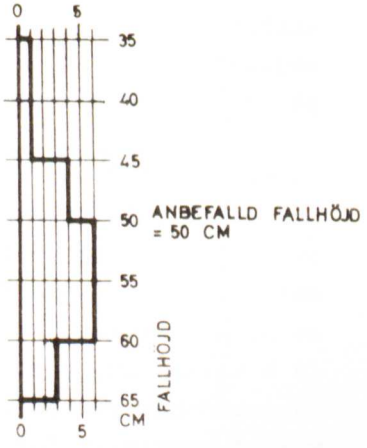
BETECKNINGAR

H = FALLHÖJD
V = HEJARENS FALLHASTIGHET
α = FÖRLUSTKOEFFICIENT
(α = 1.0 MOTSVARAR FRITT FALL)

ANMÄRKNINGAR

HEJARENS RÖRELSE HAR ERHÅLLITS
MED HJÄLP AV FILMKAMERA
JMFR ANM. RITN. NR 1

ANTAL FALLHÖJDS-
BESTÄMNINGAR



PÅLE NR (3) SP ⌀ 33 = 855 CM² L = 12-40 M

RITNING 2. Bestämning av fallhöjden, anslagshastighet och förlustkoefficienten.

DRAWING 2. Determination of drop, impact velocity and the coefficient of loss.

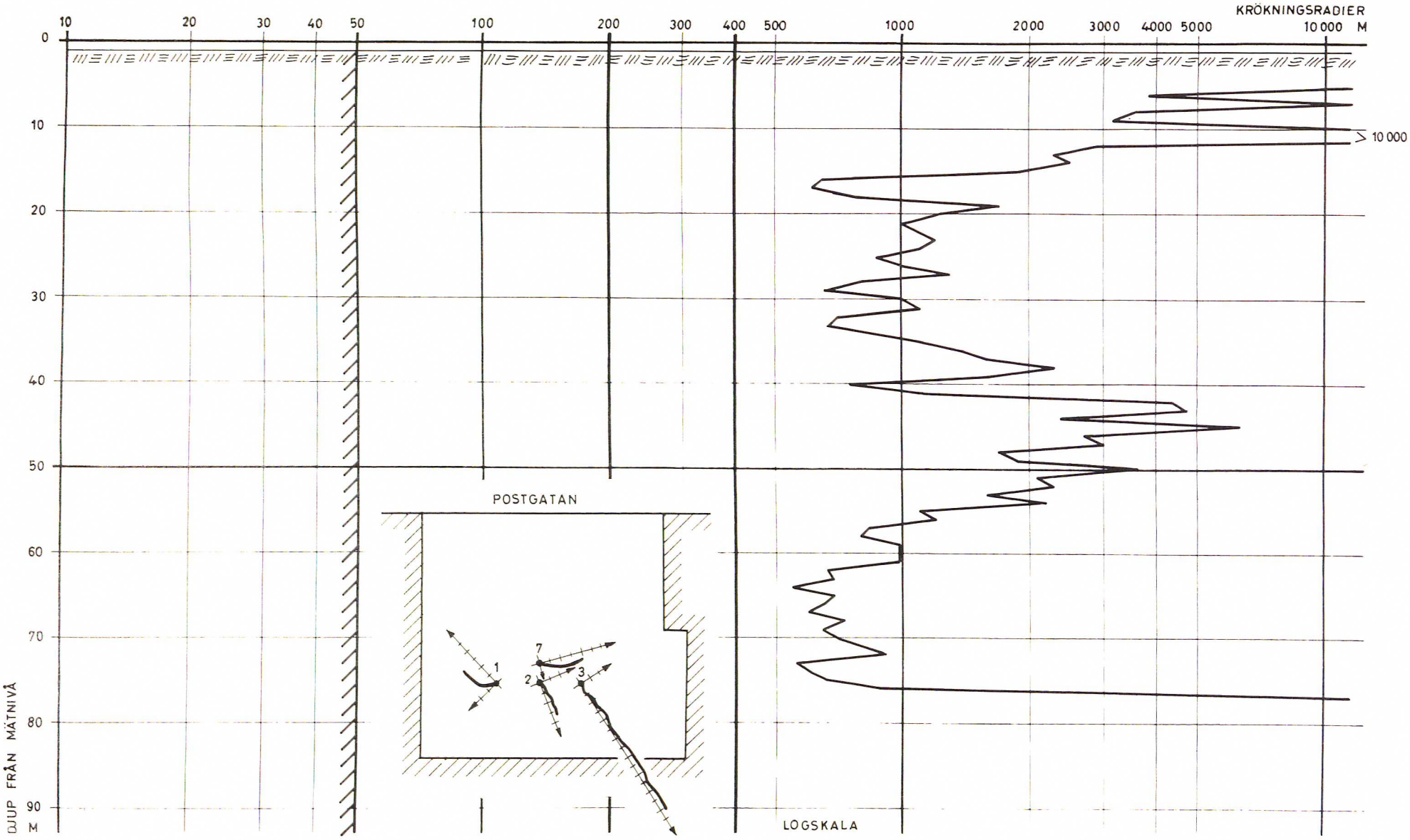
Sammanlagt har 21 sådana bestämningar gjorts och resultatet redovisas på ritning 2. Därav framgår att förlustkoefficienten α = 0,85 i medeltal med en spridning av $\pm$ 0,15, dvs. anslagshastigheten är i medeltal 85 % av den som erhålles vid fritt fall. Spridningen i fallhöjd är anmärkningsvärt stor. Endast 48 % ligger inom $\pm$ 5 cm av den anbefallda höjden 50 cm. 43 % ligger högre och endast 9 % lägre. Det finns alltså en klar tendens till att fallhöjderna blir större än avsett. Detta är kanske förklarligt, eftersom samtliga mätningar gjorts på 9 m höjd över markytan, då alltså maskinisten ser hejaren kraftigt snett underifrån. En förklaring till att spridningen är stor ligger troligen i det faktum att mätningarna gjorts under det stötvågsmätning (bild 2) utförts och fallhöjderna varierats mellan 10 och 50 cm. Samtliga mätningar har dock gjorts just när 50 cm fallhöjd anbefallts. Sannolikt är spridningen mindre under kontinuerlig slagning när maskinisten slår efter sin egen rytm.

Sammanfattningsvis kan dock sägas att det troligen är meningslöst att specificera en fallhöjd $\pm$ 5 cm, eftersom det är synnerligen tveksamt om detta krav kan efterkommas i praktiken. Det är märkligt att det inte har framkommit någon anordning för automatisk reglering och konstanthållande av fallhöjden, i all synnerhet som normerna mycket noggrant föreskriver vilka fallhöjder som skall användas. Det synes angeläget att omfattande undersökningar görs om fallhöjdens variation i praktiken, och att antingen normerna korrigeras efter dessa erfarenheter eller att anordningar konstrueras som gör det möjligt att efterkomma normernas krav.

3 Krökningsradier

Med hjälp av inklinometer, typ SGI, har i de ingjutna centrumrören en rad olika lutningsmätningar utförts, varur pålarnas avvikelse från lodlinjen kan beräknas för varje mätpunkt. Mätningarna har utförts på varje meter längs med pålen. Därigenom har det varit möjligt att beräkna krökningsradien för varje mätpunkt, baserat på en korda om lägst 1 meter.

På ritning 3-9 har resultaten av dessa mätningar redovisats på två sätt. Dels visas pålens horisontalprojektion i en plan i skala 1:400, som upptar samtliga pålar vid respektive provplats, dels visas i diagramform pålens minsta krökningsradie oberoende av dess riktning. För samtliga pålar har radien R_{10}, beräknad på 10 m korda, angivits. Radien har avsatts vid kordans mittpunkt. Dessutom har radien R_1, dvs. radien beräknad på 1 m korda, redovisats speciellt för påle 3 (ritning 5 a). Denna påle blev vid slagningen bortslagen och stopp erhölls aldrig. Radierna har avsatts i logaritmisk skala, emedan det är de små radierna som är de intressanta.



PÅLE NR (1), NA 600 = 600 CM^2 L=81,9 M

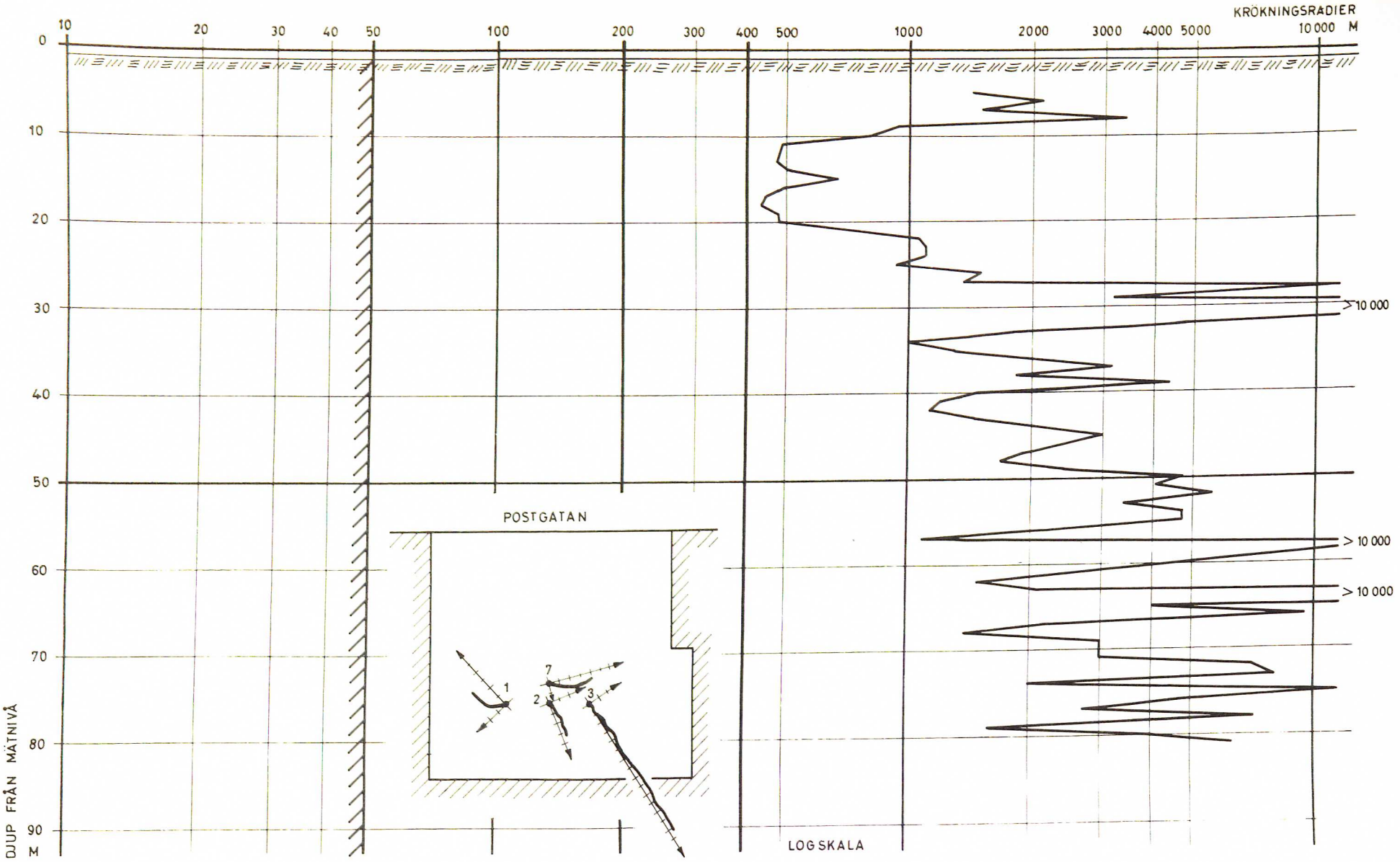
BETECKNINGAR

RADIE UNDER VILKEN RENT BÖJBROTT INTRÄFFAR.

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_{10} HAR BERÄKNATS PÅ 10 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

RITNING 3. Krökningsradier R_{10}, påle nr 1. *DRAWING 3. Radii of curvature R_{10}, pile 1.*



PÅLE NR (2), SCG 25×25 = 625 CM^2 L=85,5 M

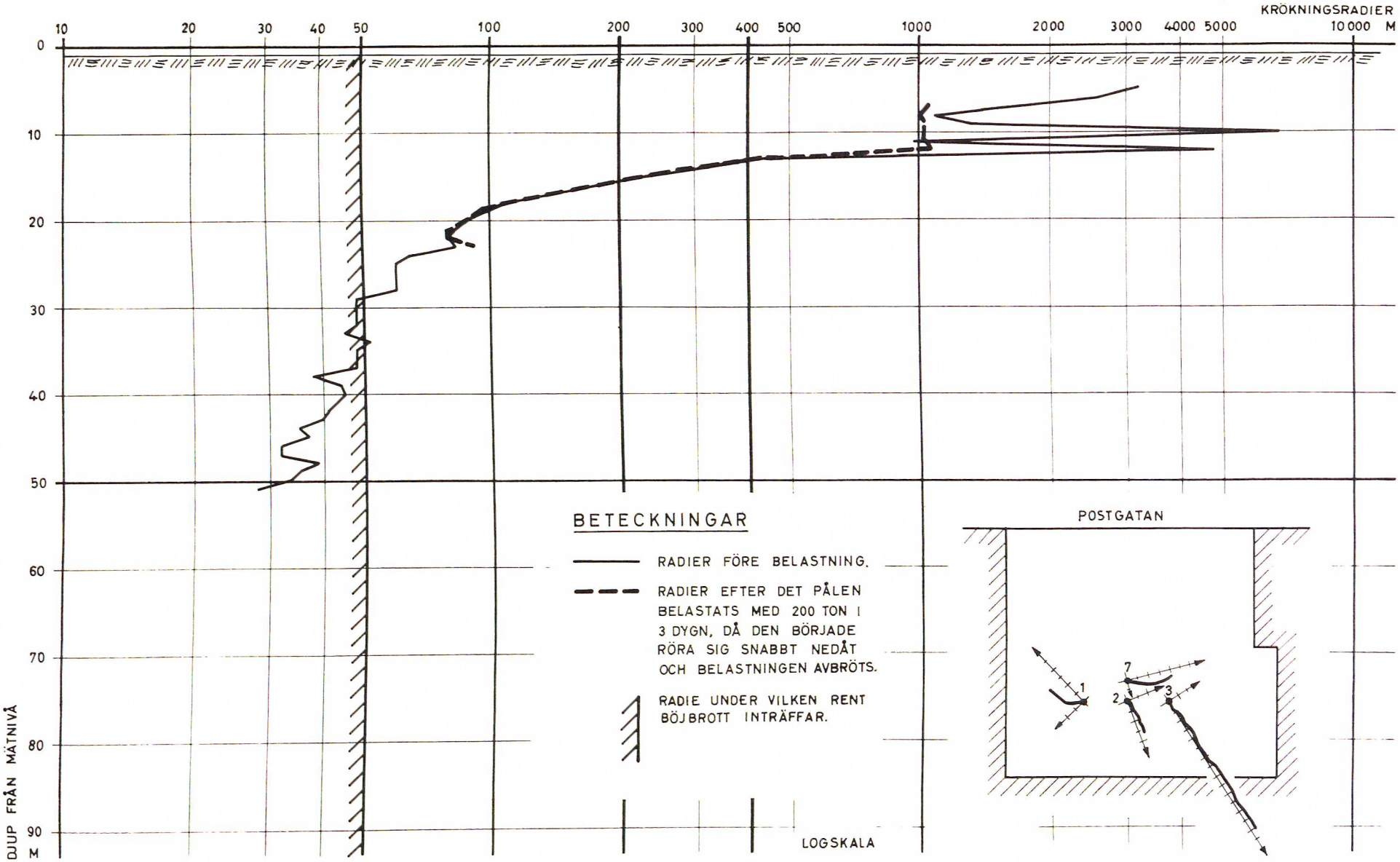
BETECKNINGAR

RADIE UNDER VILKEN RENT BÖJBROTT INTRÄFFAR.

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_{10} HAR BERÄKNATS PÅ 10 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

RITNING 4. Krökningsradier R_{10}, påle nr 2. *DRAWING 4. Radii of curvature R_{10}, pile 2.*



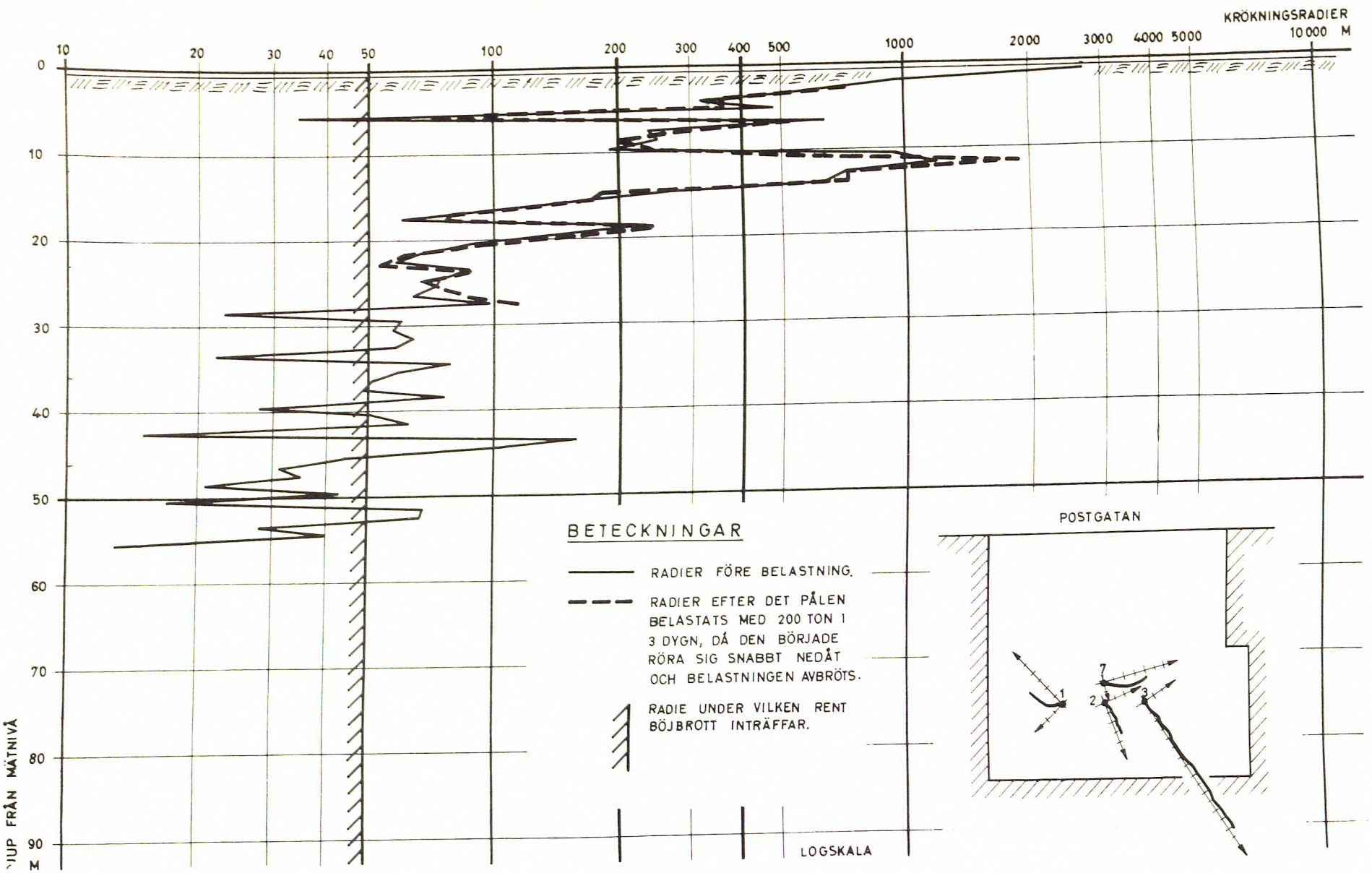
PÅLE NR (3), SP Ø 33=855 CM^2, L=101,0 M

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_{10} HAR BERÄKNATS PÅ 10 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

EFTER BELASTNINGEN KUNDE MÄTNINGEN ENDAST UTFÖRAS TILL 28 M DJUP PÅ GRUND AV ATT EJ ALLA MÄTRÖR SOM ANVÄNTS UNDER BELASTNINGEN GICK ATT DRA UPP.

RITNING 5. Krökningsradier R_{10}, påle nr 3. *DRAWING 5. Radii of curvature R_{10}, pile 3.*

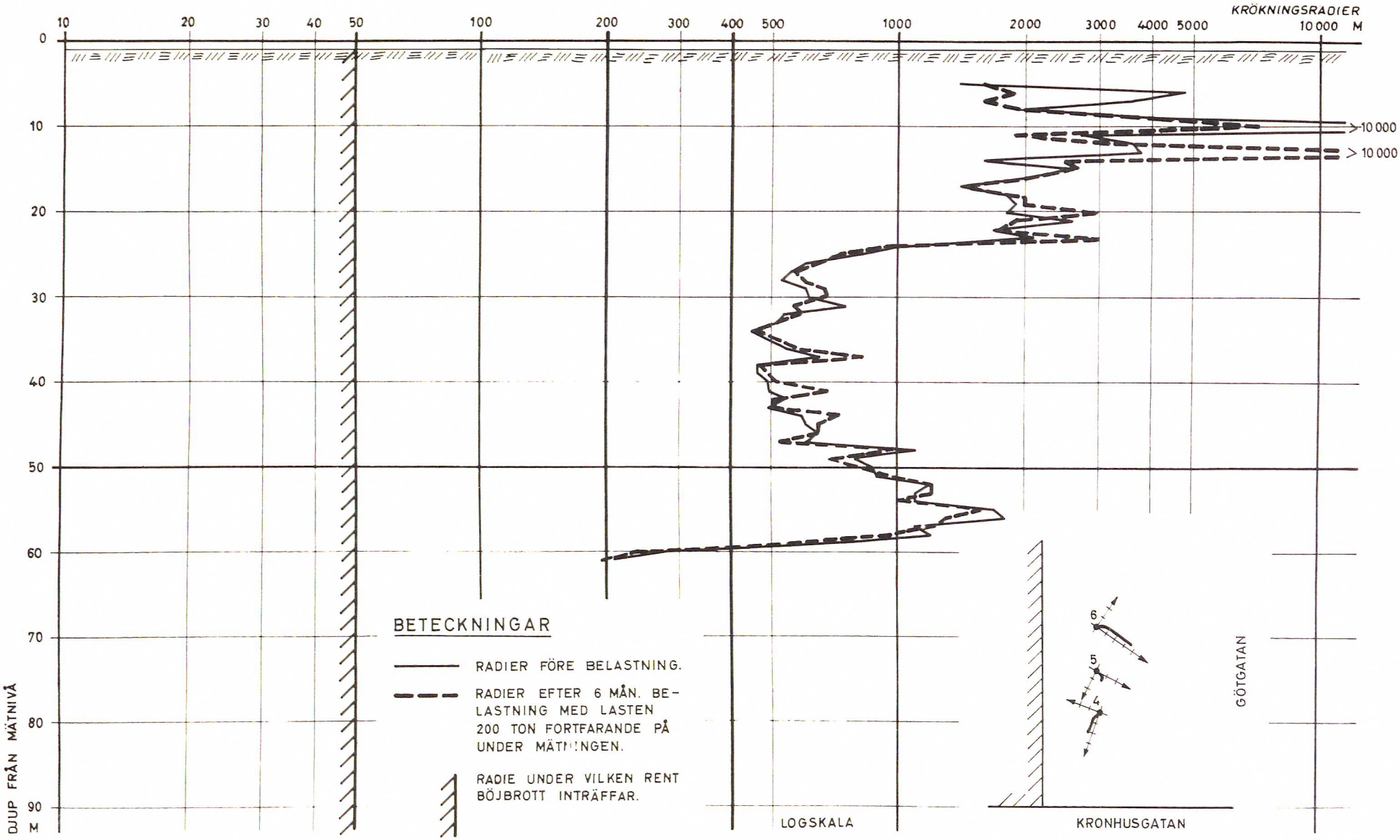


PÅLE NR (3), SP Ø 33 = 855 CM^2, L = 101,0 M

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_1 HAR BERÄKNATS PÅ 1 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

RITNING 5a. Krökningsradier R_1, påle nr 3. *DRAWING 5a. Radii of curvature R_1, pile 3.*

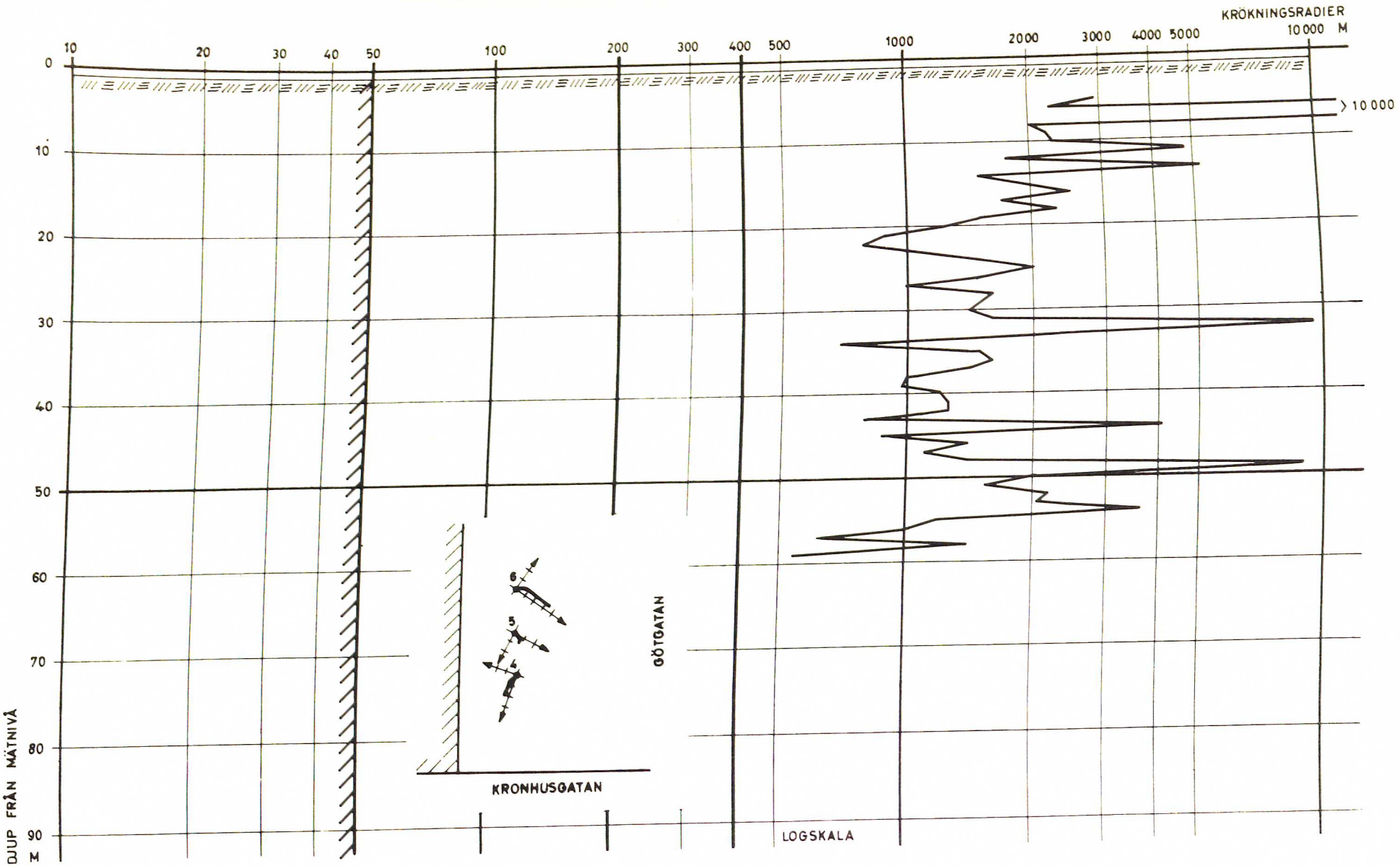


PÅLE NR (4), SCG 25×25 = 625 CM^2, L=66,6 M

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_{10} HAR BERÄKNATS PÅ 10 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

RITNING 6. Krökningsradier R_{10}, påle nr 4. *DRAWING 6. Radii of curvature R_{10}, pile 4.*



PÅLE NR (5), NA 600=600 CM^2 L=65,7 M

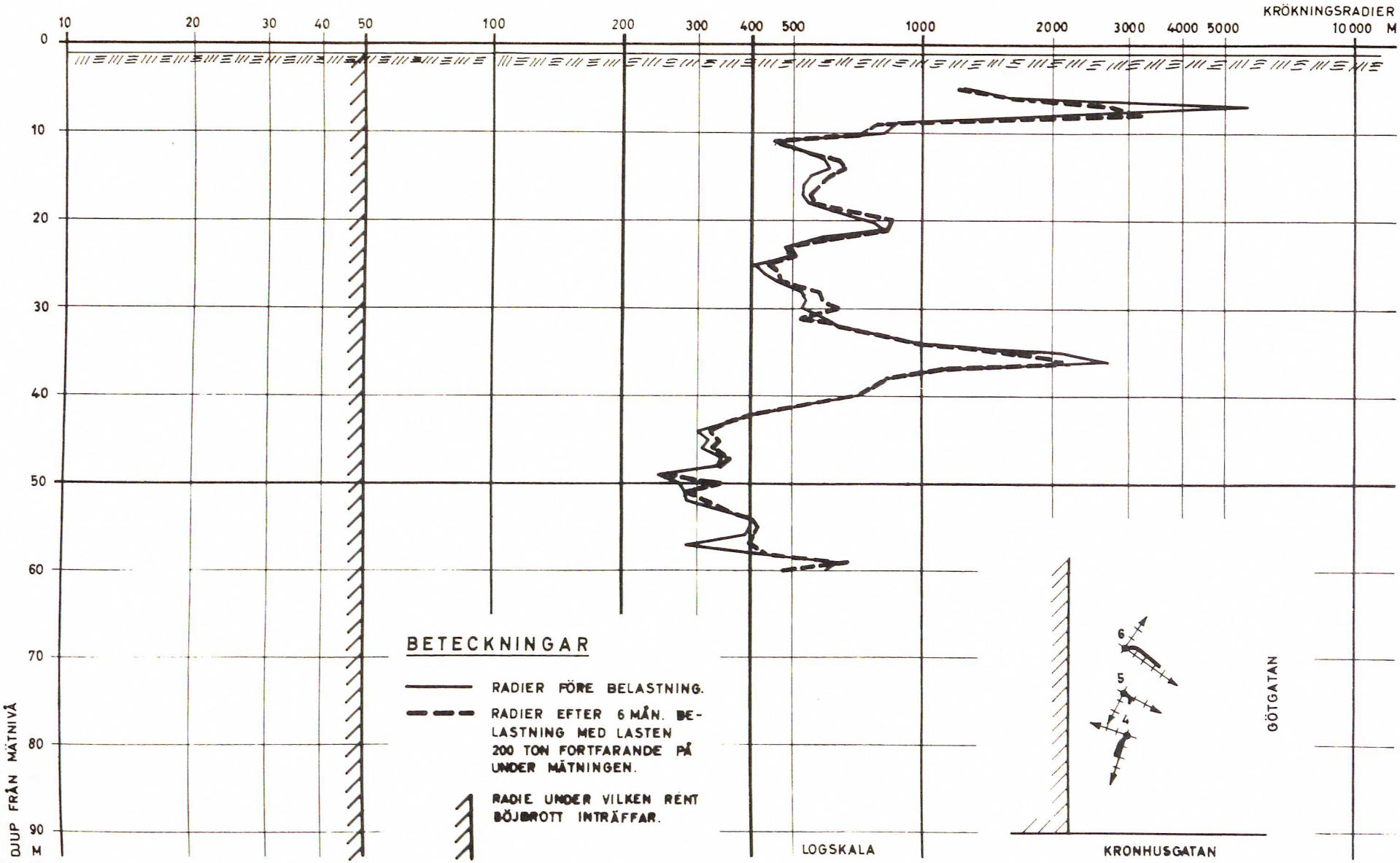
BETECKNINGAR

RADIE UNDER VILKEN RENT BÖJBROTT INTRÄFFAR.

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_{10} HAR BERÄKNATS PÅ 10 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

RITNING 7. Krökningsradier R_{10}, påle nr 5. *DRAWING 7. Radii of curvature R_{10}, pile 5.*

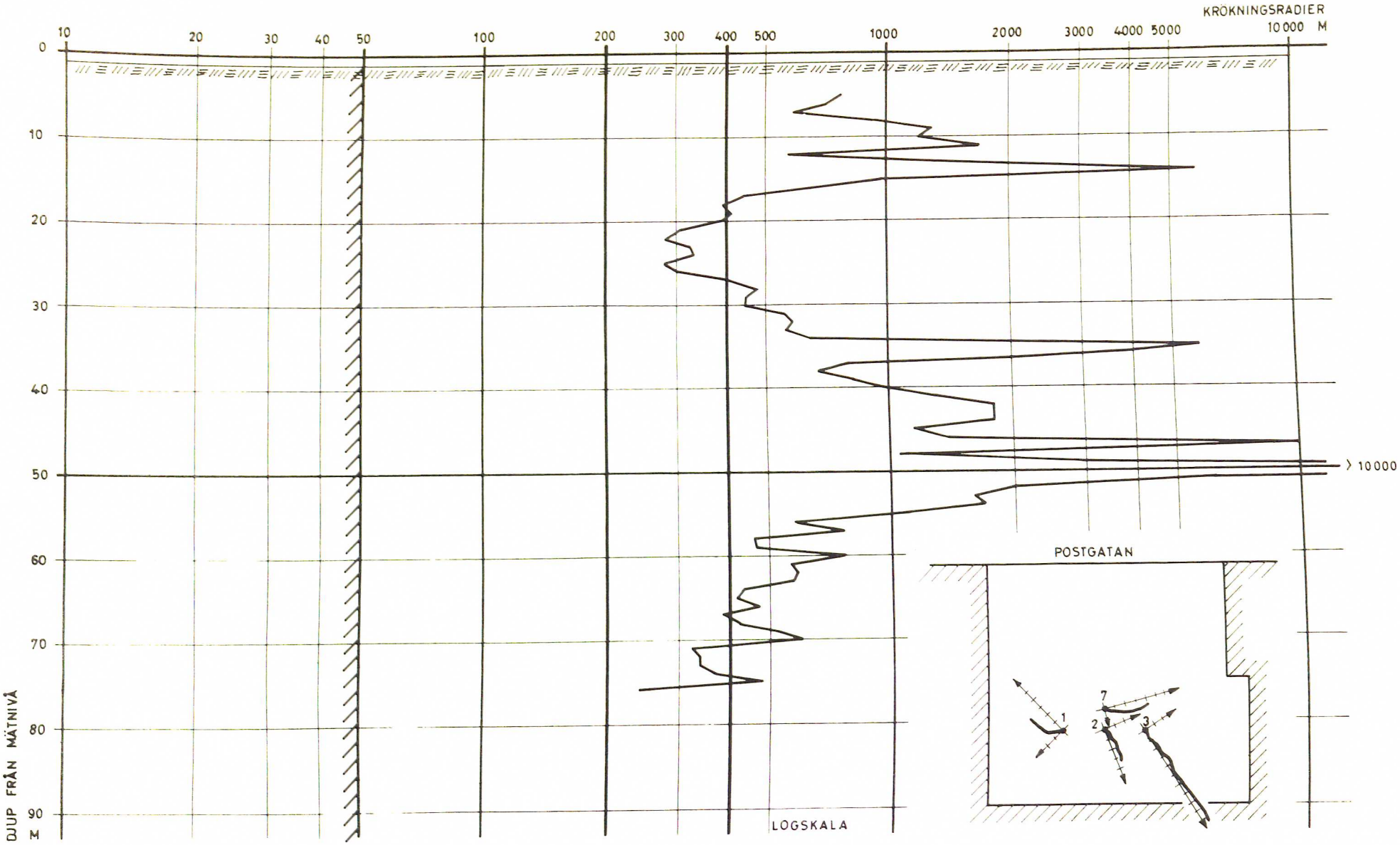


PÅLE NR (6), SP ∅ 33 = 855 CM^2, L=65.3 M

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_{10} HAR BERÄKNATS PÅ 10 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA. HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

RITNING 8. Krökningsradier R_{10}, påle nr 6. *DRAWING 8. Radii of curvature R_{10}, pile 6.*



PÅLE NR (7), SP ø 33 = 855 CM² L=87,4 M

BETECKNINGAR

RADIE UNDER VILKEN RENT BÖJBROTT INTRÄFFAR.

ANMÄRKNINGAR

RADIERNA R_{10} HAR BERÄKNATS PÅ 10 M KORDA UR RESULTAT FRÅN INKLINOMETERMÄTNINGAR UTFÖRDA PÅ VARJE METER MED INSTRUMENT TYP SGI. RADIERNA HAR AVSATTS VID RESP. MITTPUNKT PÅ KORDAN.

RITNING 9. Krökningsradier R_{10}, påle nr 7. *DRAWING 9. Radii of curvature R_{10}, pile 7.*

För samtliga pålar utom påle 7 gjordes inklinometermätningar även före slagningen i avsikt erhålla initialutböjningar orsakade vid gjutningen. Emellertid har inte tiden medgett att de nu redovisade radierna kunnat korrigeras med hänsyn till detta. För jämförande bedömning av radierna före och efter provbelastning är en sådan jämförelse inte heller nödvändig eller ens önskvärd.

Med ledning av de erhållna resultaten utvaldes påle 4 och 6 för långtidsbelastning. Dessutom gjordes försök att långtidsbelasta påle 3. Dessa uppvisade ju, som framgår av diagrammen, de lägsta krökningsradierna.

Någon bestämd norm för vilken radie som skall godkännas finns ej, men en ofta framförd uppfattning är, att om R_{10} understiger 400 m bör lasten reduceras, likaså om R_1 understiger 100 m. Om R_{10} understiger 200 m skall pålen kasseras. Hänsyn tas i regel till om här angivna radier befinner sig nära markytan eller på stort djup samt även till hur pålgruppen är sammansatt.

För påle 4 och 6 har mätningar gjorts dels före långtidsbelastningens början, dels vid belastningens slut innan pålarna avlastades. Resultaten har inlagts med streckade linjer. Vid jämförelse mellan dessa framgår hur utomordentligt väl kurvorna följer varandra. Försök har gjorts att se om de små avvikelser som erhållits ligger inom normala felgränser. Emellertid är en sådan studie mycket svår att genomföra korrekt, ty påverkande faktorer är t.ex. mätanordningens egna felgränser, vilka dock kan fastställas tämligen noggrant och är av måttlig storleksordning, samt sådana obestämbara inverkningar som eventuell förekomst av rost eller lerpartiklar och ojämnhet i centrumröret (dess toleranser är $\pm$ 1 mm enligt specifikationerna), men kanske framför allt noggrannheten i nivåbestämning (jämför ritning 5 a som tydligt visar hur stora variationerna är inom 1 m nivåskillnad). Det är tänkbart att en sådan felkalkyl är möjlig att genomföra. Här kan emellertid vara tillräckligt att konstatera, att kurvorna följer varandra så i detalj att man kan kategoriskt påstå att pålarna 4 och 6 inte har ändrat sig någonting alls i sidled trots att de varit belastade med en konstant last om 200 Mp i 6 månader.

Påle 3 (vilken betraktades som bortslagen redan vid slagningen) mättes efter slagningen. Som framgår av ritning 5 och 5 a kunde inklinometermätning utföras till 56 m djup. Emellertid kunde lodning ske ända till 72 m, vilket visar att pålens centrumrör var intakt dit ned. Vad som hänt mellan 72 och 101 m vet man inte. Krökningsradierna är lägre än 50 m under 28 m djup. Man bör kunna räkna med att brottkrökningsradien vid ren böjning för denna påle är omkring 40 m eller lägre, dvs. böjbrott borde ha uppstått i ett flertal punkter under 28 m djup. Speciellt intressant är att

studera ritning 5 a, dvs. R_1-kurvorna. Just vid 20 m djup minskar radien hastigt från 100 m till något över 20 m. Böjbrott bör således ha uppstått där under slagningen. Tryckbrott kan inte ha inträffat, ty efter slagningen har inklinometern kunnat passera den punkten utan svårighet. (Jämför tryckbrottens utseende för pålarna 1, 4, 5 och 7.) Det bestämdes att påle 3 trots allt skulle belastas med 200 Mp. I centrumröret nedfördes den mätanordning som visas på ritning 16 och som har till funktion att mäta rörelser på olika djup. Anordningen fördes förbi 28 m nivån. Till en början uppförde sig pålen normalt för 200 Mp, men efter 3 dygn började den röra sig hastigt nedåt, varpå belastningen avbröts. Det visade sig mycket svårt att dra upp den nedförda mätanordningen så att röret kunde friläggas för inklinometermätning. Efter mycket besvär kunde dock 28 m av anordningen dragas upp. Den del av anordningen som varit på 28,5 m djup under belastningen var svårt demolerad, vilket tyder på att det ingjutna centrumröret måste ha deformerats kraftigt under belastningen. Inklinometermätningen efter belastningen visas med streckad linje på ritning 5 (R_{10}) och 5 a (R_1). Av dessa framgår att ingen som helst ändring skett ned till 28 m djup, trots att radien R_{10} är så liten som 80 m och R_1 har nästan 50 m som lägsta värden.

Sammanfattningsvis kan således för påle 3 sägas, att den snabba rörelse som började efter 3 dygn måste ha berott på att det böjbrott som tidigare fanns på 29 m nivån varit orsak till ett tryckbrott under inverkan av lasten 200 Mp och att någon knäckning inte har kunnat äga rum trots de små krökningsradierna. Dessa resultat bör leda till att tillåtna krökningsradier bör kunna minskas avsevärt. Att brott inträffat först efter en tid bör inte leda till tanken att en fortgående knäckning ägt rum, utan i stället bör förklaringen vara att den axiella lasten vid brottanvisningen på 29 m nivån långsamt ökar på grund av en successiv ökning av skjuvdeformationerna mellan pålen och leran, vilket bör minska vidhäftningskrafterna och således öka kraften på påltvärsnittet. Det skulle givetvis vara ytterst värdefullt om ett försöksprogram kunde genomföras på starkt krökta men stoppslagna pålar som belastas med en långtidslast, med ofta förekommande inklinometermätningar samt beräkning av krökningsradierna.

För inklinometermätning i allmänhet måste konstateras att instrumentet, typ SGI, fungerar med en förbluffande hög precision och att de värden på krökningsradier som erhålles kan användas med stor tillförlitlighet. Som utgångspunkt för tillåtna krökningsradier borde man kunna taga de värden som ger böjbrott och därefter tillåta en radie som med säkerhet inte ger böjbrott, förslagsvis 100 m. Då emellertid långtidsfallet ännu så länge är otillfredsställande studerat, föreslås en viss försiktighet och rekommenderas därför en radie R_{10} = 200 m. Det bör också i detta

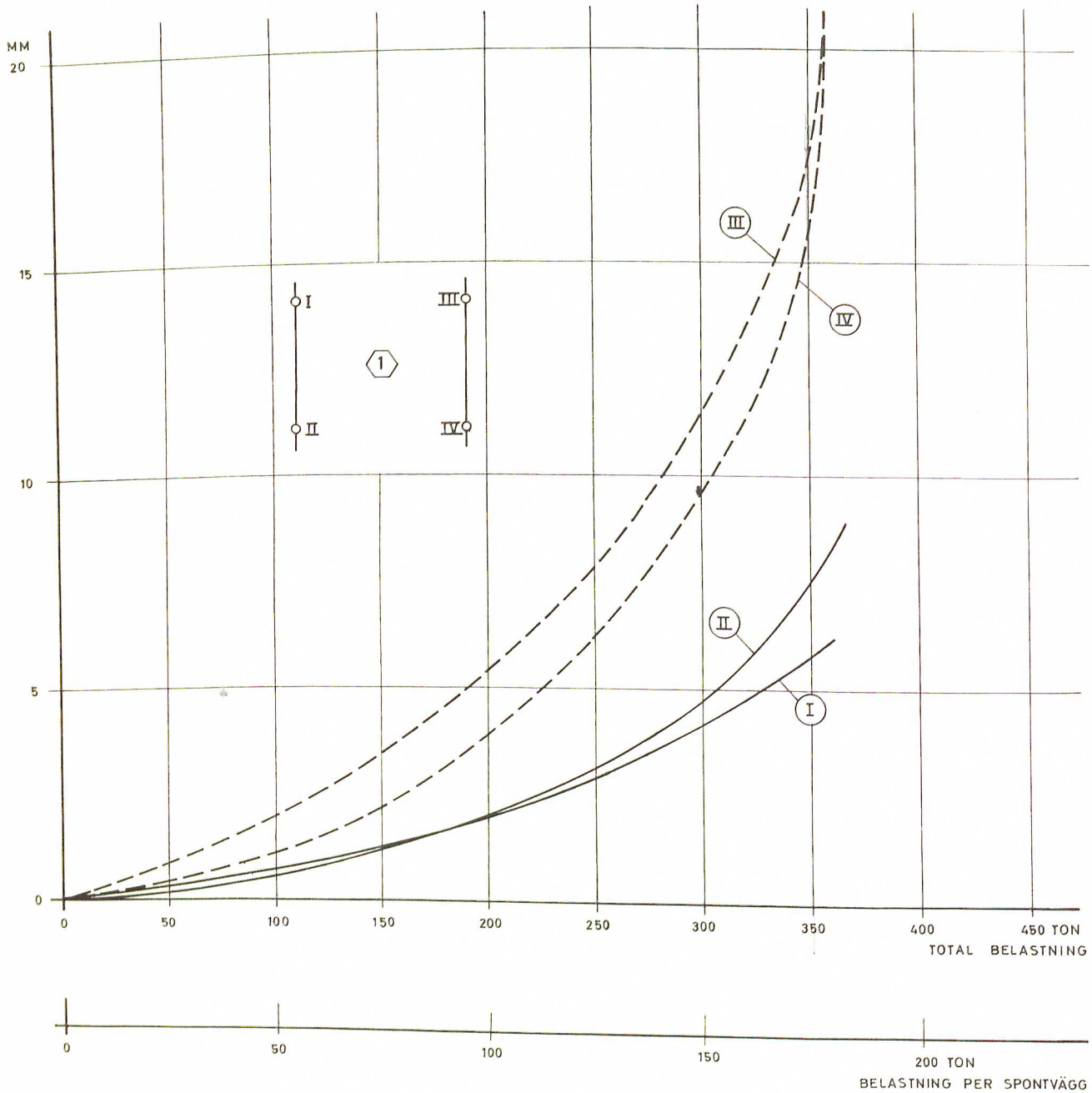
sammanhang påpekas vikten av att skarvarnas ändytor är plana och vinkelräta, så att inte pålen i onödan får en vinkeländring i en skarv som sedan kan driva hela pålen till en så krökt form att böjbrott därigenom åstadkommes.

4 Mothållens rörelser

Mothållen har bestått av spontväggar vars utseende och konstruktion tidigare visats i etapp 1. De har beräknats med liten säkerhet mot brott, eftersom enda konsekvensen av en stor, hastig rörelse i mothållen är att trycket snabbt sjunker och därmed avlastar påle och mothåll. Om den totala spontväggens yta längs sin korrugerade form betecknas A_1 och den raka ytan som omsluter sponten betecknas A_2, så är A_2 = 67 % av A_1 för den spont, Larssen II ny, som har använts. För beräkning av vidhäftningen mellan en yta och lera är det vanligt att man inför en faktor β , så att den totala mothållskraften $P_{moth} = \beta \cdot A \cdot \tau$. Värdet på β varierar med ett flertal faktorer. För stål mot lera är det brukligt att sätta β till 0,7 och för lera mot lera till 1,0, vilket ger $P_{moth} = 0,7 \cdot A_1 \cdot \tau$ eller $P_{moth} = 1,0 \cdot A_2 \cdot \tau$. Men $A_2 = 0,67\ A_1$ enligt ovan, som insatt i sistnämnda samband ger $P_{moth} = 0,67 \cdot A_1 \cdot \tau$, dvs. det är praktiskt taget likgiltigt om man räknar med A_1 eller A_2. Väggarna var från början dimensionerade för 200 Mp vardera.

Provbelastningarna visade att spontväggarna var lagom dimensionerade (för påle 7 var dock mothållen kraftigt förstärkta i förhållande till de övriga). Ritning 10-15 visar rörelserna som funktion av belastningarna. Rörelserna för dessa är tämligen likartade med undantag för mothållen III och IV för påle 1 (se ritning 10) där brott uppstod vid 180 Mp belastning på spontväggen. Dessa mothåll hade tidigare varit utsatta för ett flertal på- och avlastningar i samband med belastning av påle 2. Det synes därför som om upprepade på- och avlastningar vid laster upp till nära brott minskar spontens vidhäftningsförmåga, medan det gängse beräkningssättet är väl lämpat för statisk last.

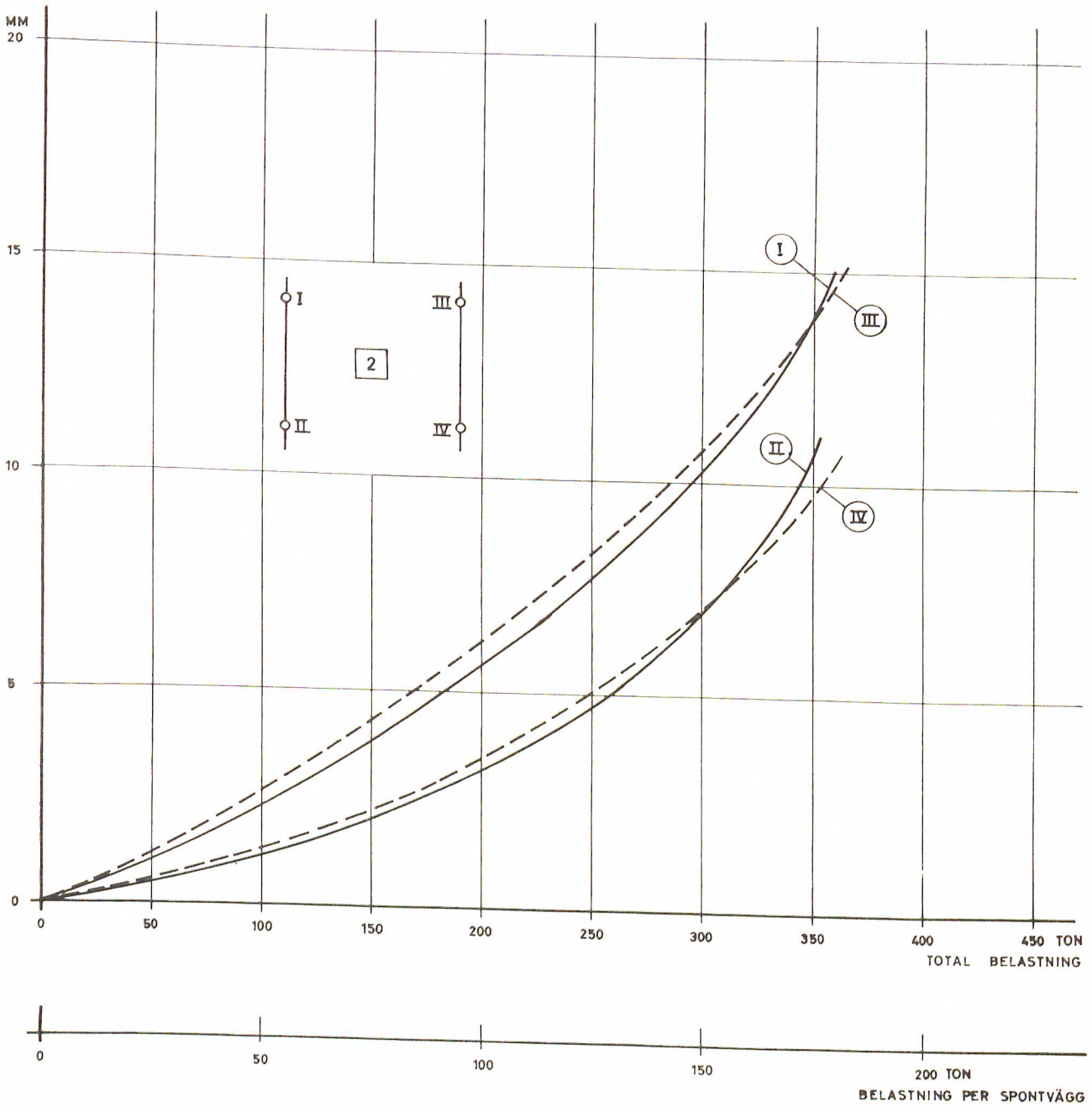
Rörelserna är praktiskt taget helt elastiska, dock ej rättlinjiga som synes av resultaten, och någon kvarstående deformation har inte med säkerhet kunnat konstateras, givetvis med undantag för mothållen 1:III-IV. Rörelserna har uppmätts genom avvägning mot fastsvetsade millimetergraderade linjaler. Några långtidsrörelser vid belastningen av påle 4 och 6 har inte kunnat konstateras. Noggrannheten i avvägningen vid långtidsbelastningen har kraftigt försämrats på grund av att de använda fixarna (dubbar i befintliga hus) uppenbarligen rört sig upp och ned ungefär 2-3 mm under de 6 månader försöket varat. Spontväggarnas rörelser uppgår till 10-15 mm i närheten av brott, men endast 2-5 mm vid halva denna last.



MOTHÅLL NR (1) : I–IV

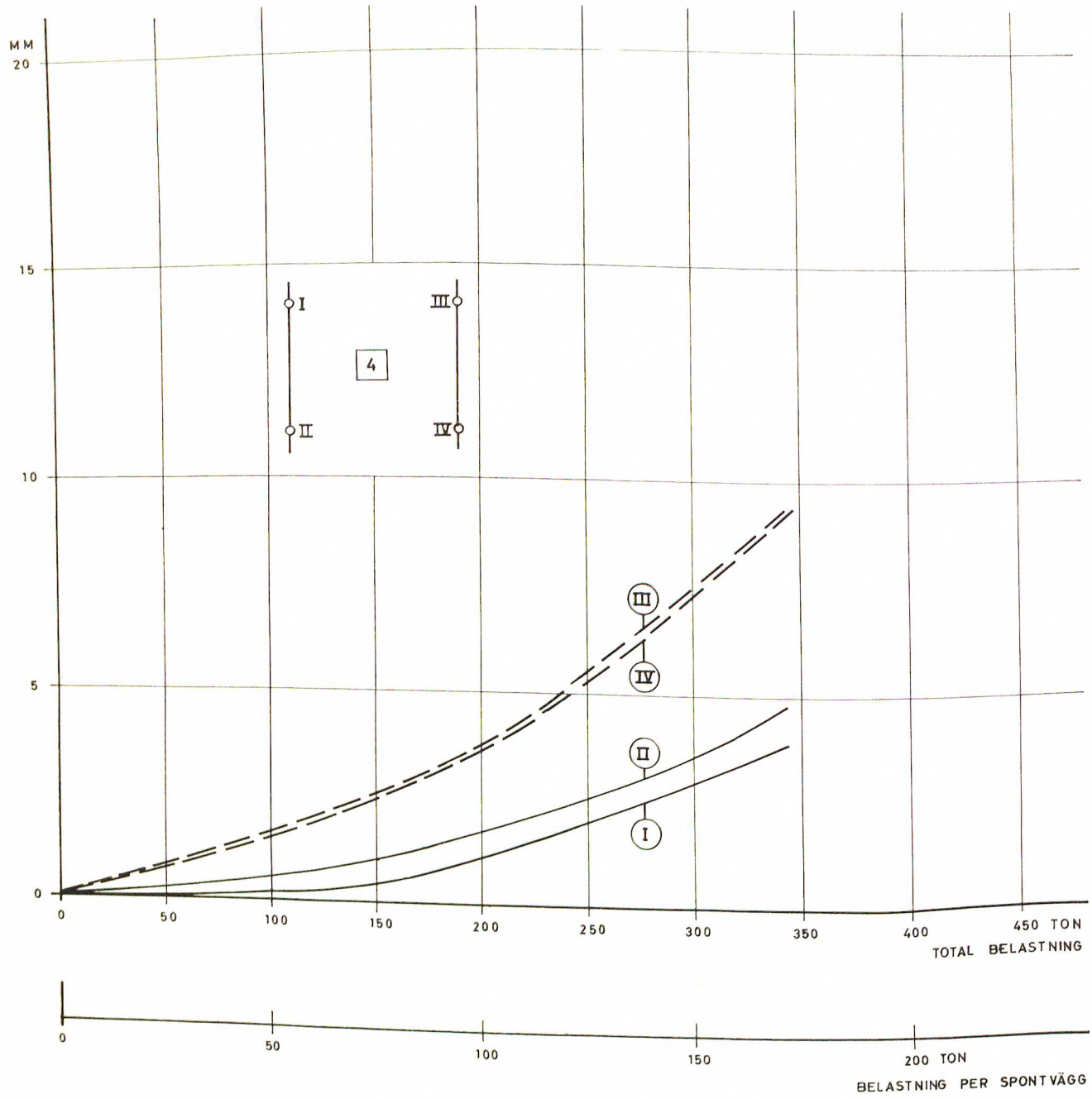
RITNING 10. Belastning - rörelse för mothållen, pålförsök 1.

DRAWING 10. Load - displacement of sheet-pile walls, pile test 1.



RITNING 11. Belastning - rörelse för mothållen, pålförsök 2.

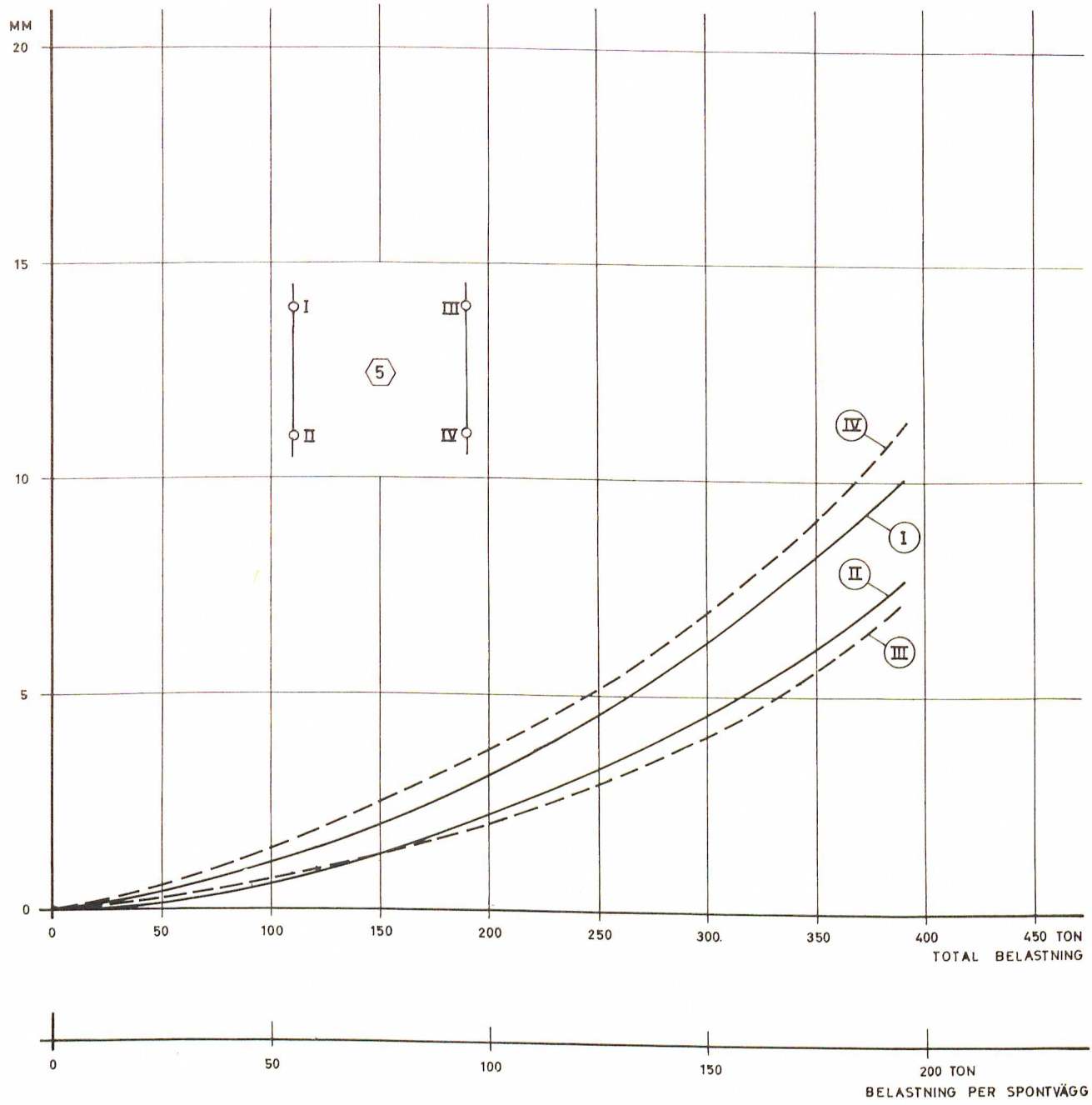
DRAWING 11. Load - displacement of sheet-pile walls, pile test 2.



MOTHÅLL NR (4) : I-IV

RITNING 12. Belastning - rörelse för mothållen, pålförsök 4.

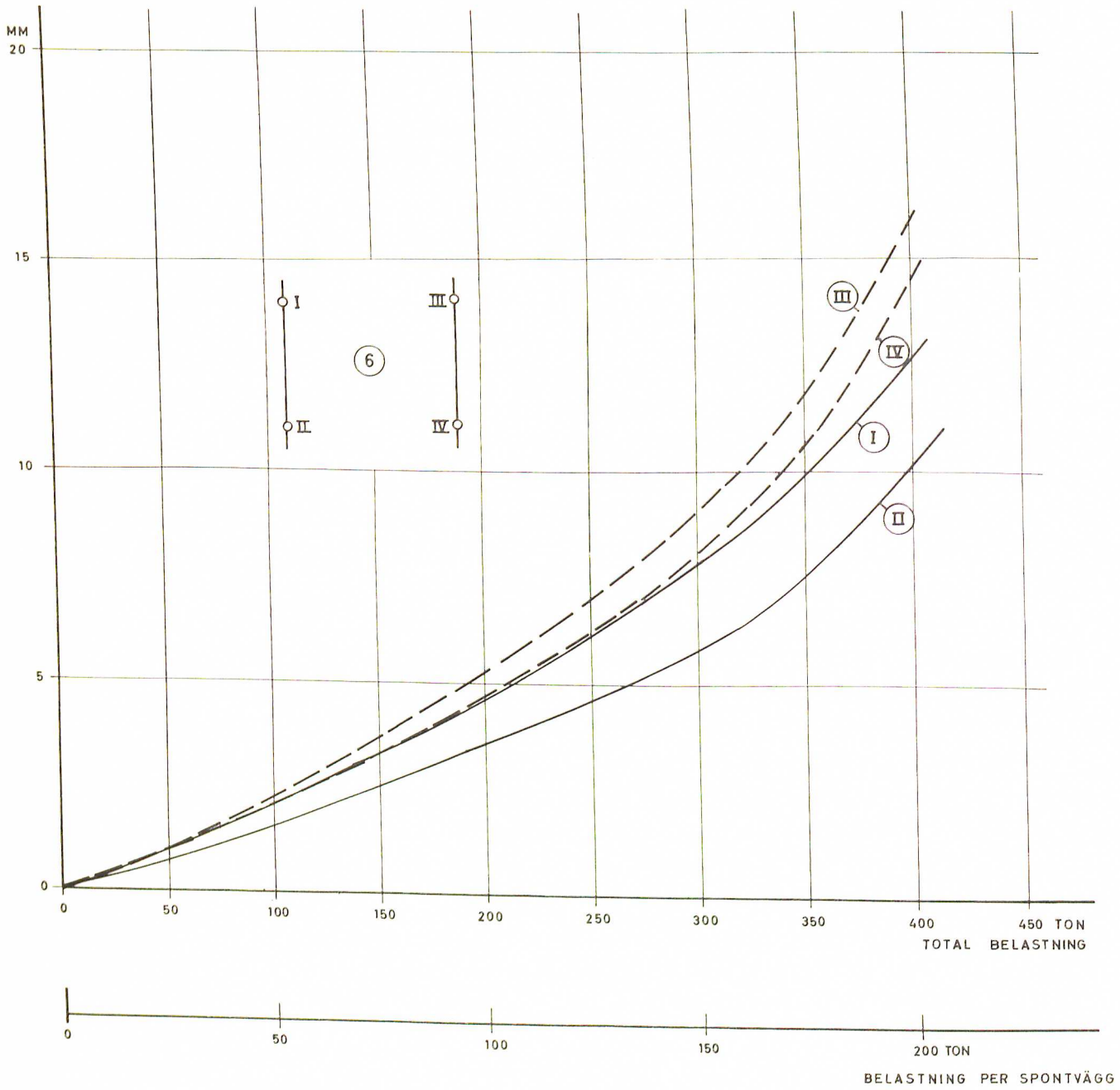
DRAWING 12. Load - displacement of sheet-pile walls, pile test 4.



MOTHÅLL NR (5): I - IV

RITNING 13. Belastning - rörelse för mothållen, pålförsök 5.

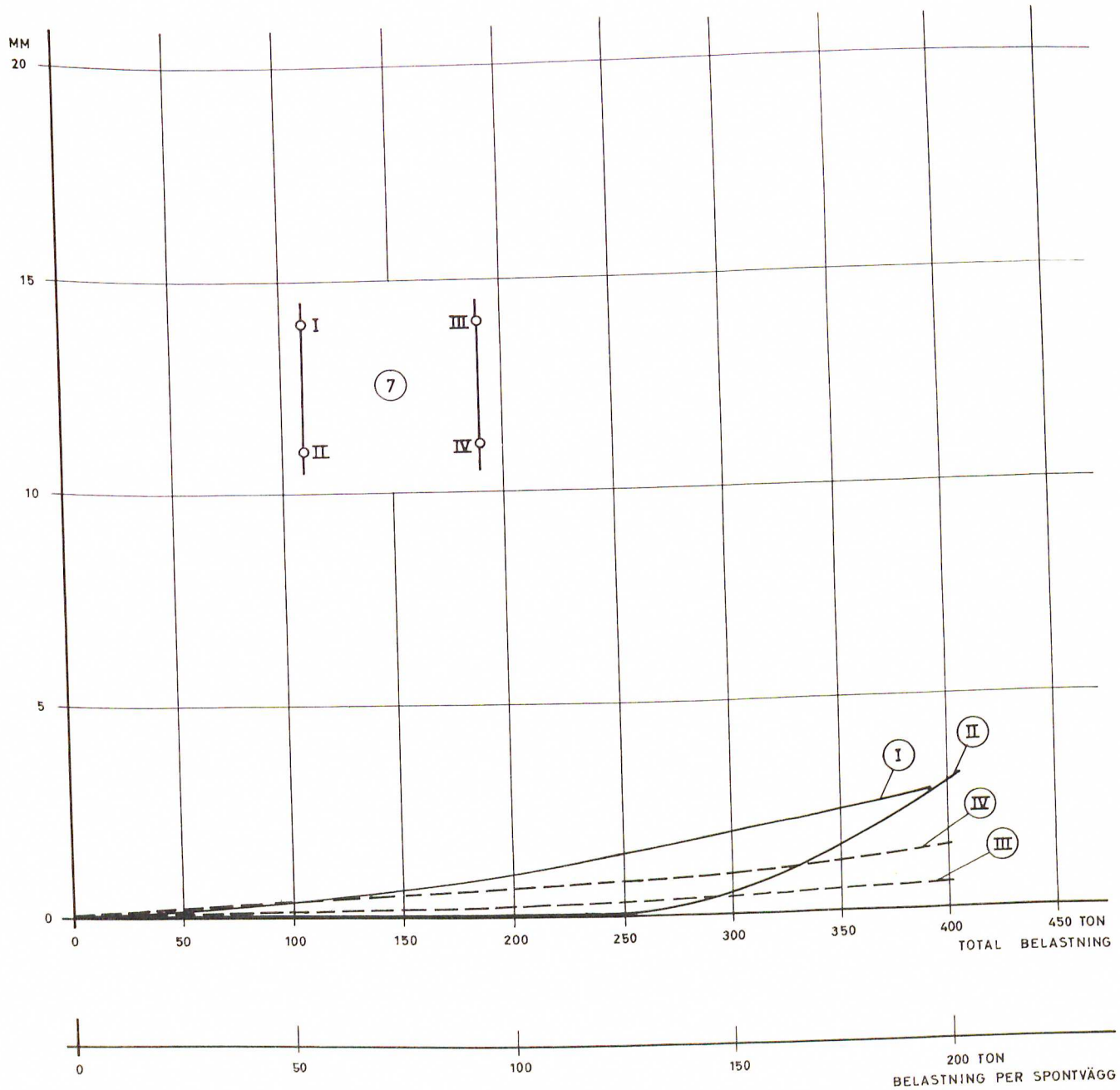
DRAWING 13. Load - displacement of sheet-pile walls, pile test 5.



MOTHÅLL NR (6):I-IV

RITNING 14. Belastning - rörelse för mothållen, pålförsök 6.

DRAWING 14. Load - displacement of sheet-pile walls, pile test 6.



MOTHÅLL NR (7) : I-IV

RITNING 15. Belastning - rörelse för mothållen, pålförsök 7.

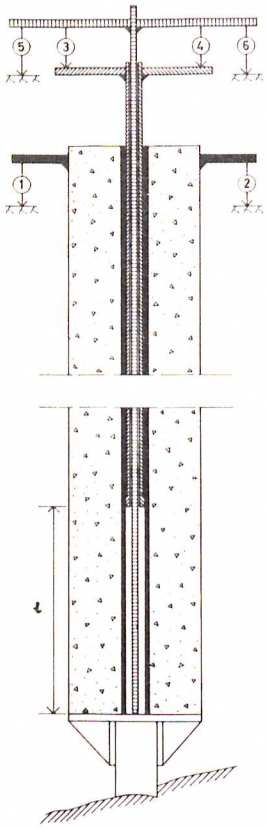
DRAWING 15. Load - displacement of sheet-pile walls, pile test 7.

5 Mätning av rörelser på olika djup

Med hjälp av en anordning som utvecklats av Statens geotekniska institut (se ritning 16) har försök gjorts att mäta rörelserna på olika djup. Anordningen har med framgång tidigare prövats vid pålar av måttliga längder. Den består i princip av två delar. Den ena är en friktionskoppling som kan utlösas på godtycklig nivå i ett rör med inre diameter 42 mm. Kopplingen nedföres med hjälp av vanliga 3/4"-handelsrör vilka skarvas med utvändiga muffar. Pålens rörelser på den önskade nivån överföres alltså via friktionskopplingen och 3/4"-rören till markytan, där de registreras med mätklockor på sedvanligt sätt. Den andra delen är ett 3/8"-rör som skarvas med tappar. Detta rör fungerar som utlösare av friktionskopplingen och därefter som överföringsorgan för rörelserna hos, i regel, pålspetsen till vilken röret nedföres eller i undantagsfall något hinder i centrumröret som 3/8"-röret ej kan forcera. Rörelserna registreras på motsvarande sätt som för 3/4"-röret.

Resultaten av dessa mätningar har införts för respektive påle och kommenteras där. Dock kan den erfarenheten lämnas att anordningen tyvärr inte synes vara lämpad för de långa pålar som här studerats. Det har varit mycket svårt att erhålla entydiga resultat. Uppenbarligen är trögheten i systemet och risken av okontrollerbar friktion mellan de tre långa och olika rören för stora för de små rörelser - upp till 4 mm i medeltal - som man registrerat. Om rören antages vara 80 m långa, blir den relativa rörelsen 0,05 °/oo, vilket med E-modulen $2{,}1 \cdot 10^6$ kp/cm^2 motsvarar en medelspänning av ungefär 100 kp/cm^2 (10 N/mm^2). Enbart egenvikten för exempelvis 80 m långa rör ger en medelspänning av ungefär 60 kp/cm^2 (6 N/mm^2), dvs. samma storleksordning som den som har registrerats.

Mot denna bakgrund har det bedömts som meningslöst att studera eventuell variation i betongens E-modul för beräkning av vilken kraft en viss hoptryckning av en påldel motsvarar, utan genomgående har 300 Mp/cm^2 (30 kN/mm^2) använts. Det bör också påpekas, att de krafter vid pålspetsen som redovisats på olika ritningar i denna rapport inte är de totala krafterna. Mätanordningen har installerats efter slagningen, och de krafter som på grund av slagningen redan finns lagrade vid exv. spetsen kan naturligtvis inte registreras med denna metod. Det är därför med förväntan man ser fram mot resultaten av de ansträngningar som på annat håll görs för att få fram en tillförlitlig anordning för direkt mätning av kraften i pålen på olika nivåer.



BETECKNINGAR

‖	CENTRUMRÖR ø 42 MM INGJUTET I PÅLEN.
‖	3/4"-RÖR MED FRIKTIONSKOPPLING VILKEN KAN FASTSÄTTAS PÅ GODTYCKLIG NIVÅ.
‖	3/8"-RÖR VILKET I REGEL NEDFÖRES TILL PÅLSPETSEN SÅVITT INTE NÅGOT MOTSTÅND FÖRHINDRAR DETTA (JFR. PÅLE NR 7, RITNING NR 30).
① OCH ②	MÄTKLOCKOR SOM MÄTER PÅLTOPPENS RÖRELSER RELATIVT EN FAST REFERENSNIVÅ.
③ OCH ④	MÄTKLOCKOR SOM MÄTER DIFFERENSRÖRELSEN PÅ STRÄCKAN ℓ.
⑤ OCH ⑥	MÄTKLOCKOR SOM MÄTER PÅLSPETSENS RÖRELSER RELATIVT EN FAST REFERENSNIVÅ.

RITNING 16. Anordning typ SGI för mätning av rörelse på olika djup.
DRAWING 16. Device, type SGI, for the measurement of movements at varying depths.

6 Långtidsbelastning

Som tidigare nämnts, utvaldes på grundval av inklinometermätningarna påle 4 (SCG 25 x 25 cm = area 625 cm^2, L = 66,6 m) och påle 6 (SP ø 33 cm = area 855 cm^2, L = 65,3 m) för långtidsbelastning med 200 Mp i 6 månader. 200 Mp motsvarar således en påkänning av 320 kp/cm^2 (32 N/mm^2) för påle 4 och 234 kp/cm^2 (23,4 N/mm^2) (exklusive eventuell förspänning) för påle 6. Även om tvärsnittsytorna skiljer sig med 37 % och alltså ger olika påkänningar på tvärsnittet, så är sidoyta resp. mantelyta nästan helt lika, dvs. 1,00 m^2/m och 1,03 m^2/m för påle 4 respektive 6. Man kan således förvänta sig att pålarna deformationsmässigt uppför sig olika. Om skillnaden är stor bör betongens krypning ha en dominerande inverkan - är skillnaden däremot liten bör det vara samverkan mellan sidoytan resp. mantelytan och den omgivande leran, som har störst inverkan på deformationsförloppet. Den gemensamma lasten hade den fördelen att likadana domkrafter och en gemensam pump med endast en tryckregleringsanordning kunde användas.

6.1 Anordningar

Som belastningsanordning användes en nerbantad version av den tidigare använda. Huvudbalken utgjordes således av DIP 65 i stället för DIP 100.

Trycket hölls konstant 400 kp/cm^2 (40 N/mm^2) ± 10 kp/cm^2 (1 N/mm^2) med hjälp av en kontaktmanometer. Frånsett några enstaka störningar fungerade automatiken bra (bild 3).

I övrigt har mätklockor anbringats och avvägningar utförts på samma sätt som för korttidsbelastningarna.

De två belastningsanordningarna var helt kringbyggda av plank med presenning. Avläsning av mätklockor liksom tillsyn skedde två gånger om dagen (bild 4).

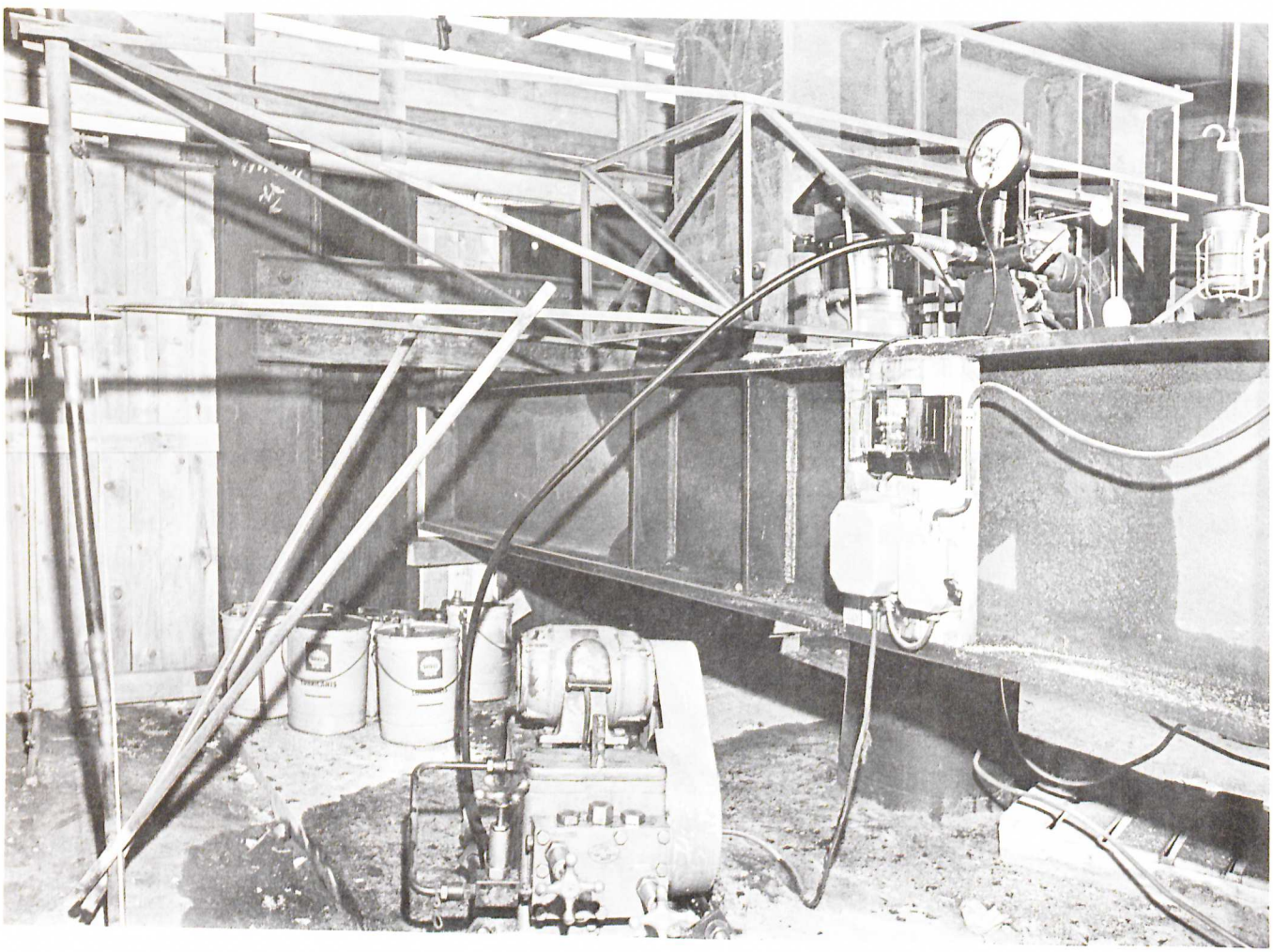


BILD 3. Påle 4. Långtidsbelastning 200 Mp. Pumpen gemensam för påle 4 och 6. Automatiken för konstant last syns monterad på huvudbalkens liv.

PHOTO 3. Pile 4. Long-time load test at 200 Mp. The pump common to piles 4 and 6. The automatic mechanism for constant load is mounted on the web of the main beam.

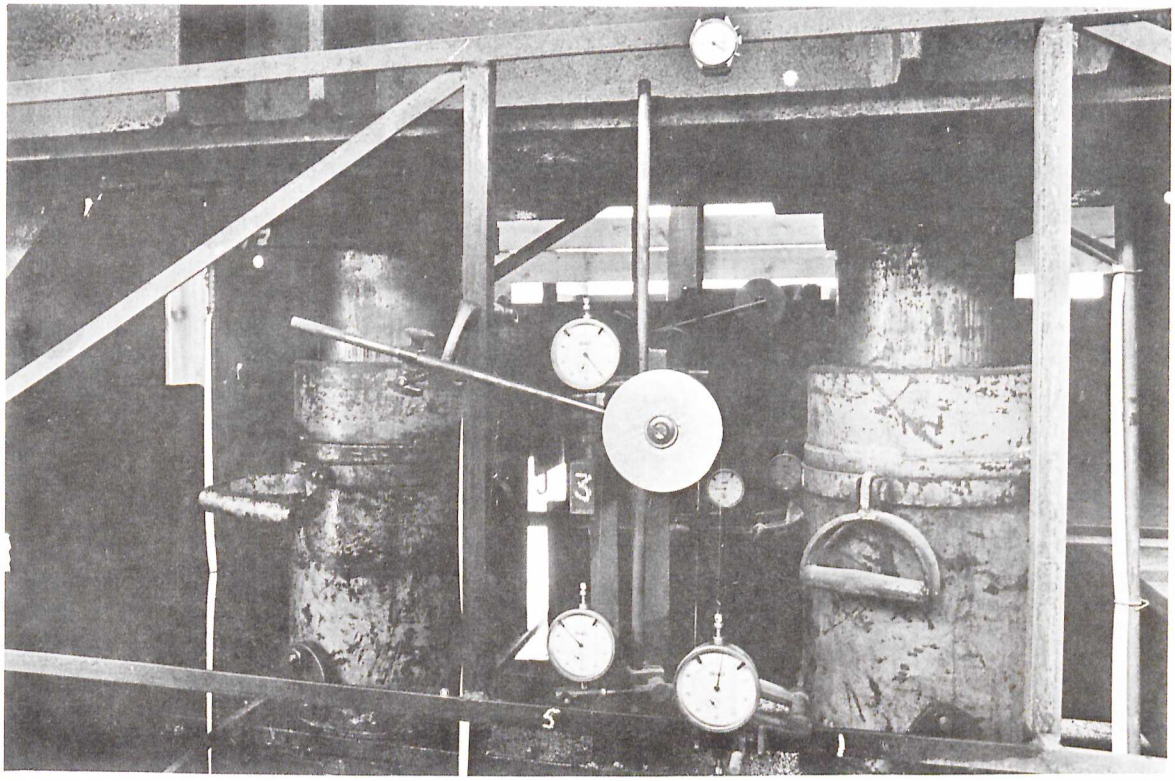


BILD 4. Påle 6. Långtidsbelastning 200 Mp. Mätklockor.
Photo 4. Pile 6. Long-time load test at 200 Mp. Dial gauges.

6.2 Störningar

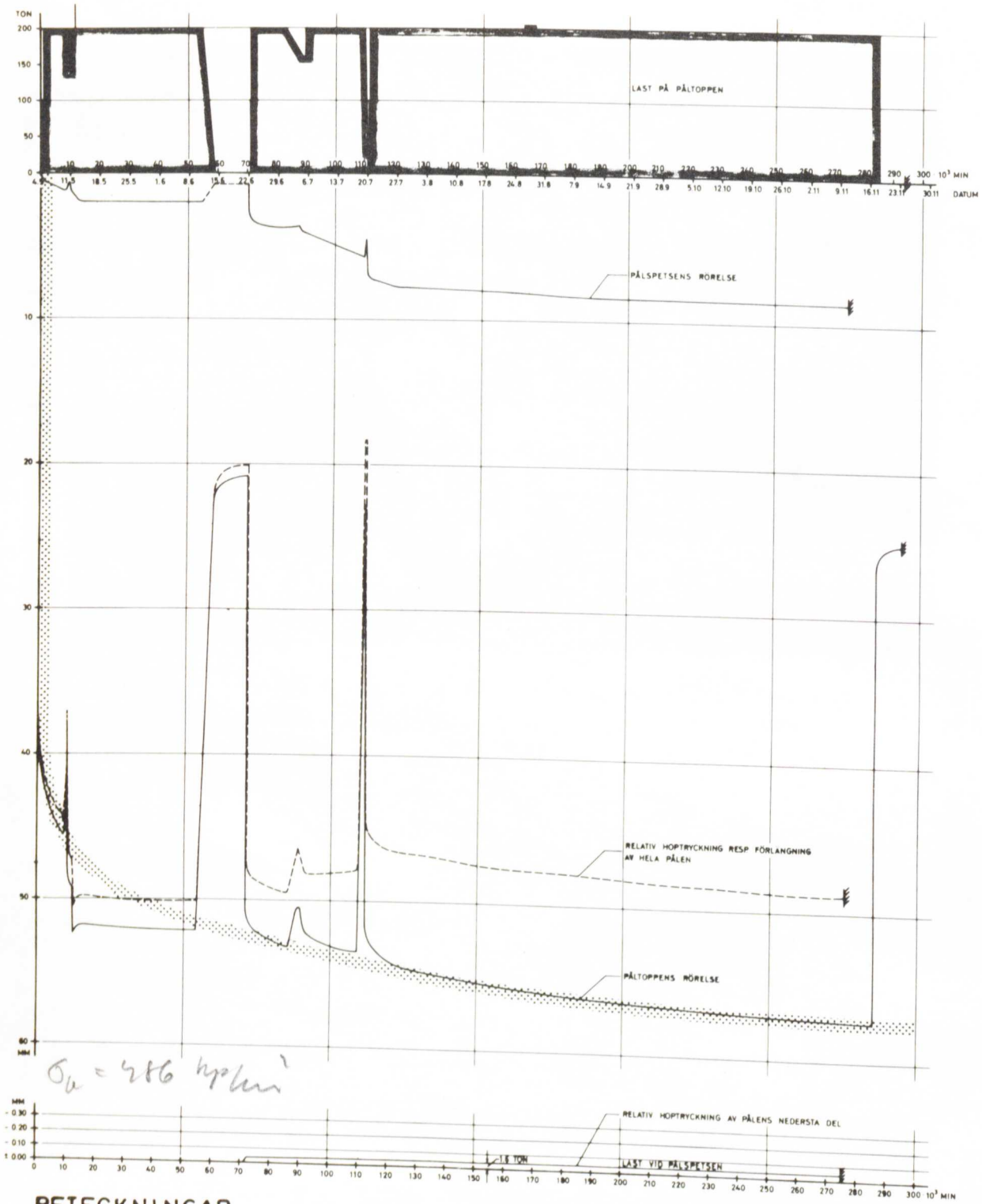
Av ritning 17 och 18 framgår av belastningsdiagrammen (som givetvis är helt identiska på båda ritningarna) att diverse störningar inträffat.

Vid tre tillfällen - 11 maj, 13-23 juni och den 20 juli - har oljeläckning inträffat, varav det i juni förorsakade att oljepumpen skar och fick repareras.

Vid ett tillfälle - den 1 juli - inträffade ett ras över påle 4 från en närbelägen brandmur som var under rivning. Trycket gick då endast långsamt ned till 320 kp/cm^2 (32 N/mm^2), under det att reparering av provplatsen pågick.

Vid två tillfällen - den 12 maj och 26-28 augusti - orsakade korrosion på kontakter att trycket steg något.

Dessa störningar har senare visat sig vara behövliga vid bedömning av resultaten och man kan därför diskutera huruvida man inte i ett program för långtidsbelastning med konstant last borde lägga in några avlastningar jämnt fördelade över perioden.



σ_u = 486 kp/cm²

BETECKNINGAR

UR MÄTRESULTATEN PASSAD KURVA

$\sigma = 25.8 \cdot t^{0.064}$

DÄR

σ = PÅLTOPPENS RÖRELSEN I MM

t = TIDEN I MIN

ALLMÄNNA DATA

GJUTNING	4.11.65
SLAGNING	26.1.66
PROVTRYCKNING LÅNGTID	4.5.66

PÅLE NR (4) SCG 25×25 = 625 CM² L = 66.6 M σ = 320 kp/mm² σ_{BR} = 486 kp/mm²

RITNING 17. Belastning - rörelse - tid, långtidslast, primärresultat påle nr 4.

DRAWING 17. Load - displacement - time, long-time test. Primary result, pile 4.

BETECKNINGAR

UR MÄTRESULTATEN PASSAD KURVA

$\sigma = 13.9 \cdot t^{0.102}$

DÄR

σ = PÅLTOPPENS RÖRELSEN I MM

t = TIDEN I MIN

ALLMÄNNA DATA

GJUTNING	28-29.12.65
SLAGNING	28.1.66
PROVTRYCKNING LÅNGTID	4.5.66

PÅLE NR (6) SP ⌀33 = 855 CM² L = 65.3 M

RITNING 18. Belastning - rörelse - tid, långtidslast, primärresultat påle nr 6.

DRAWING 18. Load - displacement - time, long-time test. Primary result, pile 6.

6.3 Resultat

På ritning 17 och 18 visas primärresultaten i diagramform. För påle 4 har en total rörelse av 57 mm erhållits, varav 25 mm eller 44 % är kvarstående deformation. Det är intressant att notera, att den elastiska återfjädringen vid varje avlastning till noll är praktiskt taget konstant = 32 mm, dvs. det är tydligen likgiltigt när under en pågående långtidsdeformation en avlastning äger rum - de momentana återfjädringarna är ständigt desamma (jämför även ritning 34, korttid, för 200 Mp).

En approximerad kurva har anpassats till mätvärdena och dess ekvation har beräknats, ur vilken sättningshastigheten lätt deriveras. Om denna kurva äger giltighet skulle enligt ritning 19 följande deformationer kunna förväntas för 200 Mp belastning:

Antal år efter belastningens påförande	0,5	1	10	100
Rörelse/år i mm	7,2	4,0	0,42	0,05

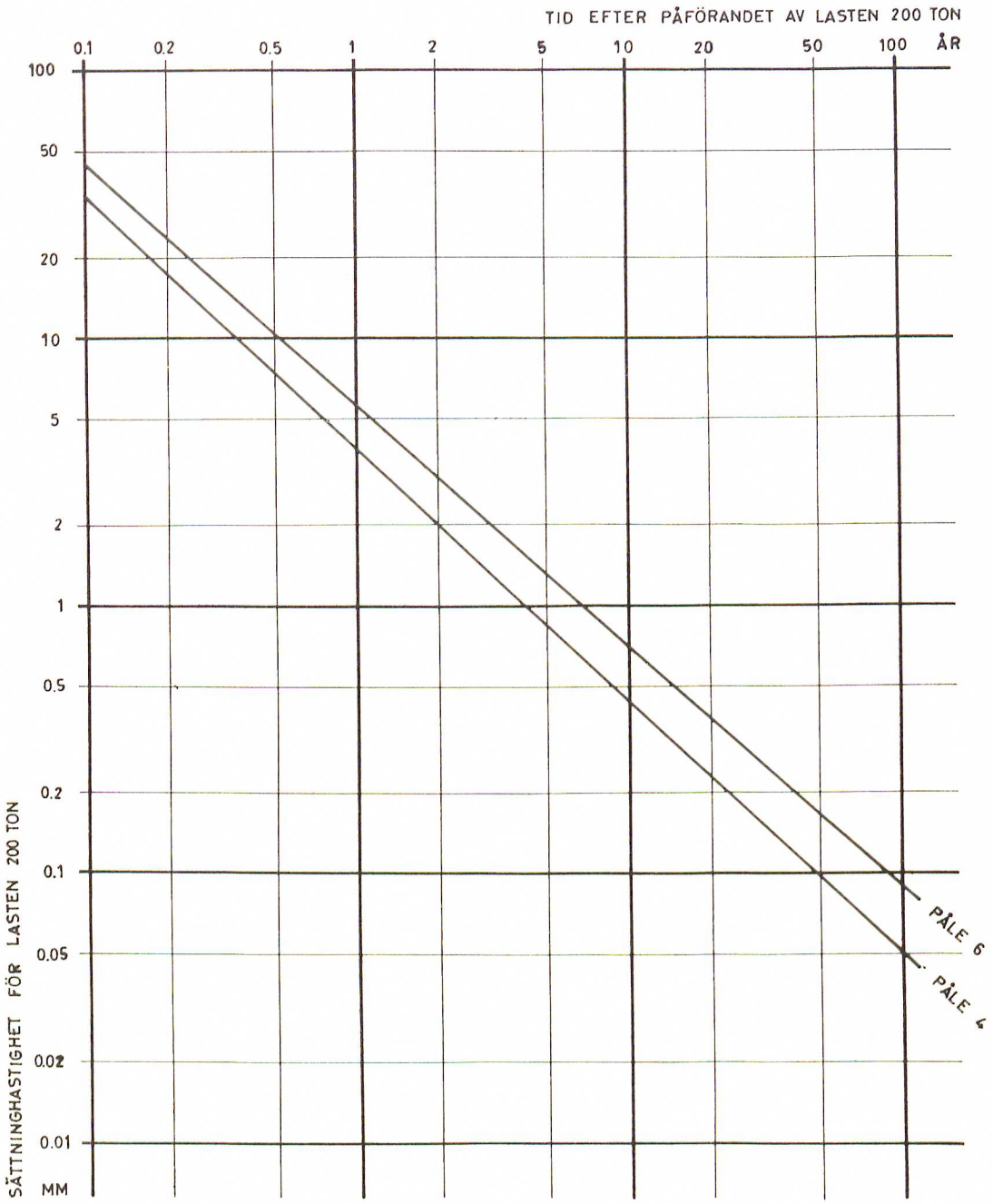
Pålspetsens registrerade rörelser och lasten vid spetsen bör betraktas med viss reservation, som tidigare framhållits. Det synes emellertid som om den last som kommer på spetsen är mycket liten och att någon förändring inte ägt rum (jämför även ritning 35, korttid).

För påle 6 är beteendemönstret för påltoppens rörelser i stort sett likartat. Emellertid är som väntat den totala rörelsen inom den studerade tidperioden mindre än för påle 4 - totalt 50 mm - men den kvarstående deformationen är lika, dvs. 25 mm eller 50 %. Även för denna påle är de elastiska deformationerna sinsemellan lika inom hela belastningsintervallet, nämligen 25 mm.

Den anpassade deformationskurvan ger efter derivering följande sättningshastigheter för 200 Mp belastning:

Antal år efter belastningens påförande	0,5	1	10	100
Rörelse/år i mm	10,0	5,5	0,69	0,09

Lastens påverkan vid pålspetsen uppvisar dock en helt annan bild än påle 4. Det förefaller som om ingenting händer vid spetsen så länge lasten är konstant. Vid avlastning och förnyad pålastning ökar däremot spetskraften plötsligt. Vid nästa på- och avlastning sker samma sak. Det verkar således som om kraften vid spetsen magasineras och ökas först när samma last ånyo påföres. Detta verkningssätt kan förklaras av att den kraft som nedföres hålles kvar av lerans mothållande effekt vid avlastning, men adderas med en viss kvantitet av den påförda lasten vid förnyad pålastning. Jämför även motsvarande effekt vid av- och pålastning under korttidsbelastningarna.



ANMÄRKNINGAR

SÄTTNINGSHASTIGHETERNA HAR ERHÅLLITS GENOM DERIVERING AV DE INPASSADE KURVORNA FÖR PÅLTOPPENS RÖRELSE VID LÅNGTIDSBELASTNINGEN ENL. RITN. 17 OCH 18.

PÅLE NR (4), SCG 25 x 25 = 625 CM², L = 66,6 M
PÅLE NR (6), SPØ33 = 855 CM², L = 65,3 M

RITNING 19. Sättningshastighet, långtidslast, påle nr 4 och 6.

DRAVING 19. Settlement rate, long-time test, pile 4 and 6.

6.4 Jämförelse mellan påle 4 och 6

Beteendemönstret beträffande deformationerna är i stort sett lika.

De elastiska deformationerna synes vara ungefär proportionella mot tvärsnittsytans storlek, dvs. mot påkänningen per ytenhet.

Långtidsdeformationernas något olika utseende kan möjligen förklaras av tvärsnittens olika form. Den kvadratiska formen synes ge större deformationshastighet i början än den cirkulära och dessutom är deformationsbilden vid lastväxlingar relativt oklar. Detta kan bero på att den kvadratiska formen ger spänningskoncentrationer runt hörnen, som så småningom utjämnas, så att efter en tid en större "mantelyta" är verksam än den nominella.

Någon som helst effekt av negativ mantelkohesion har inte observerats inom den studerade tidperioden.

7 Korttidsbelastning

Belastningsanordningar, belastningsprogram m.m. har tidigare redovisats. En del resultat har även publicerats. Sedan dess har ytterligare två pålar korttidsbelastats, nämligen 4 och 6.

7.1 Brottlaster m.m.

Samtliga pålar (utom påle 3) har belastats till brott och tab. 1 och 2 ger de fullständiga resultaten. Betongkvaliteten är den normala för dessa pålar, dvs. K 500.

TABELL 1. Resultat av brottbelastning

Påle	Fabrikat	Tvärsektion	Total area cm^2	Armering	Längd m
1	Nya Asfalt	sexkantig	600	6 ø 16 Ks60, slakarmerad	81,9
2	Sk. Cementgjuteriet (SCG)	25 x 25 cm	625	4 ø 19 Ks60, slakarmerad	85,5
3	Sv. Pålfabriken (SP)	ø 33 cm	855	7 "seven-wire prestressing strand", förspänd	101,0
4	Sk. Cementgjuteriet (SCG)	25 x 25 cm	625	4 ø 19 Ks60, slakarmerad	66,0
5	Nya Asfalt	sexkantig	600	6 ø 16 Ks60, slakarmerad	65,7
6	Sv. Pålfabriken (SP)	ø 33 cm	855	7 "seven-wire prestressing strand", förspänd	65,3
7	Sv. Pålfabriken (SP)	ø 33 cm	855	7 "seven-wire prestressing strand", förspänd	87,4

TAEELL 2. Resultat av brottbelastning

Påle	Brott-last Mp	Brottlast per yten-het kp/cm^2	Armerings-area [cm^2]	Brottlast i armering Mp	Brottlast i betong Mp	Brottspän-ning i betong kp/cm^2
1	365	609	12,0	50	315	536
2	360	576	11,3	57	313	510
3	*b o r t - s l a g e n*			-	-	-
4	345	552	11,3	47	298	486
5	405	675	12,0	50	355	605
6	405	474	3,6	-22	427	502
7	460	538	3,6	-22	482	565
	Medelvärde $571\binom{+104}{-97}$				Medelvärde	$534\binom{+71}{-48}$

7.2 Brottorsaker

Brottorsaken har för samtliga pålar varit betongkrossbrott på en nivå mellan 2 och 4 m under markytan.

För fyra pålar - 1, 4, 5 och 7 - har brotten dokumenterats genom fotografering (bild 5, 6, 7 och 8). För de två övriga - 2 och 6 - har brottet legat något för djupt för att schaktning utan spont skulle ha kunnat genomföras. Brottens lägen har dock kunnat fastställas.

7.3 Deformationer

Ritning 20, 22, 24, 26, 28 och 30 visar primärresultaten.

För varje påle har sambandet mellan belastning och rörelse ritats i ett särskilt diagram som återfinns efter varje primärresultat.

Varje rörelse har mätts med två diametralt placerade mätklockor och rörelsen har beräknats ur dessa medelvärden. En differens mellan klocka 1 och 2 borde innebära att pålen lutar och att sålunda ett moment påverkar pålen. Därför har även denna differens beräknats och ritats in på redovisningen av primärresultaten. Vid jämförelse mellan dessa differenser och brottvärdena finner man dock, att de största differenserna erhållits för de pålar som också fått de största brottvärdena, vilket helt strider mot det gjorda antagandet. Vidare studier har därför ej gjorts av detta förhållande. Sannolikt beror de uppkomna differenserna på andra orsaker som nu inte går att kontrollera.

BILD 5. Pålbrott för påle 1.

PHOTO 5. Mode of failure for pile 1.

BILD 6. Pålbrott för påle 4.

PHOTO 6. Mode of failure for pile 4.

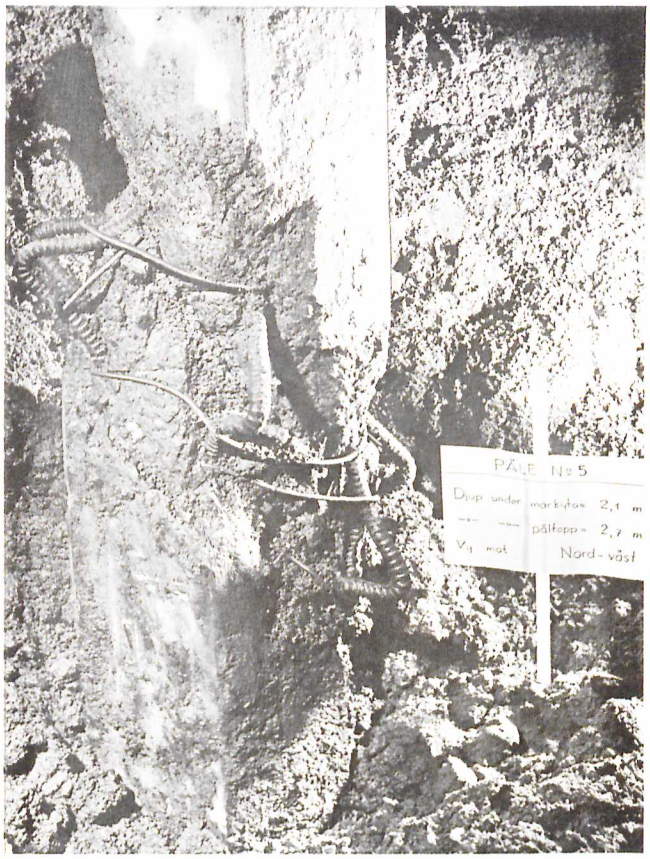
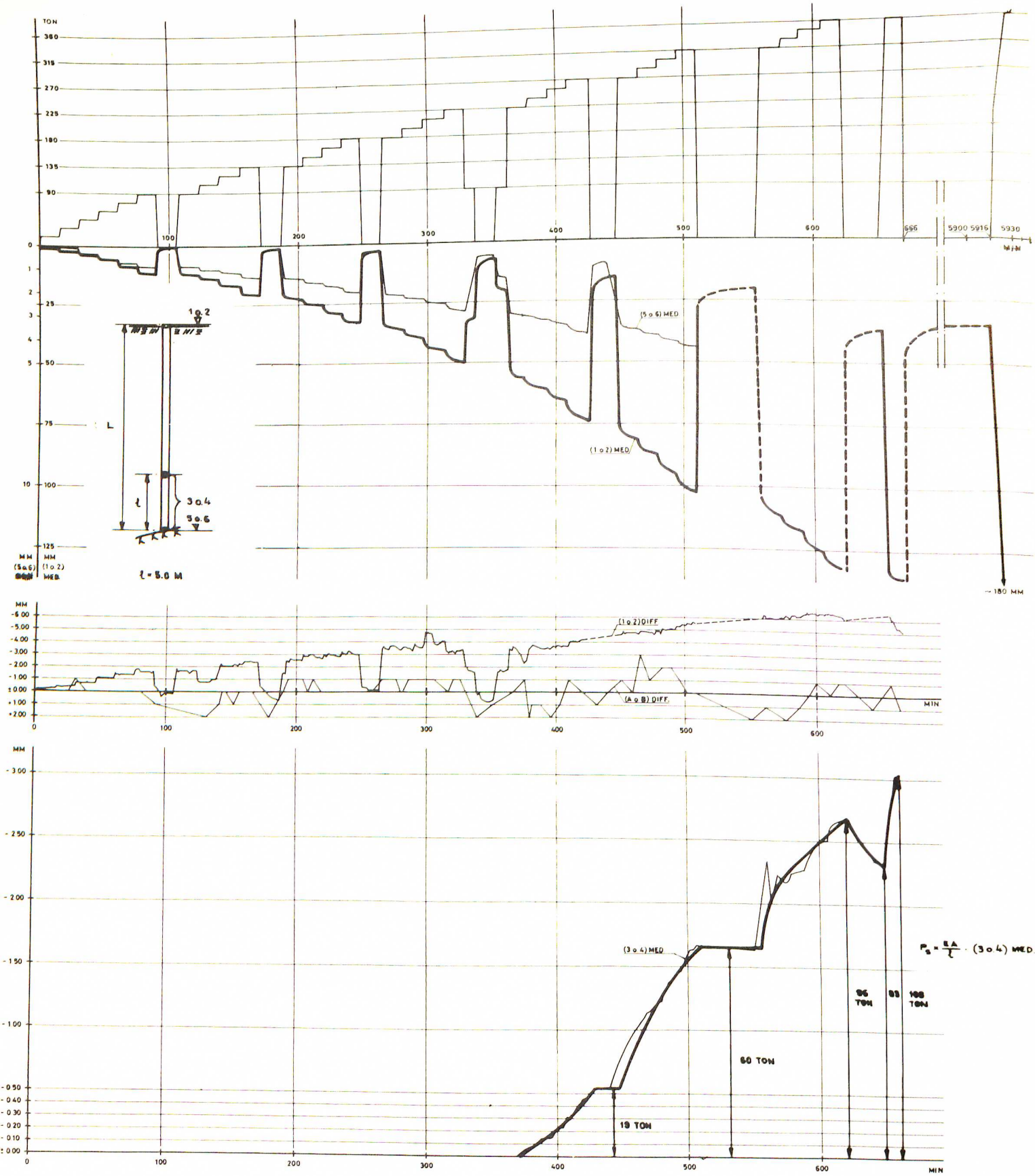


BILD 7. Pålbrott för påle 5.
PHOTO 7. Mode of failure for pile 5.

BILD 8. Pålbrott för påle 7.
PHOTO 8. Mode of failure for pile 7.



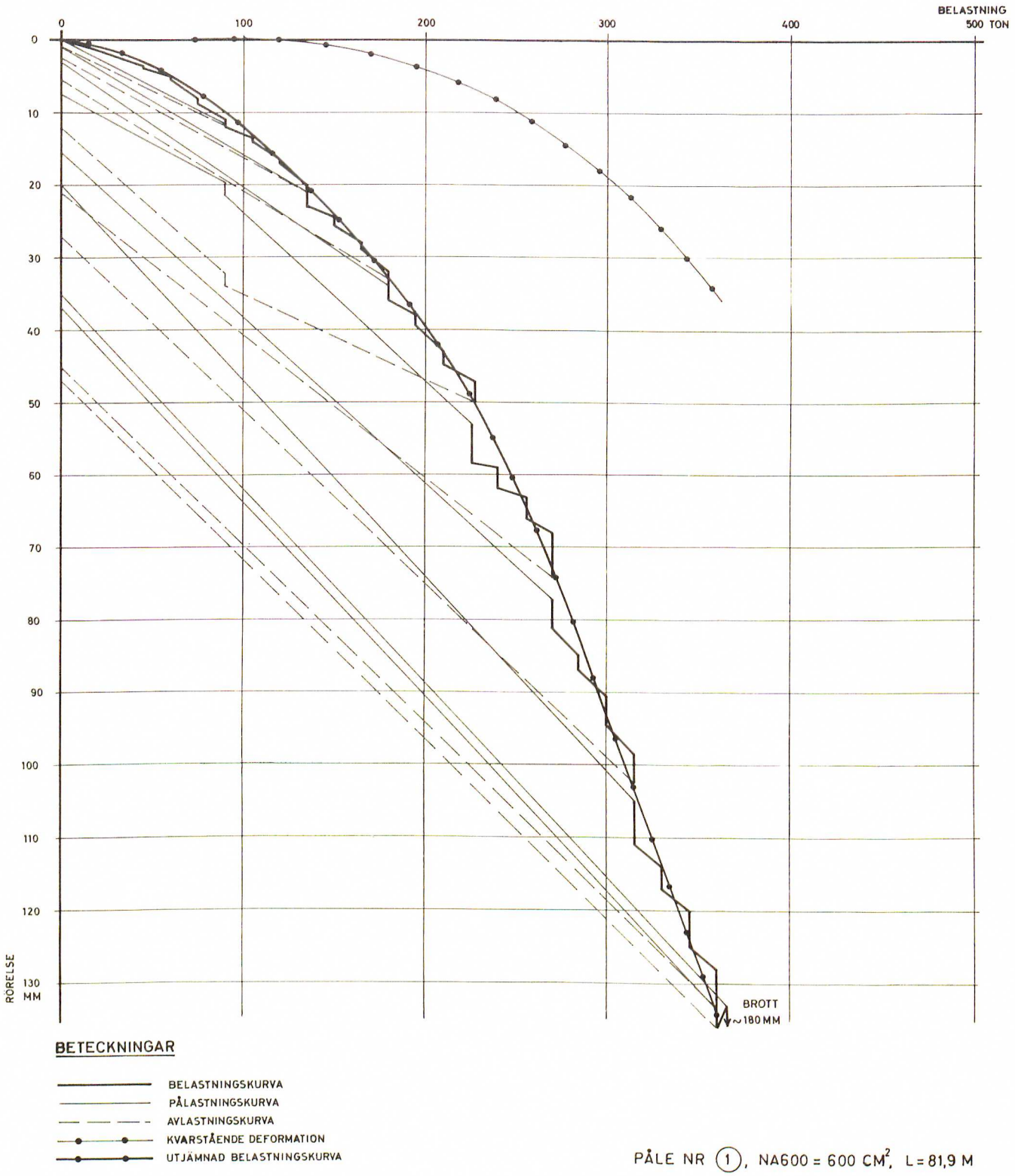
PÅLE NR (1), NA600 = 600 CM², L = 81,9 M

ALLMÄNNA DATA

GJUTNING	18. 10. 65
SLAGNING	17. 1. 66
PROVTRYCKNING	
KORTTID	10. 3. 66

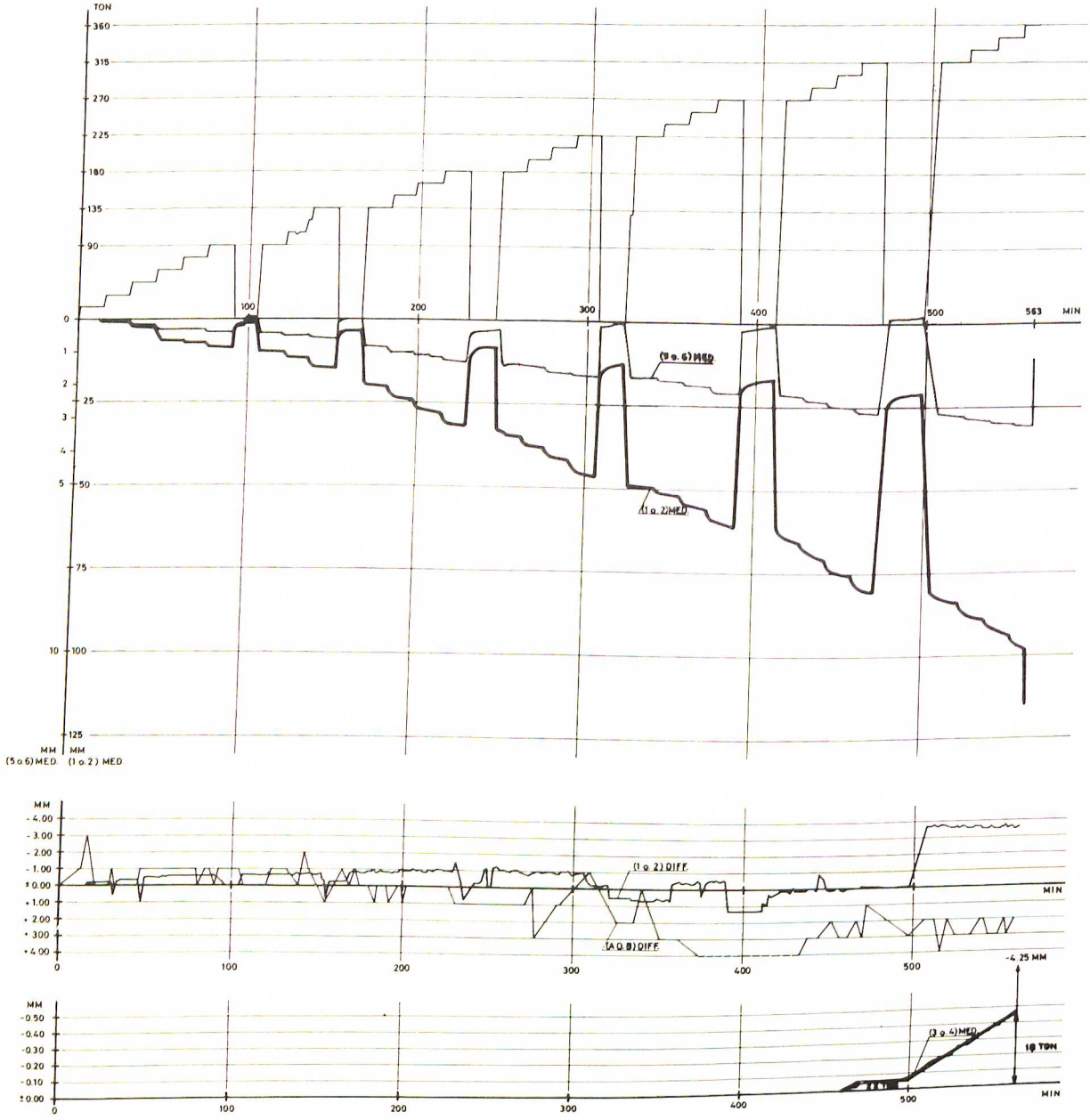
RITNING 20. Belastning - rörelse - tid, korttidslast, primärresultat påle nr 1.

DRAWING 20. Load - displacement - time, short-time test. Primary result, pile 1.



RITNING 21. Belastning - rörelse, korttidslast påle nr 1.

DRAWING 21. Load - displacement, short-time test, pile 1.



$P_s = \frac{EA}{\ell} \cdot (3 o. 4)$ MED.

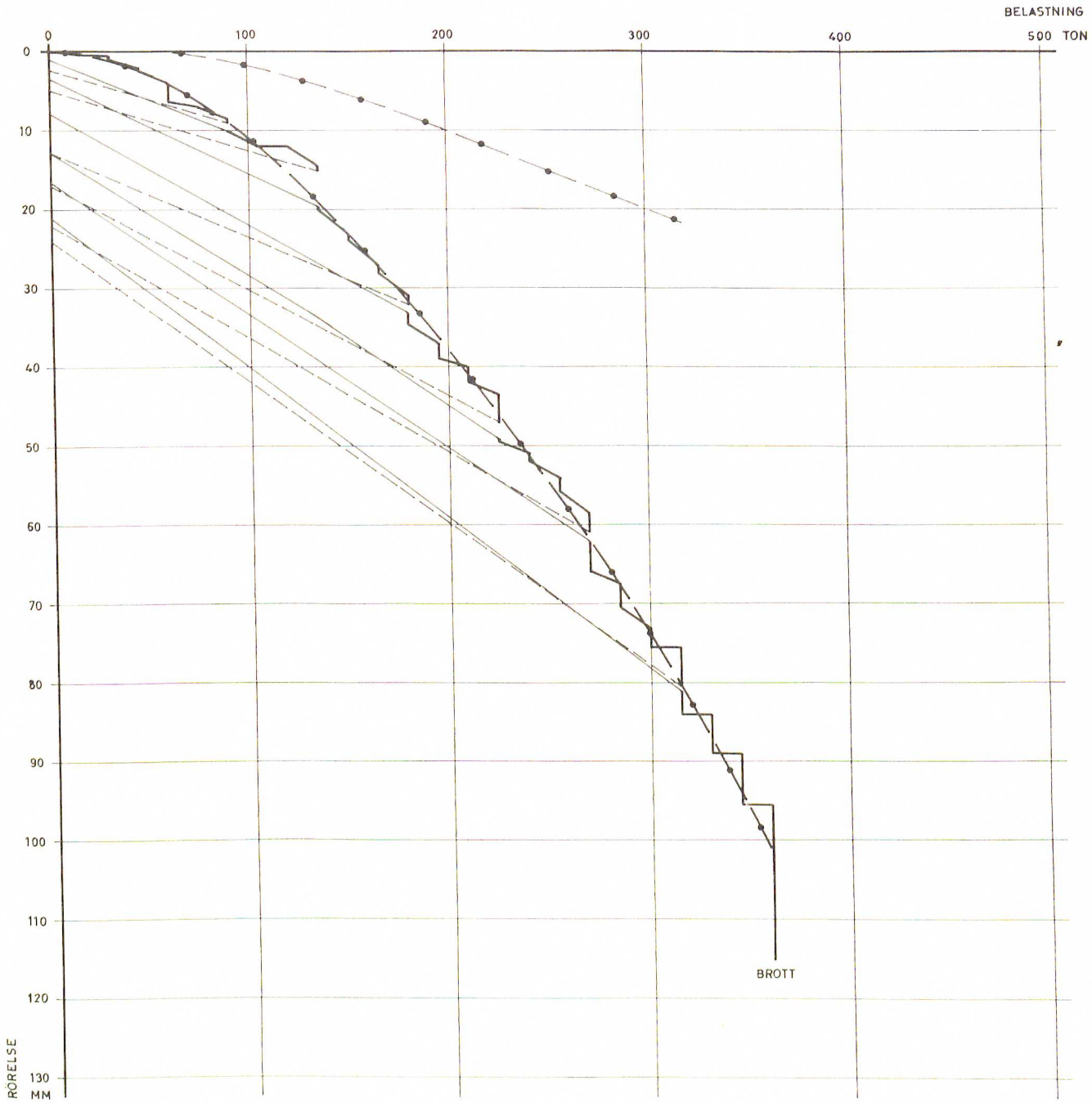
ALLMÄNNA DATA

GJUTNING	4.11.65
SLAGNING	18.1.66
PROVTRYCKNING	
KORTTID	7.3.66

PÅLE NR (2) SCG 25×25 = 625 CM² L = 85.5 M

RITNING 22. Belastning - rörelse - tid, korttidslast, primärresultat påle nr 2.

DRAWING 22. Load - displacement - time, short-time test. Primary result, pile 2.



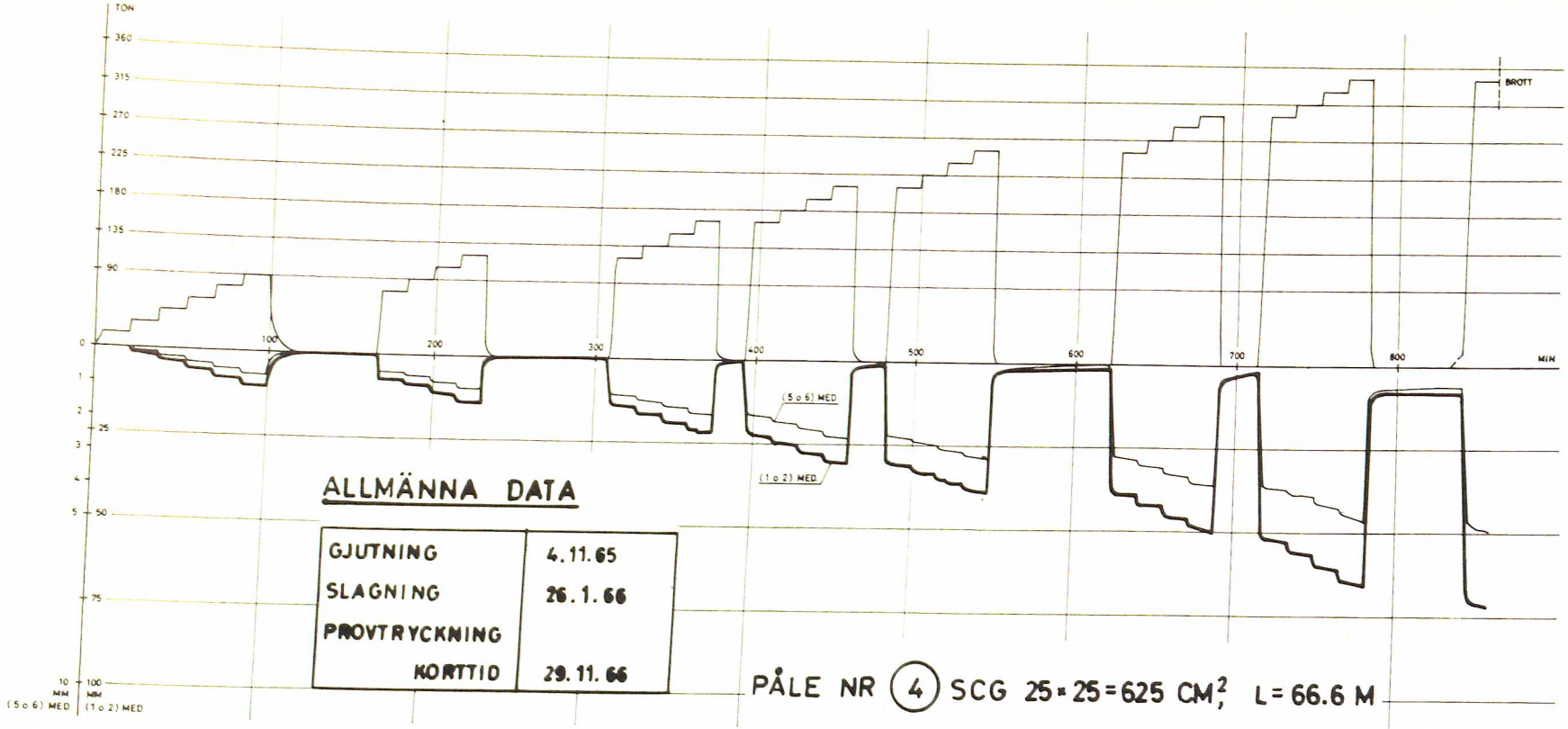
BETECKNINGAR

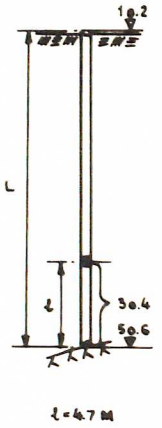
BELASTNINGSKURVA
PÅLASTNINGSKURVA
AVLASTNINGSKURVA
KVARSTÅENDE DEFORMATION
UTJÄMNAD BELASTNINGSKURVA

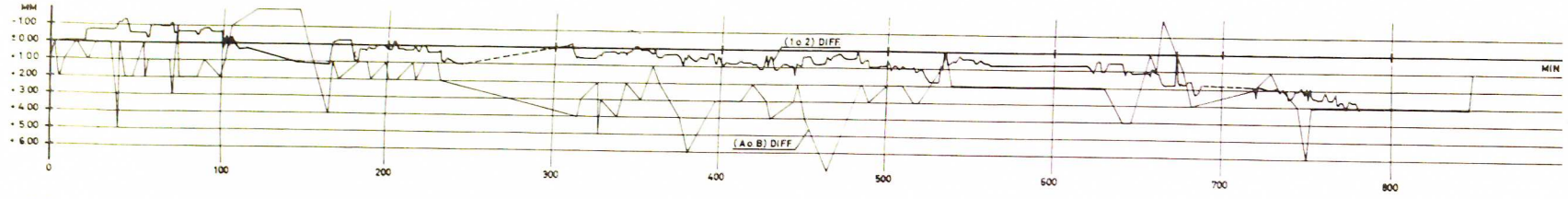
PÅLE NR (2), SCG 25x25=625 CM², L=85,5 M

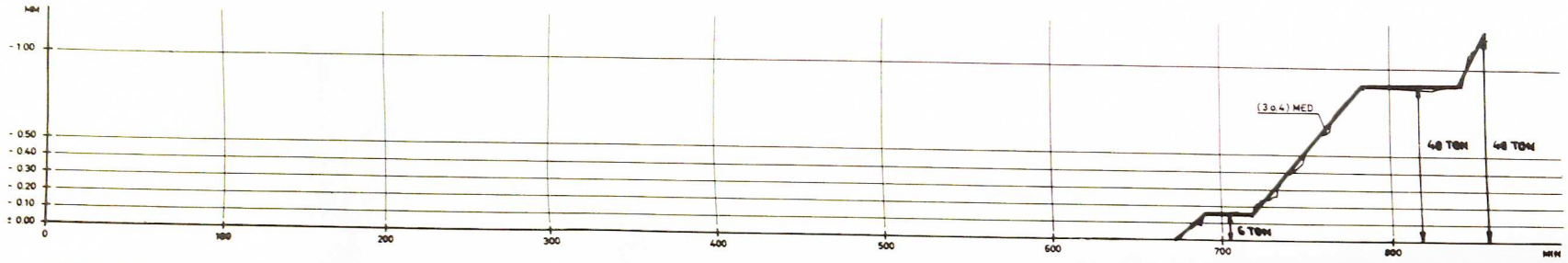
RITNING 23. Belastning - rörelse, korttidslast påle nr 2.

DRAWING 23. Load - displacement, short-time test, pile 2.





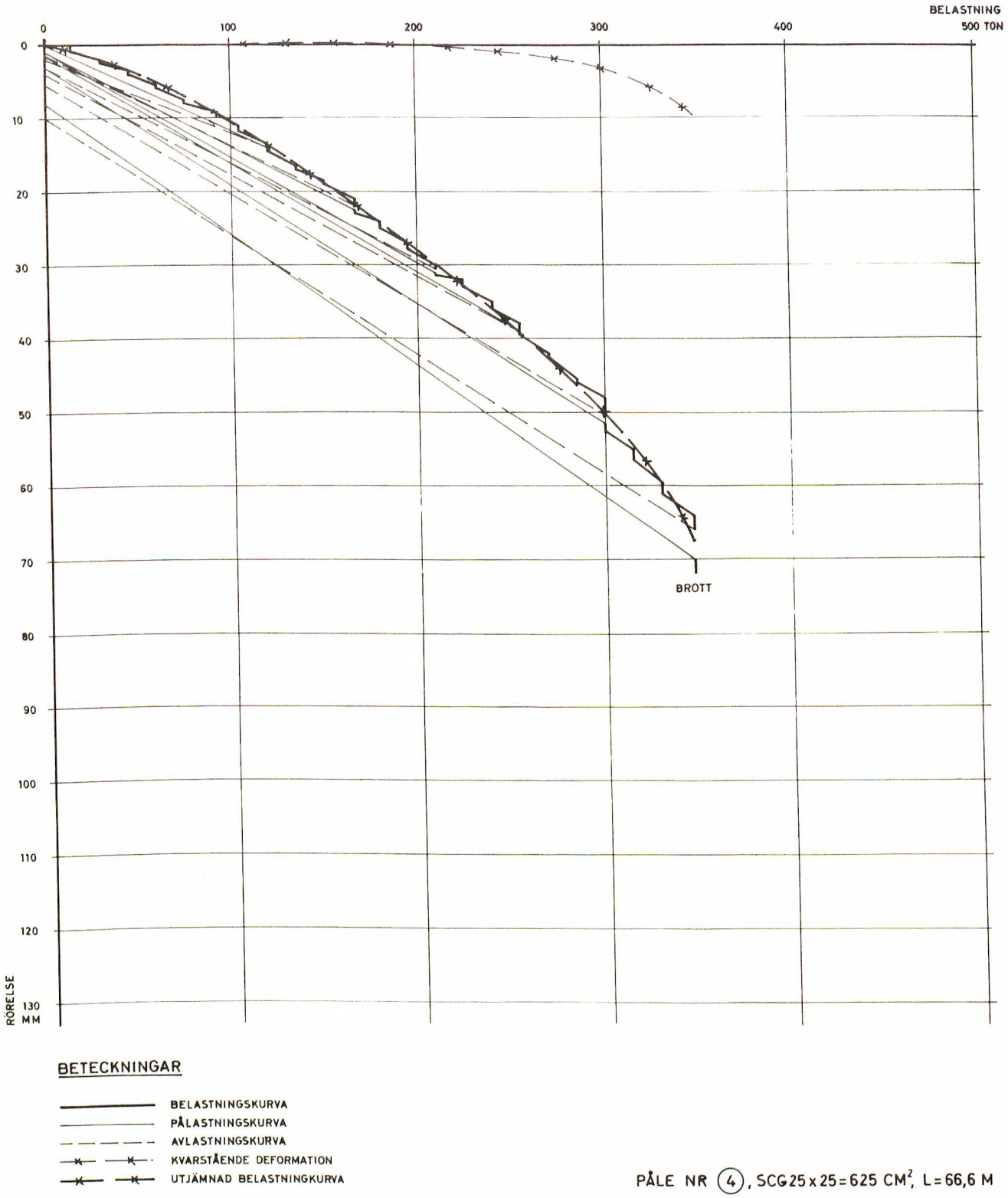




$P_s = \frac{EA}{L} \cdot (3 o 4)$ MED.

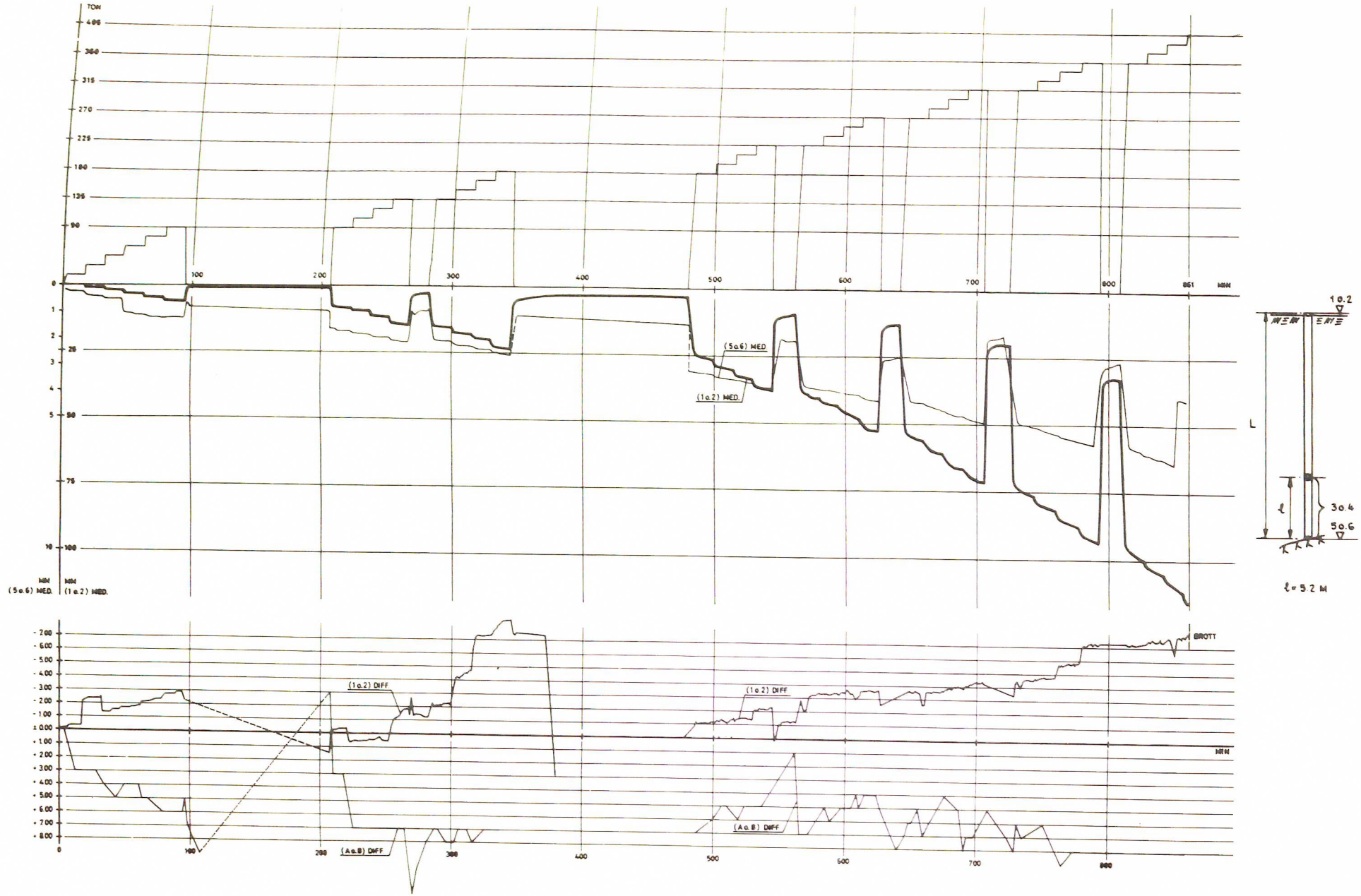
RITNING 24. Belastning - rörelse - tid, korttidslast, primärresultat påle nr 4.

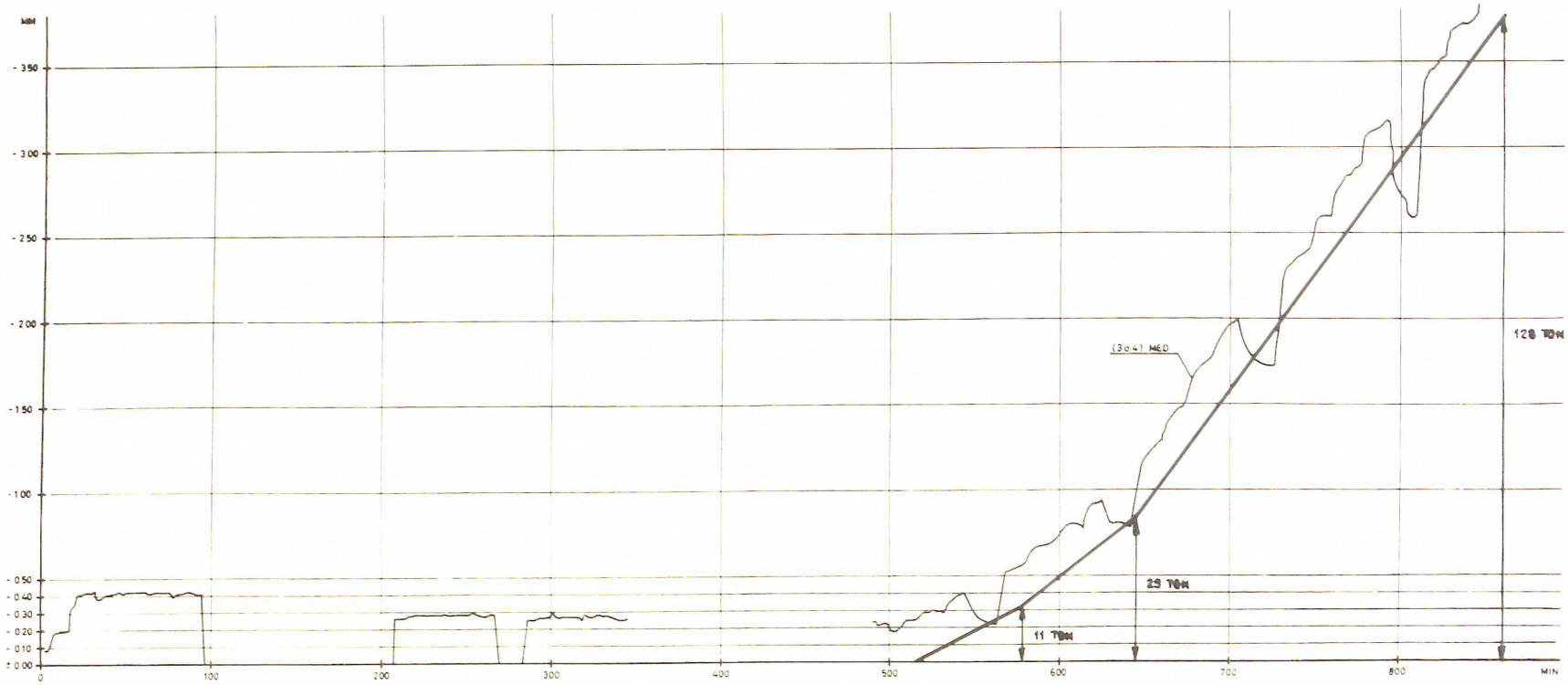
DRAWING 24. Load - displacement - time, short-time test. Primary result, pile 4.



RITNING 25. Belastning - rörelse, korttidslast påle nr 4.

DRAWING 25. Load - displacement, short-time test, pile 4.


TON
MM
(5a6) MED.
MM
(1a2) MED.
(5a6) MED.
(1a2) MED.
(1a2) DIFF
(A a B) DIFF
(1a2) DIFF
(A a B) DIFF
BROTT
MM
1a2
MEAN
L
ℓ
3a4
5a6
ℓ = 5.2 M



$P_s = \frac{EA}{L} \cdot (3o4)\ MED.$

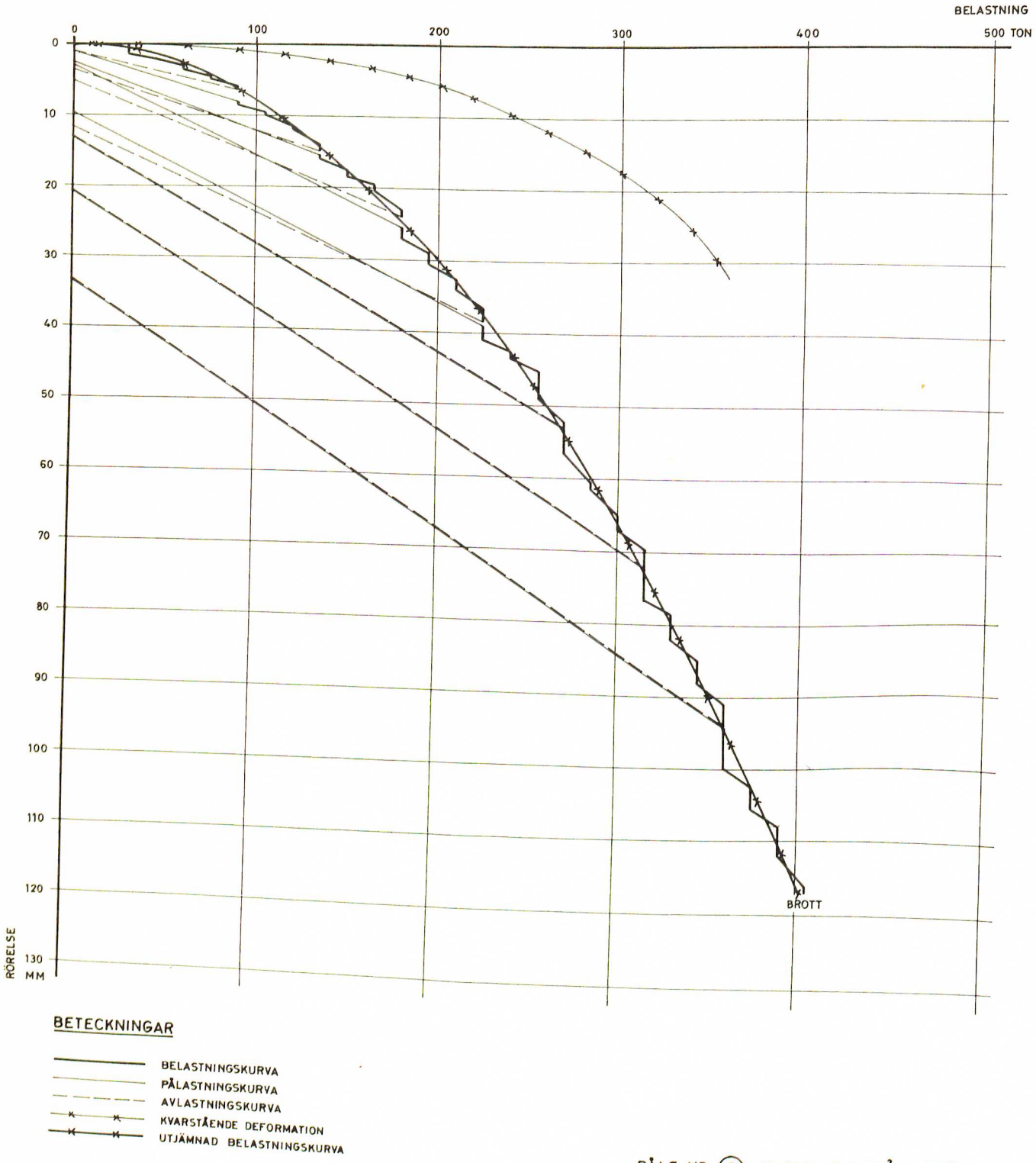
PÅLE NR (5) NA 600 = 600 CM² L = 65.7 M

ALLMÄNNA DATA

GJUTNING	18.10.65
SLAGNING	27.1.66
PROVTRYCKNING	
KORTTID	17.3.66

RITNING 26. Belastning - rörelse - tid, korttidslast, primärresultat påle nr 5.

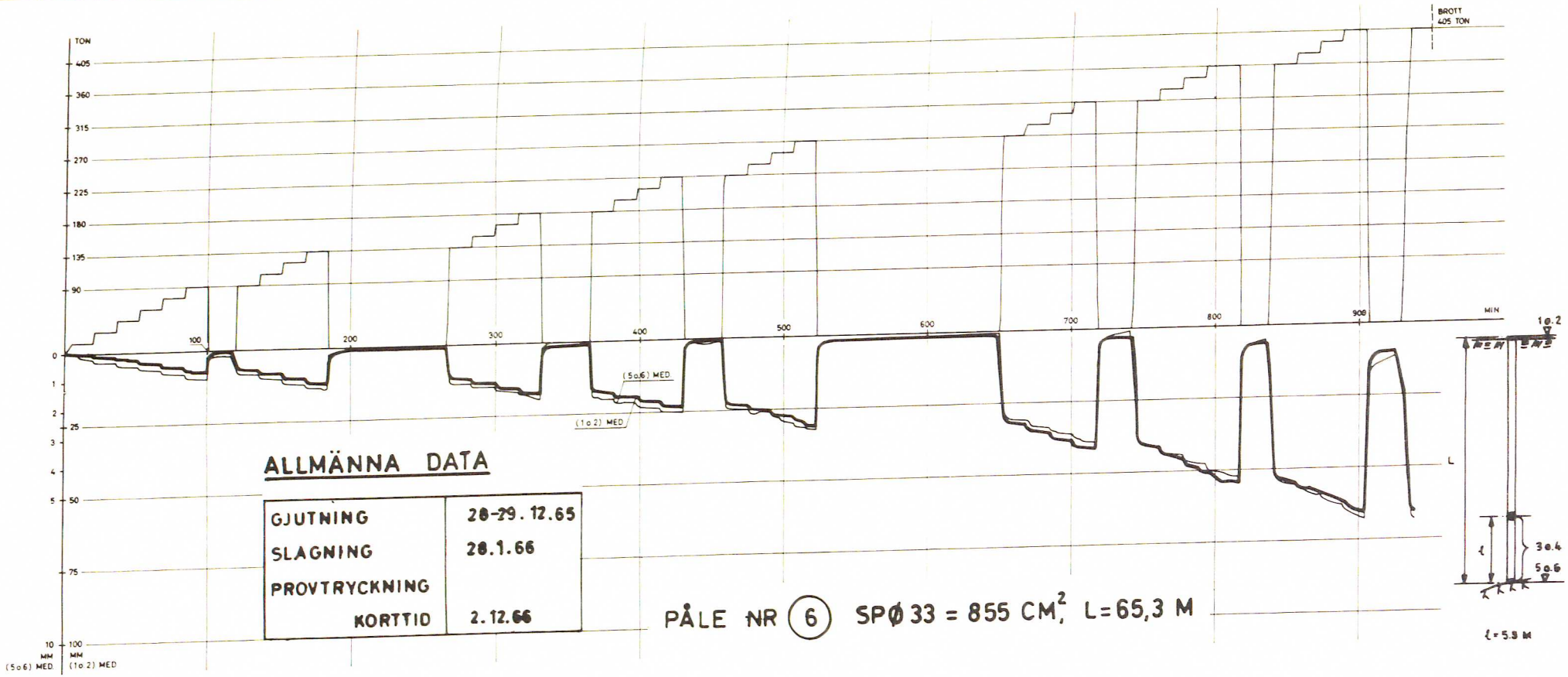
DRAWING 26. Load - displacement - time, short-time test. Primary result, pile 5.

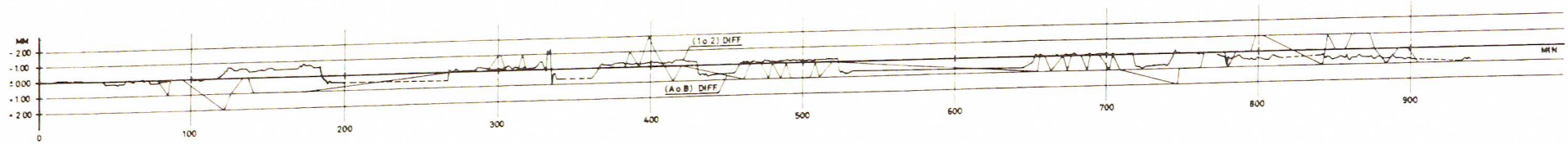


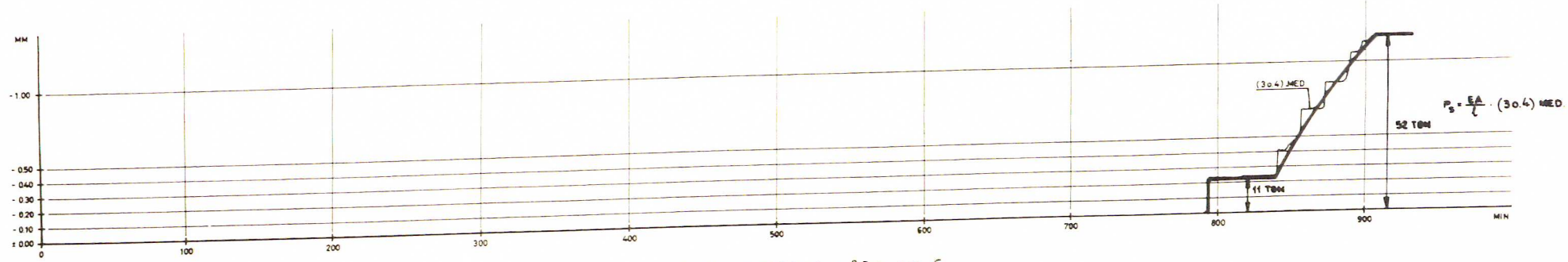
PÅLE NR (5), NA600 = 600 CM², L=65,7 M

RITNING 27. Belastning - rörelse, korttidslast påle nr 5.

DRAWING 27. Load - displacement, short-time test, pile 5.

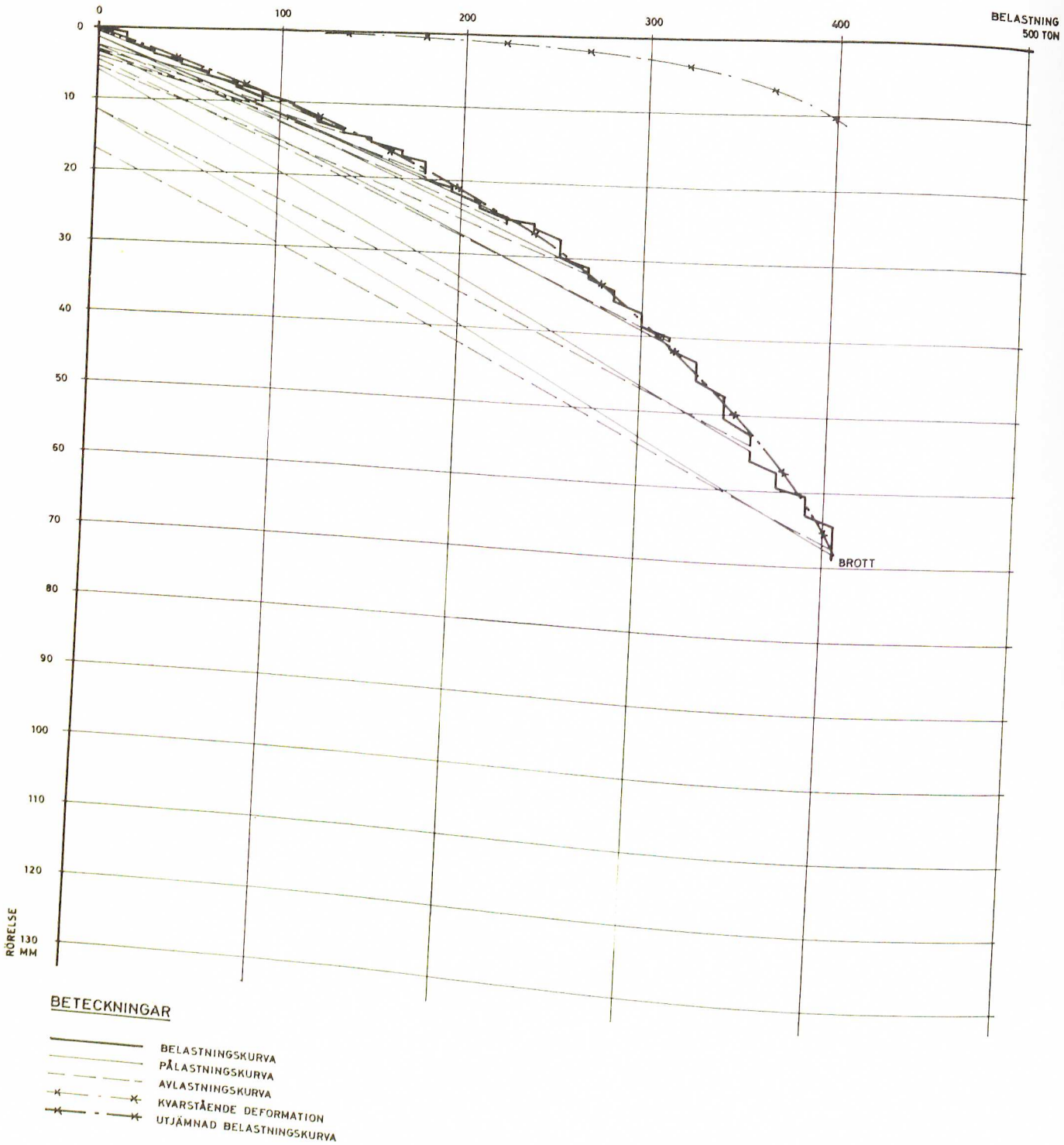






RITNING 28. Belastning - rörelse - tid, korttidslast, primärresultat påle nr 6.

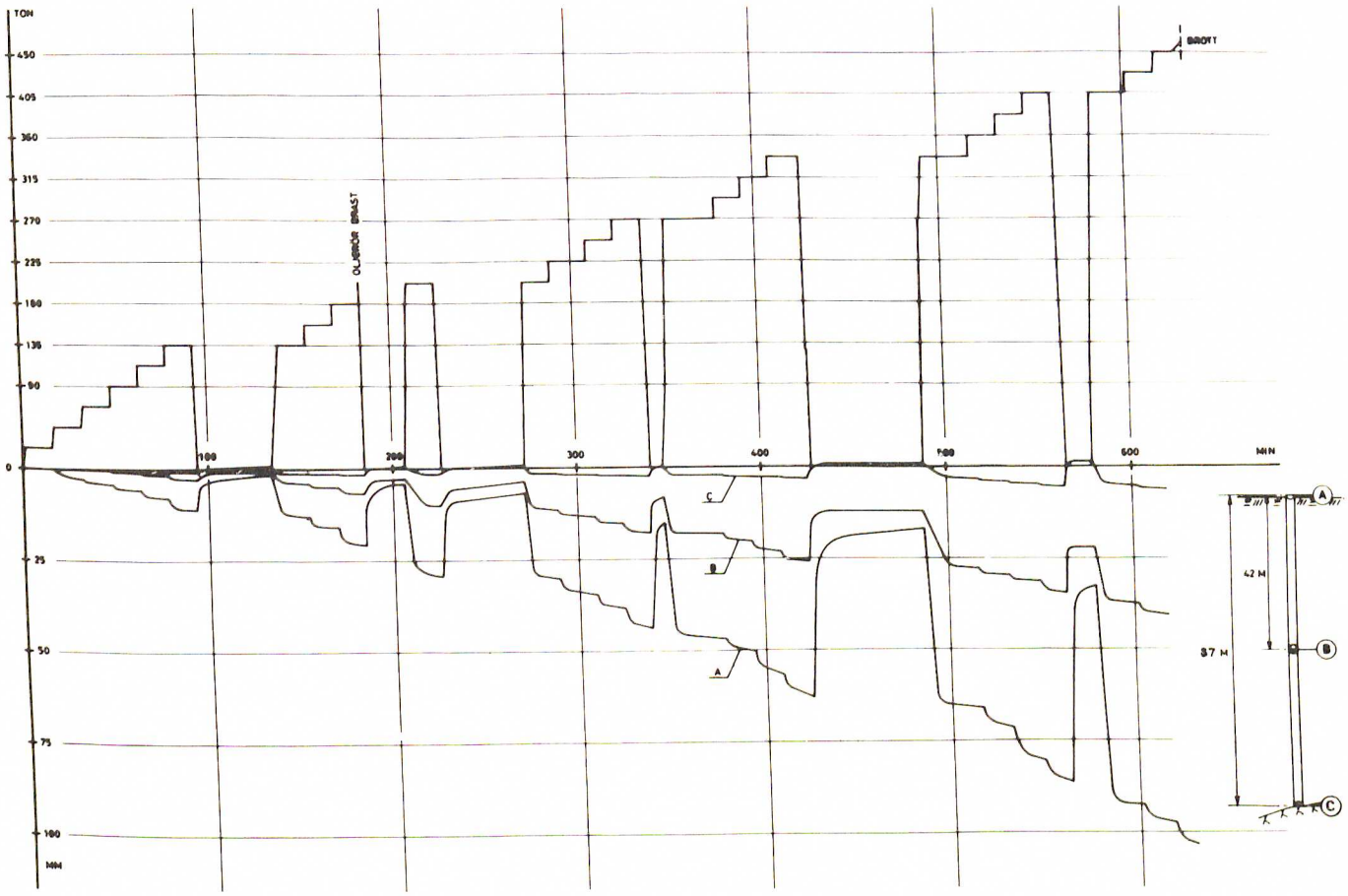
Primary result, pile 6.

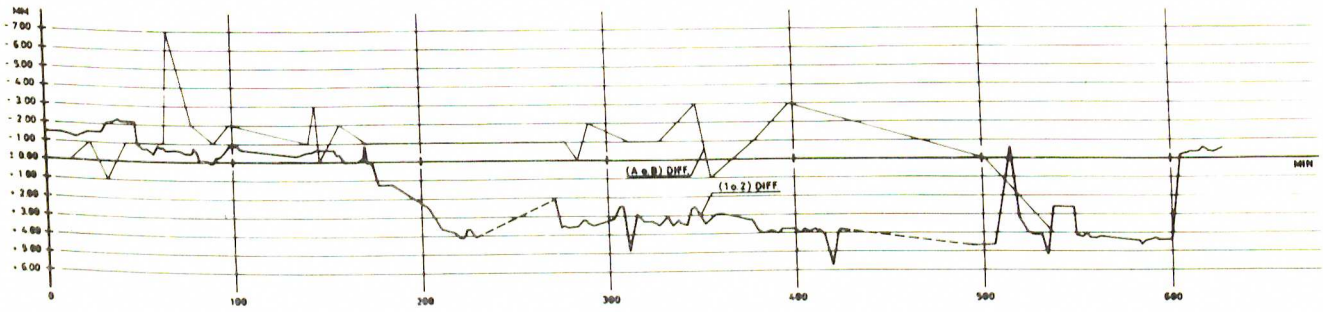


PÅLE NR (6), SPØ 33 = 855 CM², L=65,3 M

RITNING 29. Belastning - rörelse, korttidslast påle nr 6.

DRAWING 29. Load - displacement, short-time test, pile 6.





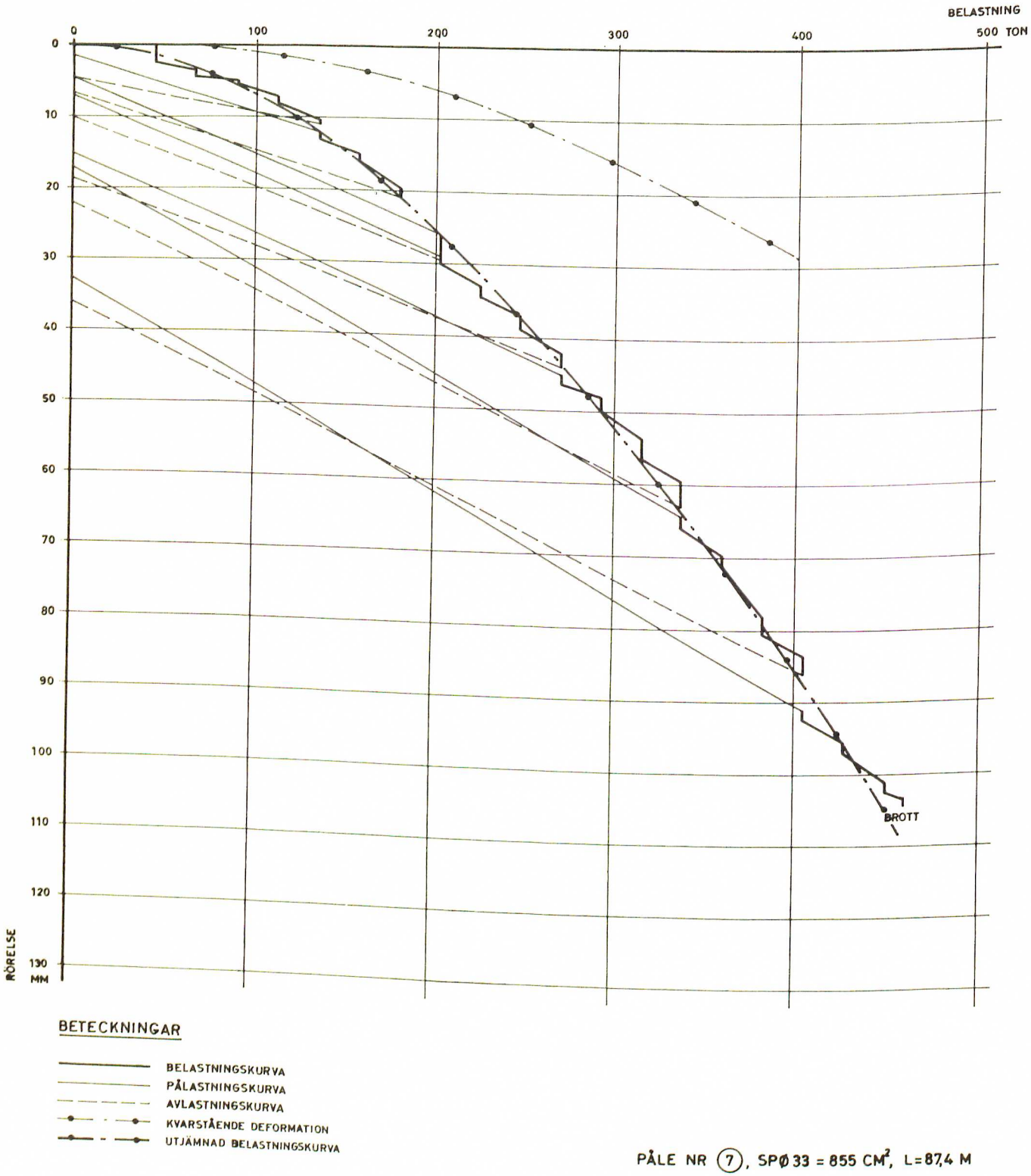
ALLMÄNNA DATA

GJUTNING	12. 2. 66
SLAGNING	19-20. 3. 66
PROVTRYCKNING	
KORTTID	15. 4. 66

PÅLE NR (7), SPØ 33 = 855 CM^2, L=87,4 M

RITNING 30. Belastning - rörelse - tid, korttidslast, primärresultat påle nr 7.

DRAWING 30. Load - displacement - time, short-time test. Primary result, pile 7.



RITNING 31. Belastning - rörelse, korttidslast påle nr 7.

DRAWING 31. Load - displacement, short-time test, pile 7.

7.4 Jämförelse mellan några pålars deformationer vid toppen

På ritning 32 finns samtliga utjämnade belastningskurvor inritade, ur vilka följande jämförelser har gjorts:

Ritning 33 visar en jämförelse mellan två pålar av samma fabrikat, men med olika längd. Av dessa kurvor framgår att deformationerna är praktiskt taget proportionella mot resp. pållängd.

Ritning 34 visar förhållandet mellan deformationerna för pålar av samma längd, men med olika areor. Deformationerna är praktiskt taget proportionella mot arean.

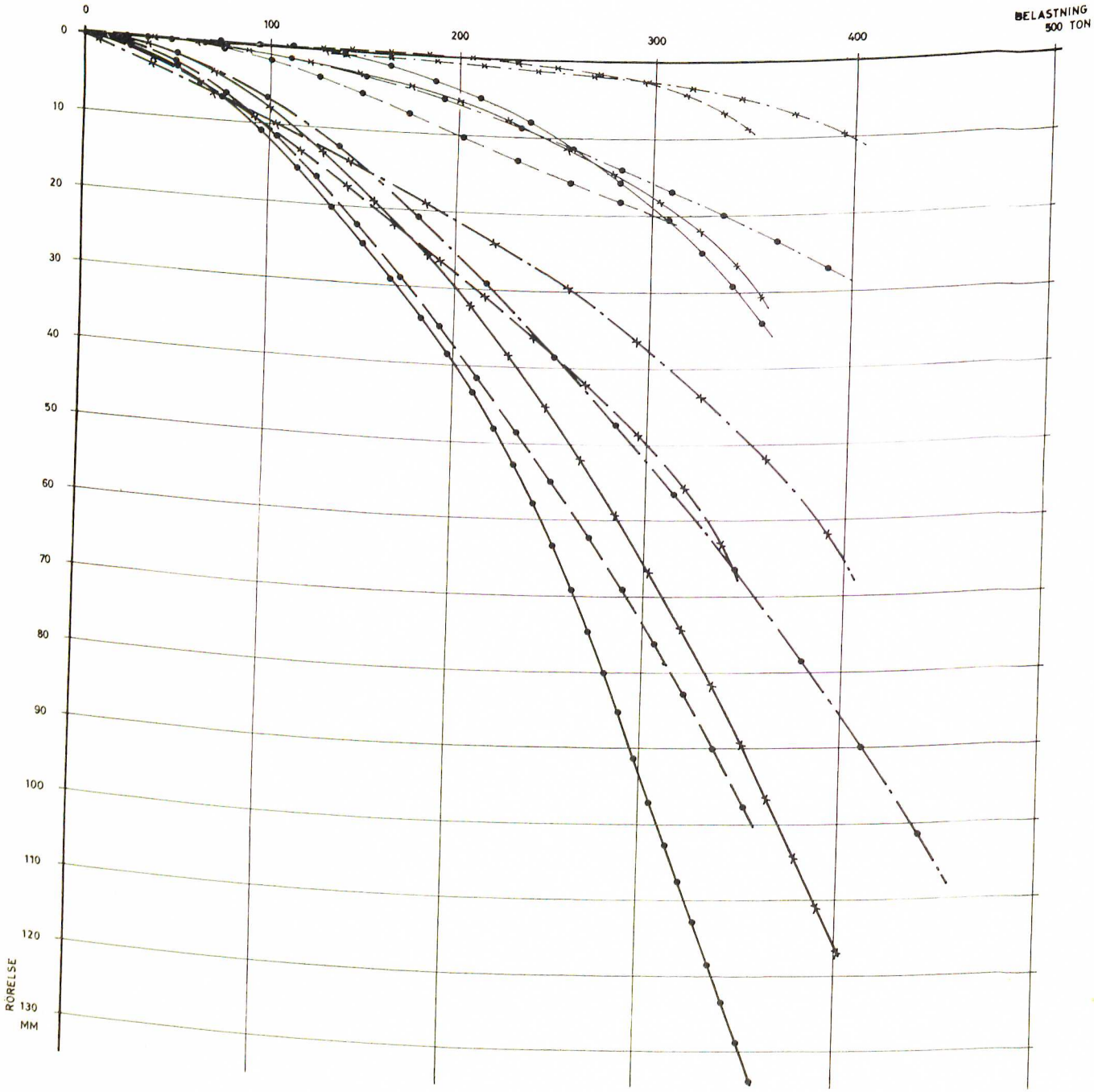
Dessutom visar ritning 34 att de kvarstående deformationerna är praktiskt taget noll upp till den last som pålarna varit långtidsbelastade för.

7.5 Pålspetsens last och rörelser

Ritning 35 visar olika samband vid pålspetsens last och rörelse med all reservation för vad tidigare framhållits som gäller osäkerheten i tolkningen av resultaten.

Om den registrerade rörelsen vid spetsen, från och med den punkt när last vid spetsen samtidigt har kunnat mätas, avsätts som funktion av "spetslasten", erhålls vissa intressanta samband. För de direkt korttidsbelastade pålarna ökar lasten snabbare än rörelsen, vilket tyder på att stoppslagningen varit effektiv. För de långtidsbelastade pålarna förefaller konsekvensen vara den motsatta. Man bör emellertid hålla i minnet att dessa pålar redan tidigare sannolikt har en spetslast magasinerad. Efter långtidsbelastningen togs anordningen för mätning av spetsrörelser bort för inklinometermätning och nedfördes därefter igen. Det som alltså registrerats är en ökning av en sannolikt magasinerad spetslast, som naturligtvis inte är jämförbar med den spetslast som registrerats för de direkt korttidsbelastade pålarna.

Detta förhållande understryker återigen vikten av att en mätutrustning för direkt mätning av spetskraften konstrueras.



BETECKNINGAR

PÅLAR VID PROVPLATS POSTGATAN
LÄNGD: 81,9 — 87,4 M

PÅLAR VID PROVPLATS KRONHUSGATAN
LÄNGD: 65,3 —— 66,6 M

PÅLAR ———— NA 600 = 600 CM²

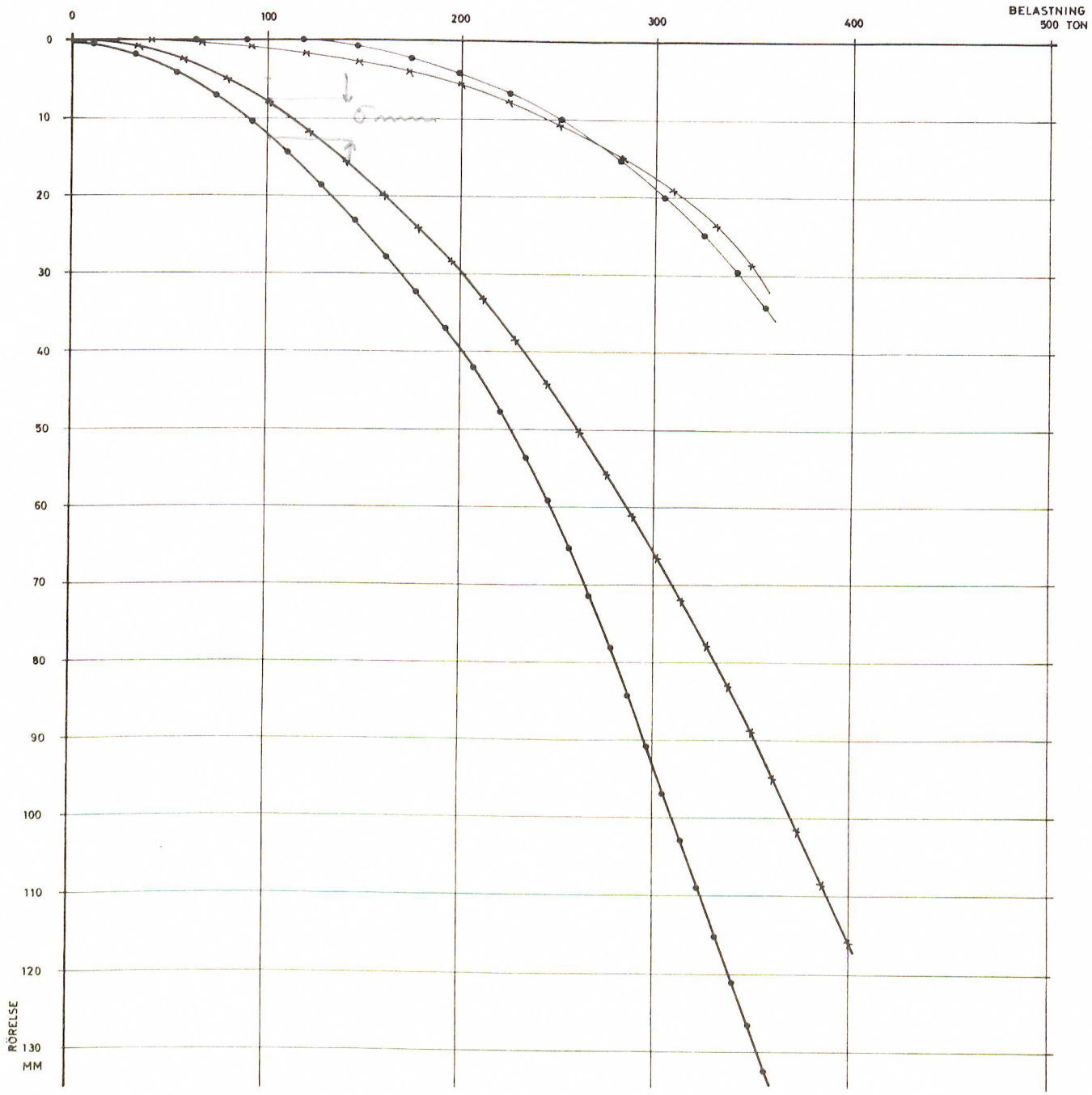
PÅLAR —— ——— — SCG 25x25 = 625 CM²

PÅLAR —— - —— SP Ø 33 = 855 CM²

TUNNA LINJER = KVARSTÅENDE DEFORMATIONER
TJOCKA LINJER = UTJÄMNAD BELASTNINGSKURVA

RITNING 32. Belastning - rörelse, korttidslast, sammanfattning.

DRAWING 32. Load - displacement, short-time test. Summary.



BETECKNINGAR

PÅLE NR 1, NA 600 = 600 CM². L = 81.9 M

PÅLE NR 5, NA 600 = 600 CM². L = 65.7 M

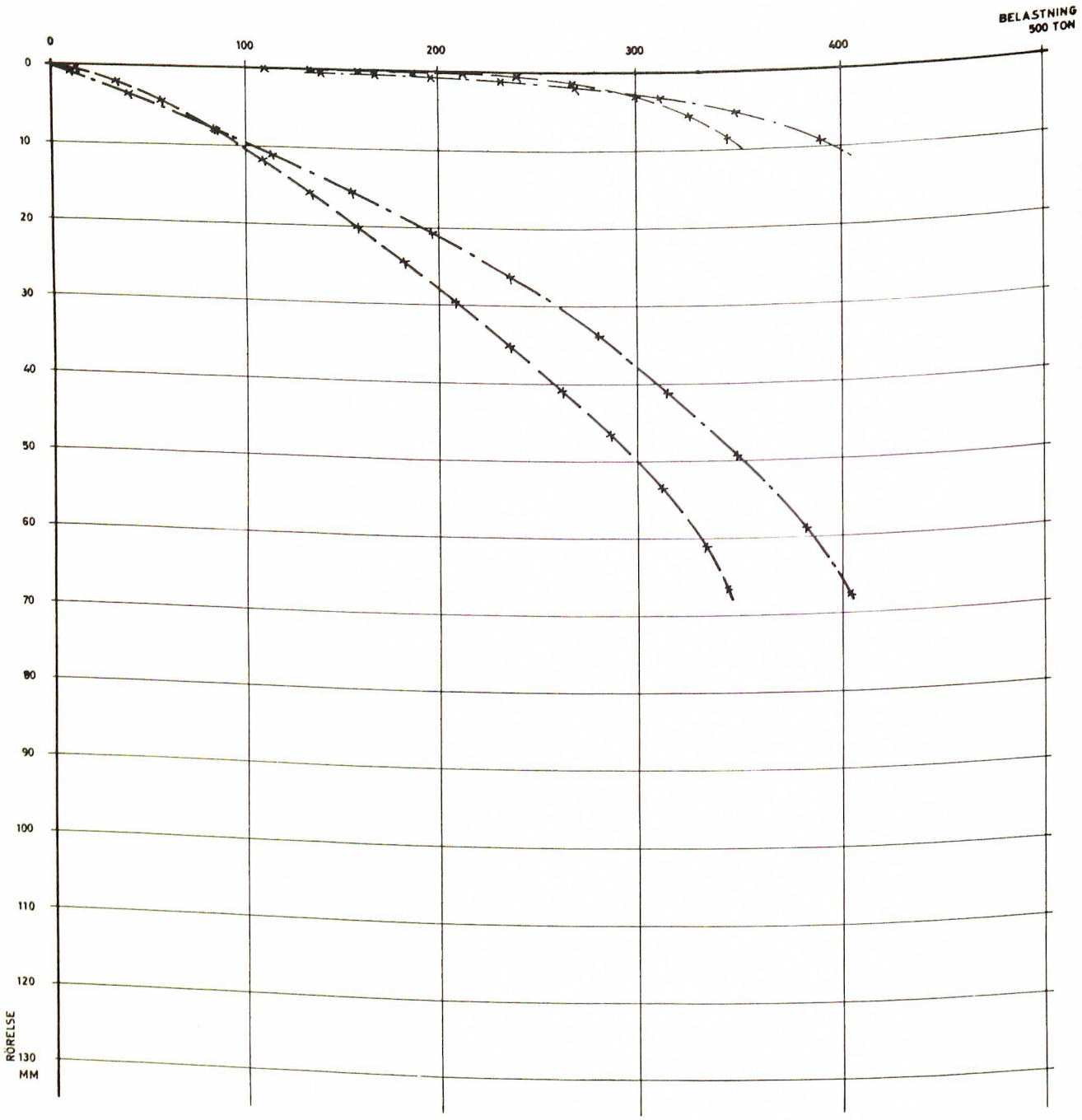
KVARSTÅENDE DEFORMATIONER

ANMÄRKNING

PÅLARNA ÄR AV SAMMA FABRIKAT MEN AV OLIKA LÄNGD.

RITNING 33. Belastning - rörelse, korttidslast, jämförelse mellan påle 1 och 5.

DRAWING 33. Load - displacement, short-time test. Comparison between piles 1 and 5.



BETECKNINGAR

PÅLE NR 4, SCG 25 x 25 = 625 CM²

PÅLE NR 6, SP Ø 33 = 855 CM²

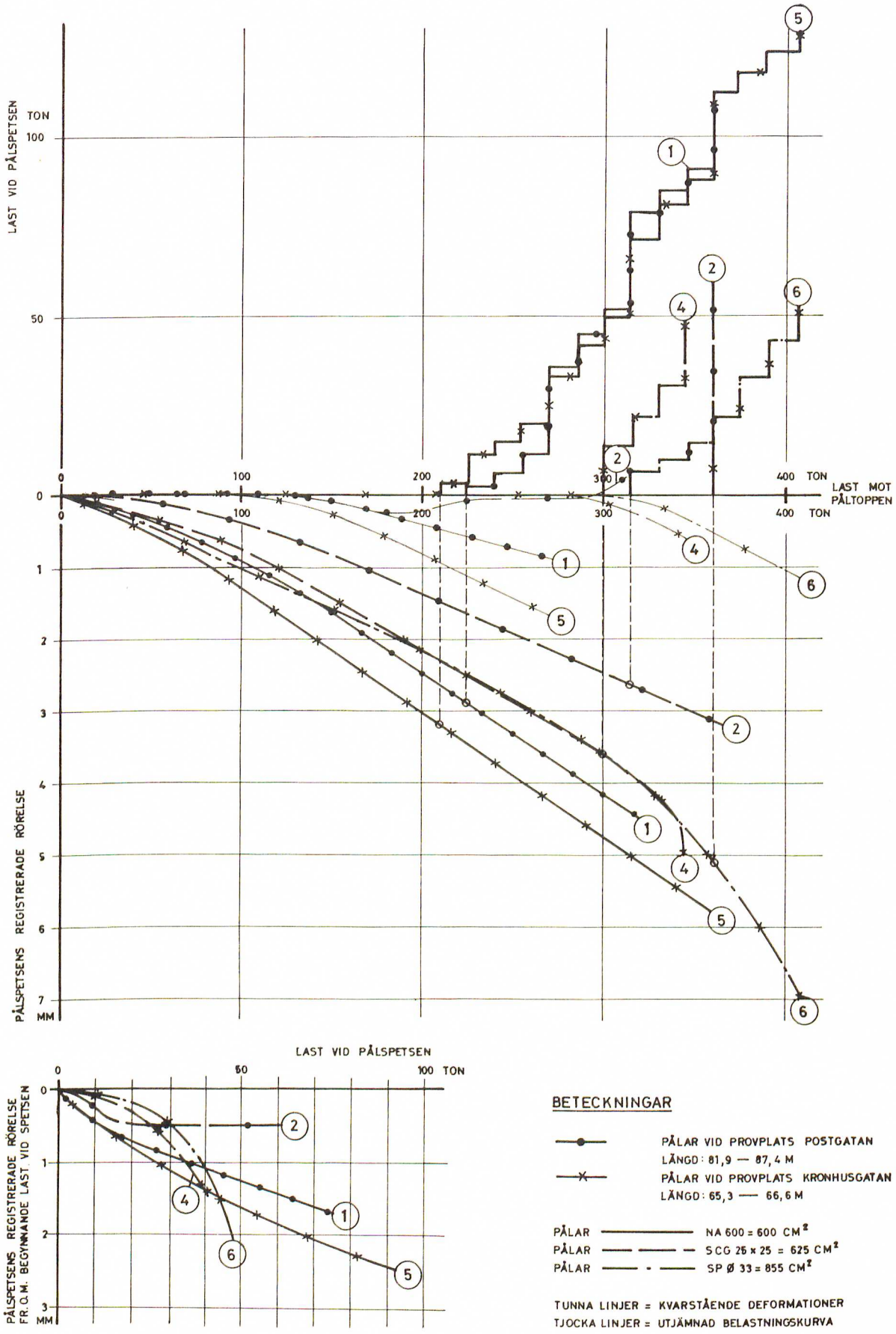
KVARSTÅENDE DEFORMATIONER

ANMÄRKNING

PÅLARNA HAR TIDIGARE LÅNGTIDSBELASTATS MED 200 TON.

RITNING 34. Belastning - rörelse, korttidslast, jämförelse mellan påle 4 och 6.

DRAWING 34. Load- displacement, short-time test. Comparison between piles 4 and 6.

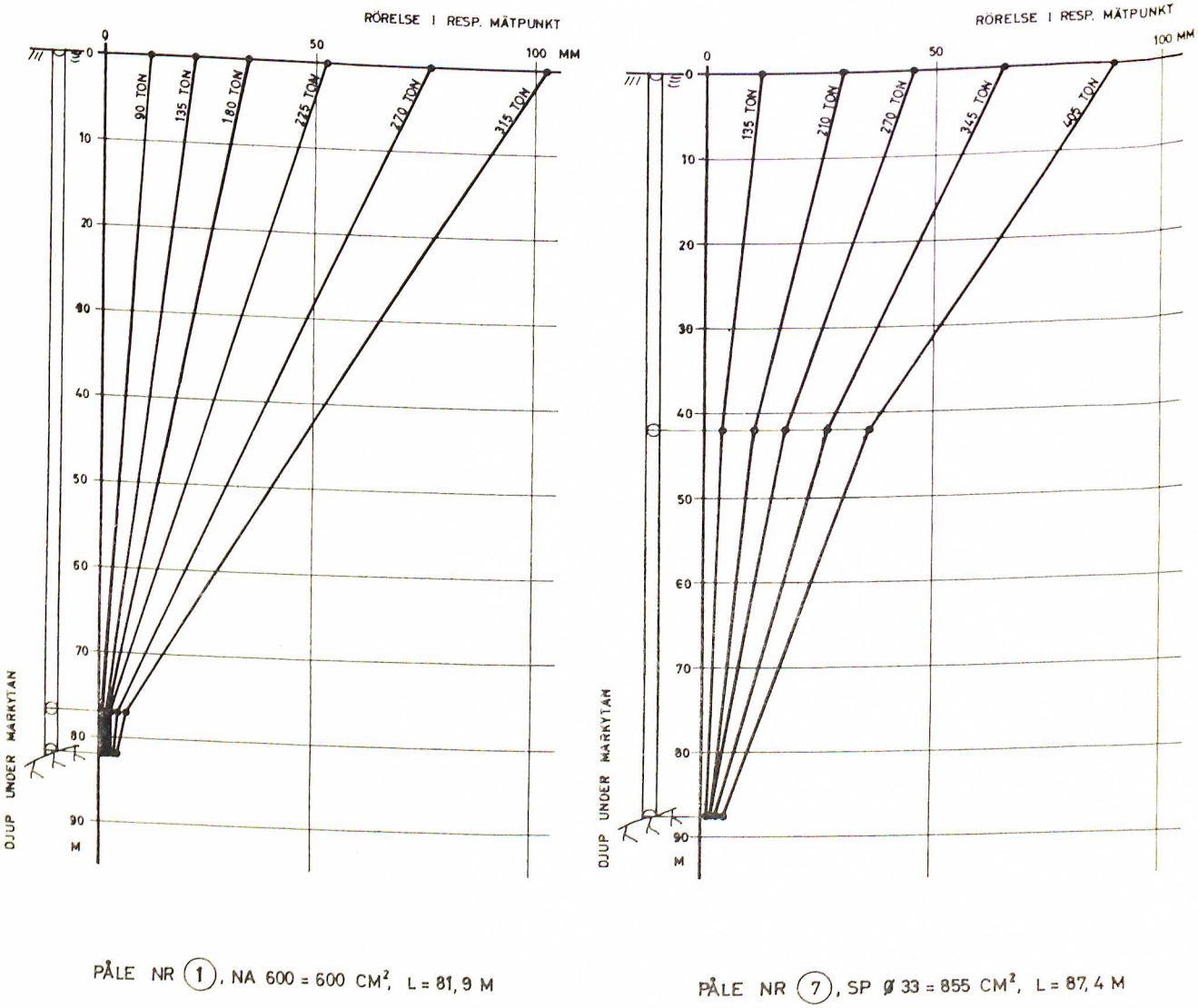


RITNING 35. Belastning mot påltoppen - last vid pålspetsen - pålspetsens rörelse, korttidslast, sammanfattning.

DRAWING 35. Load at top of pile - load at pile point - movement of pile point, short-time test. Summary.

7.6 Rörelser och last på olika djup vid varierande belastning
Beräkning av E-moduler

För påle 7 sattes friktionskopplingen på 42 m djup, dvs. på ungefär halva pållängden, medan det inre 3/8" - röret nedfördes såsom tidigare till spetsen. Avsikten var att man därigenom skulle erhålla variationen av pålens rörelser i djupled. Som framgår av ritning nr 36, avtar rörelserna mot djupet, dock ej linjärt, ty detta skulle ha inneburit att lasten på tvärsnittet hade varit konstant, vilket är orimligt. Om linjär lastfördelning mot djupet antages, bör rörelsevariationen vara parabelformad. Mätningarna motsäger inte detta. Däremot finns det inte någon möjlighet att beräkna den verkliga lastfördelningen.



PÅLE NR (1), NA 600 = 600 CM², L = 81,9 M

PÅLE NR (7), SP Ø 33 = 855 CM², L = 87,4 M

RITNING 36. Rörelse på olika djup vid varierande belastning påle 1 och 7.

DRAWING 36. Displacement at different depths at varying loads. Piles 1 and 7.

I nedanstående uppställning redovisas emellertid resultatet av ett försök till en beräkning som kan anses vara relativt rimlig med hänsyn till övriga redovisade provbelastningsresultat:

Last på påltoppen, Mp	135	210	270	345	405
Last vid 42 m djup, Mp	70	160	225	275	295
Last vid 87 m djup (= vid pålspetsen), Mp	0	0	50	75	80
Beräknad E-modul·10^3 kp/cm^2	625	475	450	400	320

Antaganden:

1. Lasten är rätlinjigt fördelad mellan mätpunkterna
2. Lasten vid spetsen är noll upp till ungefär 200 Mp last vid påltoppen
3. För varje påltoppsbelastning har en konstant E-modul antagits gälla längs hela pålen
4. Medellasten P_{med} mellan mätpunkterna har beräknats ur
   $P_{med} = E \cdot A \cdot \Delta\delta/l$
   där E = E-modulen
   A = tvärsnittsarean
   $\Delta\delta$ = skillnaden i rörelse δ mellan två mätpunkter
   l = avståndet mellan mätpunkterna
5. E-modulerna över 200 Mp last vid påltoppen har valts så, att belastningen på pålspetsen ungefär stämmer överens med övriga provbelastningsresultat.

Av tabellen framgår att den beräknade E-modulen synes avtaga med ökande belastning. Detta skulle möjligen kunna förklaras av att ju högre lasterna blir, dess mera närmar man sig betongens E-modul, och att man alltså i början har en kombination av denna och lerans skjuvmodul, som beräkningsmässigt ger de erhållna resultaten.

Det är alltså nödvändigt att man, förutom mätning i flera punkter av den verkliga kraften i tvärsnittet med hjälp av den tidigare efterlysta mätanordningen, även mäter deformationerna i motsvarande punkter på ett tillförlitligt sätt. Det är också synnerligen önskvärt, att de studier som pågår på SGI om lerans skjuvdeformationer som en funktion av skjuvspänningen intensifieras.

På ritning nr 36 har även rörelserna från påle 1 inlagts som jämförelse. Det bör observeras att mätvärdena på olika djup har sammanbundits med räta linjer. Detta innebär inte, som tidigare framhållits, att rörelsevariationen är rätlinjig ty detta är orimligt och stämmer inte heller överens med den mer verkliga variation som det högra diagram för påle 7 visar.

8. *Sammanfattning och erfarenheter*

De erhållna resultaten visar

att brottlasten per ytenhet är mycket stor och jämn,

att brottet alltid inträffat mellan 2 - 4 meter under markytan,

att knäckningsrisk ej föreligger även för en starkt krökt påle,

att laster avsevärt högre än vad den s.k. "pelarformeln" medger bör kunna tillåtas,

att de laster som nedföres till spetsen vid korttidsbelastning är mycket små upp till 200 Mp påltoppsbelastning, men därefter kan bli betydande (jämför även de krafter av storleksordningen 200 Mp som själva slagningen enligt stötvågsmätningar åstadkommer),

att de elastiska rörelserna synes vara direkt proportionella mot längden även för så stora längder som 80 m,

att de elastiska rörelserna synes vara direkt proportionella mot pålarean,

att någon ändring av krökningsradierna inte erhållits, trots att dels så små radier som 80 m förekommit och korttidsbelastats med 200 Mp, dels att pålar med 250 m krökningsradier långtidsbelastats i 6 månader med 200 Mp,

att således kravet på minsta krökningsradie bör kunna mildras avsevärt,

att inklinometern typ SGI ger mycket tillförlitliga resultat,

att mothållens rörelser visar att full kohesion råder mellan spontens raka projektion och den omgivande leran eller motsvarande 70 % av den totala spontarean och leran,

att vid långtidsbelastning rörelserna följer en potensfunktion,

att långtidsrörelserna synes bero på tvärsnittets form,

att lasterna vid pålspetsen sannolikt magasineras vid avlastning och ökar vid förnyad pålastning för laster vid påltoppen på 200 Mp och mera,

att någon effekt av negativ mantelkohesion inte kunnat påvisas,

att den kombinerade effekten av pålens E-modul och den omgivande lerans skjuvmodul varierar med den påförda lasten och

att frågan om en stödpåles bärighet och tillåten last bör studeras från nya utgångspunkter och utan att jämförelser absolut måste göras med exv. en platsgjuten pelare.

Erfarenheterna från själva provbelastningen och bearbetningen av resultaten visar

att anordningen i stort sett fungerat tillfredsställande, men

att mätklockorna har för liten slaglängd (minst 250 mm vore önskvärt),

att mätklockornas noggrannhet är onödigt stor (1/10-dels mm torde vara tillräckligt),

att mätklockor av gängse typ är föga fältmässiga, bl.a. rostar de lätt under en långtidsbelastning,

att en automatisk registrering med hjälp av skrivare skulle underlätta och avsevärt förbilliga provbelastningen och bearbetningen samt

att således ett annat mätsystem troligen skulle vara den bästa lösningen.

D Tillåtna pållaster och Pålningsföreskrifter för Östra Nordstaden, Göteborg

Göteborgs stads byggnadsnämnd

De närmaste villkoren för en tillåten högsta belastning av 90 Mp på de aktuella betongpålarna i Östra Nordstaden sammanfattas av tre beslut i Göteborgs stads byggnadsnämnd:

1. Beslut av den 28.6 1966 (D:1) enligt de förutsättningar som angivits i utlåtande av den 23.6.1966 från stadsbyggnadskontorets byggnadsavdelning (förste ingenjör Lorentz Wahman)
2. Beslut av den 6.9 1966 (D:2) enligt de förutsättningar som angivits i skrivelse av den 6.9 1966 från dito stadsbyggnadskontoret
3. Beslut av den 23.5 1967 (D:3) enligt i skrivelse av den 12.4.1967 från dito stadsbyggnadskontoret föreslagna pålningsföreskrifter att tillämpas jämte de provisoriska normerna av 1964 för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong.

Besluten, i form av en skrivelse (D:1) och två protokollsutdrag (D:2 och D:3), jämte byggnadsavdelningens tillhörande skrivelser bilägges denna sammanfattning.

D:1

BYGGNADSNÄMNDEN
GÖTEBORG

28.6.1966

Östra Nordstaden AB & Co Kommanditbolag
Postgatan 43

GÖTEBORG C

I skrivelse den 24 maj 1966 till byggnadsnämnden har bolaget hemställt om nämndens uttalande beträffande den principiella inställningen till tillåtna pållaster inom Östra Nordstaden.

I ärendet har stadsbyggnadskontorets byggnadsavdelning avgivit ett denna dag daterat utlåtande.

Med översändande av utlåtandet får byggnadsnämnden meddela att nämnden beslutat medgiva en tillåten högsta belastning av 90 ton på i utlåtandet omnämnda betongpålar i Östra Nordstaden samt under de förutsättningar son angivits däri.

På byggnadsnämndens vägnar

Olle Jansson

Hans Holm

23.6.1966

Tillhör D:1

Byggnadsnämnden

GÖTEBORG

Östra Nordstaden. Tillåtna pållaster

Östra Nordstaden AB & Co Kommanditbolag har i en skrivelse av den 24 maj 1966 anhållit om, att byggnadsnämnden i Göteborg uttalar sin principiella inställning till ett medgivande av en tillåten pållast av minst 90 ton, gällande för normalt belastningsfall inom Östra Nordstaden, på samtliga hittills provbelastade páltyper, under förutsättning att ifrågavarande pålar tillverkas och slås på i huvudsak samma sätt som skett för hittills redovisad provpålning.

Byggnadsnämnden i Göteborg antog i mars 1960 normer avseende belastning på slakarmerade betongpålar med en högsta tillåten last av 60 ton per påle. Dessa normer kompletterades i mars 1964 till att även omfatta förespända pålar dimensionerade med iakttagande av Stockholms byggnadsnämnd i december 1960 antagna provisoriska bestämmelser för beräkning av husbyggnadselement av spännbetong. Båda dessa typer av betongpålar har använts och användes i mycket stor omfattning inom Göteborg. På grund av pålarnas dimensionering, utförande och tillverkning samt den pålslagningsmetodik som användes har bortslagningsprocenten varit mycket låg. Det förtjänar i detta sammanhang även framhållas, att pålningstekniken under de senaste 10 åren varit synnerligen expansiv, vilket inneburit att många erfarenheter vunnits och att avsevärt förbättrade produkter kunnat framställas samtidigt som slagningsmetodiken utvecklats högst avsevärt. Av detta framgår metodens goda lämplighet.

Östra Nordstaden AB & Co Kommanditbolag har ej oväntat såsom ett alternativ till kohesionspålning och kompensationsgrundläggning nu framställt ovan nämnda begäran om principiellt lätande beträffande stödpålning med betongpålar med högre tillåten last än vad som hittills godtagits.

På ett tidigt stadium diskuterades grundläggningsmetodiken med underteoknad Wahman. Av de tre grundläggningssätt, som undersökts för berörda område, synes stödpålning vara den metod vilken ingenjörsbyrån vill tillstyrka. Kohesionspålning kan medföra stora markförskjutningar samtidigt som sättningsförloppet inom området kan variera. Grundläggning enligt kompensationsmetoden kan komma att medföra att oförutsedda förhållanden av mindre angenäm art inträder, vilket varit fallet för ett par objekt inom Göteborg där metoden kommit till utförande. Under dessa förhandlingar satte underteoknad som villkor, beträffande stödpålning, att innan överhuvudtaget en diskussion om ökad last kunde upptagas, på nu använda 60-tons standard pålar (Nya Asfalt 600 cm^2 med 6 ø 16 Ks60, Skånska Cementgjuteriets 625 cm^2 med 4 ø 19 Ks60 samt Svenska pålfabrikens 855 cm^2 med 7 st Seven-Wire prestressing strand area 3,6 cm^2. Alla pålar i betong K 500 samt med centrumhål speciellt för bedömning av provningen) borde dessa prövas i Östra Nordstaden genom provpålning dels som korttidsbelastade och dels som långtidsbelastade.

Kungliga Byggnadsstyrelsen, som på ett tidigt stadium blivit informerad beträffande såväl provpålning som den påtänkta ökade belastningen, har visat en positiv inställning och anser det icke omöjligt att förutsättningar bör finnas för att tillåta en högre last än 60 ton.

I skrivelse av den 24 maj 1966 till byggnadsnämnden lämnar Östra Nordstaden en redogörelse även beträffande reglering av vattenupptrycket under byggnadernas bottenplattor. Huruvida den härav åstadkomna minskningen av pålarnas belastning skall komma att utnyttjas framgår dock ej. Detta är ej heller av betydelse för ett ställningstagande till den begärda ökade tillåtna pållasten.

Av de provningar som hittills föreligger framgår, att korttidsbelastningen givit mycket goda resultat. Långtidsbelastningen har nu pågått i två månader och skall sammanlagt fortgå under sex månader. På grund av dessa resultat bedömer ingenjörsbyrån, att en tillåten last av upp till 90 ton per påle för normalt belastningsfall icke borde medföra någon farlig sänkning av säkerheten av byggnadernas grundläggning. Detta under förutsättning att långtidsbelastningens resultat från provpålning icke avviker från utförda korttidsbelastningar. Det förutsättes även att de synpunkter som Östra Nordstadens byggnadskonsulter anfört i en här bilagd skrivelse (av den 27 april 1966 vilken reviderats den 17 maj 1966) iakttagas.

Till ansökningshandlingen har närslutits ett utlåtande från professor Hjalmar Granholm. I detta utlåtande finnes icke något som talar mot ett godkännande av tillåten 90 tons belastning per påle. Utlåtandet avslutas med en pålbärighetsberäkning enligt Europeiska Betongkommitténs (Comité Européen de Béton) rekommendation. Resultatet härav synes innebära en last av 14 ton mer per påle än den belastning av 90 ton som tillstyrkes.

Då projektet omfattar en stor koncentrerad bebyggelse med pållängder mellan 40 och 100 meter och arbetsplatsen är sådan att kontrollen bör kunna bli effektiv synes förutsättningarna för ett medgivande av ökad belastning för en så beprövad metod som stödpålning vara goda.

Ingenjörsbyrån anhåller därför att byggnadsnämnden måtte medgiva en tillåten högsta belastning av 90 ton på angivna betongpålar i Östra Nordstaden under ovan angivna förutsättningar.

Lorentz Wahman
Förste ingenjör

D:2

BYGGNADSNÄMNDEN
Göteborg

UTDRAG AV PROTOKOLL
från sammanträde den
6.9.1966

Tillåtna pållaster i Östra Nordstaden § 779

Stadsarkitekten Paulson inlämnade en skrivelse så lydande:

"Byggnadsnämnden etc. Bil. 24

På tillstyrkan av presidieberedningen beslöt byggnadsnämnden att härom verkställa anteckning i protokollet.

Som ovan

Hans Holm

Östra Nordstaden AB & CO Kommanditbolag, Postgatan 43, Göteborg C

Avskrift.

§ 779. Bil. 24.

Tillhör D:2

Sida 1/2

STADSBYGGNADSKONTORET
BYGGNADSAVDELNINGEN
N. Hamngatan 14, Göteborg C, 031 - 17 54 00

6.9.1966

"Byggnadsnämnden

GÖTEBORG

Östra Nordstaden. Tillåtna pållaster.

Med anledning av att byggnadsnämnden vid sammanträde den 28 juni 1966 uttalat som sin principiella inställning beträffande Östra Nordstaden, att möjligheter finnes till ett medgivande av en tillåten pållast av 90 ton per påle gällande för normalt belastningsfall, för samtliga hittills provbelastade påltyper, under förutsättning att ifrågavarande pålar tillverkas och slås på i huvudsak samma sätt som skett för hittills redovisad provpålning, får ingenjörsbyrån anföra följande.

Med tanke på att krav kan komma att framföras även från andra håll att byggnadsnämnden måtte tillåta en last av 90 ton per påle bör framhållas att ovan redovisade inställning innebär ett uttalande enbart beträffande nämnda projekt och att detsamma bygger på de förutsättningar som gäller för detta, nämligen, dels den noggranna geotekniska undersökning som redovisas i bilagda utlåtande, dels att undergrunden med hänsyn till den hittillsvarande långvariga belastningen från byggnader och trafik kan bedömas vara åtminstone normalkonsoliderad samt att dessutom kraftöverföring mellan pålar och plintar, efter önskemål från Kungl. Byggnadstyrelsen, har specialstuderats och givit upphov till ett utförande enligt bifogat förslag utformat av de byggnadstekniska konsulterna för projektet ifråga.

Som ytterligare förutsättning för nämnda medgivande skall innan pålningsarbetet igångsättes en instruktion avseende omfattningen av kontrollarbetet jämte kontrollanters åliggande utarbetas samt godtagas av byggnadsnämnden.

Skulle för någon del av området avvikelse från nämnda förutsättningar föreligga måste nya ställningstaganden vad gäller tillåten pållast övervägas.

Utifall att önskemål framföres att för andra byggnadsobjekt erhålla tillstånd att utnyttja en tillåten last av 90 ton per påle bör framhållas att för sådana fall följande förutsättningar måste uppfyllas, nämligen, dels utförande och redovisning av noggranna geotekniska undersökningar, dels utförande av erforderliga provpålningar med åtföljande belastningsprov av såväl kort- som långtidskaratkär samt dessutom även en geoteknisk bedömning avseende huruvida en mer betydande markkonsolidering fortgår vilken skulle erfordra att den negativa mantelfriktionens

inverkan på pålarnas bärförmåga närmare skulle behöva beaktas. Självfallet måste även nämnda krav avseende kontrollarbetet uppfyllas.

Lorentz Wahman
Lorentz Wahman
Förste ingenjör "

D:3

BYGGNADSNÄMNDEN

Göteborg

UTDRAG AV PROTOKOLL
från sammanträde den
23.5.1967

Pålningsföreskrifter för Östra Nordstaden § 517

Byggnadsavdelningen ingav en skrivelse så lydande:

"Byggnadsnämnden etc. Bil. A

På tillstyrkan av presidieberedningen beslöt byggnadsnämnden:

att godkänna i skrivelsen föreslagna pålningsföreskrifter att - jämte av byggnadsnämnden den 17 mars 1964, § 300, antagna "Provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong" med därefter den 13 oktober, § 1018 och den 10 november, § 1117, samma år godkända tillägg - tillämpas för byggnationen inom Östra Nordstaden.

Som ovan

Hans Holm

Hans Holm

Ingenjör Wiekenberg, AB Östra Nordstaden

STADSBYGGNADSKONTORET
BYGGNADSAVDELNINGEN
N. Hamngatan 14, Göteborg C, 031-175400

Datum
12.4.1967

Tillhör D:3

Byggnadsnämnden

GÖTEBORG

BETRÄFFANDE PÅLNINGSFÖRESKRIFTER FÖR ÖSTRA NORDSTADEN

Med hänsyn till att högre pållaster kommer att tillåtas inom Östra Nordstaden än vad nuvarande provisoriska normer medger, får undertecknad föreslå att Byggnadsnämnden måtte besluta att, förutom föreskrifter i de nu gällande provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong, antagna av Göteborgs stads byggnadsnämnd den 17.3 1964 jämte tillägg godkända den 13.10 1964 och den 10.11 1964, även här föreslagna föreskrifter må för denna byggnation tillämpas.

1. Allmänna anvisningar

1.1 Páltyper och fabrikat
Endast följande páltyper och fabrikat, godkända enligt ovan nämnda normer, och med de förutsättningar använda provpålar betingade får förekomma, såvitt inte en kompletterande provbelastning av liknande omfattning som nu utförts och en bedömning av pålens och fabrikens standard och kvalitet genomföres:

AB Svenska Pålfabriken: 33 cm

AB Skånska Cementgjuteriet: 25 x 25 cm

Nya Asfalt AB: Hercules 600

1.2 Tillåtna belastningar

På ovan nämnda pålar tillåtes laster enligt nedan.

För normalt belastningsfall: 90 ton.

För exceptionellt belastningsfall: högre last enligt Kungl. Byggnadsstyrelsens Meddelande 1963:5.

För katastroffall såsom följderna av bombnedslag e.d.: kontroll att pålasten ej överstiger 200 ton för enskild påle.

1.3 Pålplattor

Pålplattorna dimensioneras enligt de anvisningar som meddelats av Östra Nordstadens statikergrupp. Plattorna skall även beräknas för en tillåten excentricitet av 10 cm på varje enskild påle. Beräkningen genomföres med ogynnsammast uppkommande excentricitet för varje påle inom gruppen.

1.4 Antal pålar inom pålgrupp

Ovan angivna tillåtna laster gäller för grupp omfattande minst 4 pålar. För mindre antal pålar reduceras lasten sålunda:

3 pålar	85 ton/påle
2 pålar	80 ton/påle
1 påle	75 ton/påle

2. Tillverkning

2.1 Skarvar

Skarvbeslagen monteras med stor noggrannhet. För varje påldel får maximal avvikelse från rät vinkel mot pålens längdaxel vara 1:150. Vid användning av centrumrör skall effektiv tätning mot lerinträngning i röret anbringas mellan varje skarvbeslag.

2.2 Fabrikskontroll

Kontroll utföres av Chalmers Provningsanstalt för samtliga fabrikat.

2.3 Centrumrör

Pålar försedda med centrumrör och i ett lämpligt antal meter skall finnas i lager för omgående leverans.
Rören skall utgöras av sömlösa stålrör med invändig diameter antingen 41 ± 1 mm eller 42 ± 1 mm. Pållev. får endast använda en rördiameter. Centrumlinjen får avvika max. 5 mm från pålens, utom vid skarvar, där max 1 mm tillåtes. Särskild omsorg skall nedläggas på att stabila centreringsanordningar användes, så att röret ej rubbas vid vibreringen. Rören får skarvas.
I fabriken skall varje centrumrör tolkas på hela sin längd, så att det kan användas för mätning med inklinometer.

3. Slagning och övriga arbeten på arbetsplatsen

3.1 Bestämning av pållängder

Se under punkt 3.4

3.2 Utsättning

Omedelbart före påles placering på markering skall utsättningen kontrolleras speciellt på att markeringen ej rubbats på grund av markförskjutning, orsakad av pålning i närheten av markeringen.

3.3 Excentricitet

Efter slagningen kontrolleras att avvikelsen från utsättningspunkten för enstaka påle är maximalt 10 cm. Skulle avvikelsen bli större skall konstruktören meddelas, som får avgöra om en kompletteringspåle måste slås.

3.4 Provpålar

Provpålar försedda med centrumrör enligt punkt 2.3 skall slås till ett antal som motsvarar minst en påle per ca 400 m^2. Läget för en provpåle avpassas så att den kommer i en pålgrupp och pålen bör senare ingå i konstruktionen. Centrumröret skall kapas försiktigt så att röret kan förlängas upp genom grundplattan för eventuellt framtida mätningar.

Provpålen både tjänstgör som en metod för bestämning av pållängder och medger inklinometermätning och därefter beräkning av uppmätta lerstämningsradier.

Om dessa radier underskrider de i punkt 3.5 medgivna eller om provpålen slås bort eller ej erhåller stoppslag, slås en eller flera nya provpålar enligt ingenjörsbyrån bestämmande.

3.5 Krökningsradier

Följande lägsta krökningsradier R_{10}, beräknade på 10 m korda, godkännes:

Mätpunkt under markytan i m	Godkända lägsta krökningsradie R_{10} i m
mindre än 10	400
10	400
20	300
30	200
mer än 30	200

Mellan dessa värden interpoleras rätlinjigt. Med mätpunkt avses mittpunkten på 10 m - kordan. Krökningsradierna bestämmes med hjälp av inklinometer och kan bl.a. beräknas på Industridatas program F 5459.

3.6 Hejare, mellanlägg, fallhöjder och stoppslagning

Hejarens vikt skall vara minst 3 ton.

Fallhöjder:	3 tons hejare	4 tons hejare
(Vid neddrivningen rekommenderas	50 - 80 cm	40 - 65 cm)
Vid stoppslagning	60 cm	40 cm
Max. sjunkning/50 slag	20 mm	18 mm

Nytt mellanlägg får icke insättas när stoppet beräknas inträffa inom 300 slag. Under neddrivningen skall mellanlägg av 2 x 3" furuträ - 6" användas.

3.7 Erforderlig tid mellan gjutning och slagning

Påle får ej slås tidigare än att kubhållfastheten uppnått minst 90 % av den avsedda.

3.8 Bortslagen påle

Bortslagen, d.v.s. ej stoppslagen, påle ersättes med ny.

4. Kontroll på arbetsplatsen

Det är synnerligen viktigt att kontrollen sköts omsorgsfullt och av kvalificerad person.

4.1 Kontrollant

En för pålningen speciellt avdelad kontrollant, som är av Byggnadsnämnden godkänd, skall ständigt vara närvarande vid pålningen, han bör till sitt förfogande ha väl meriterade medhjälpare.

Han skall kontrollera att ovan givna föreskrifter beträffande leverans och slagning följes och kontinuerligt föra av Byggnadsnämnden godkända protokoll och i den omfattning som föreskrives.

Han måste äga sådan kunskap och erfarenhet av såväl teoretisk som praktisk pålning att han kan aktivt bedöma uppkomna situationer och vidtaga erforderliga åtgärder.

4.2 Mätningar

Förutom kontroll av utsättning och excentricitet skall fallhöjden under pågående pålning då och då kontrolleras genom mätning (genom filmning eller annan metod). Endast visuell uppskattning är ej tillräcklig.

Dessutom skall provpålarna tolkas och vid behov inklinometermätas genom byggherrens försorg. Inklinometermätning bör utföras av sakkunnig person, och vid mätningar bör kontrollanten närvara. Sådana mätningar tar t.ex. ungefär en dag (eller natt) per påle att genomföra och kan i regel ej utföras under pågående pålningsarbete.

Lorentz Wahman

Lorentz Wahman
Förste ingenjör

E Synpunkter på grundläggning på pålar med förhöjda tillåtna påkänningar

(Avskrift)

Kungliga Byggnadsstyrelsen har i skrivelse till AB Flygfältsbyrån, daterad den 22.3.66, begärt en preliminär utredning angående utformning av pålgrupper, pålfundaments dimensionering m.m. i anledning av eventuellt förhöjda pålpåkänningar.

Östra Nordstaden har anmodat sina byggnadskonsulter för berörda byggnadsobjekt 3 till och med 7 att avge yttrande över KBS:s skrivelse. Som utgångspunkt för konsulternas bedömanden har angivits en förhöjning av pålarnas tillåtna belastningar från nuvarande 60 ton till dels a) 90 ton och dels b) 120 ton. Pålarna är av olika storleksordning med tvärsnittsareorna 600, 625 resp. 855 cm^2.

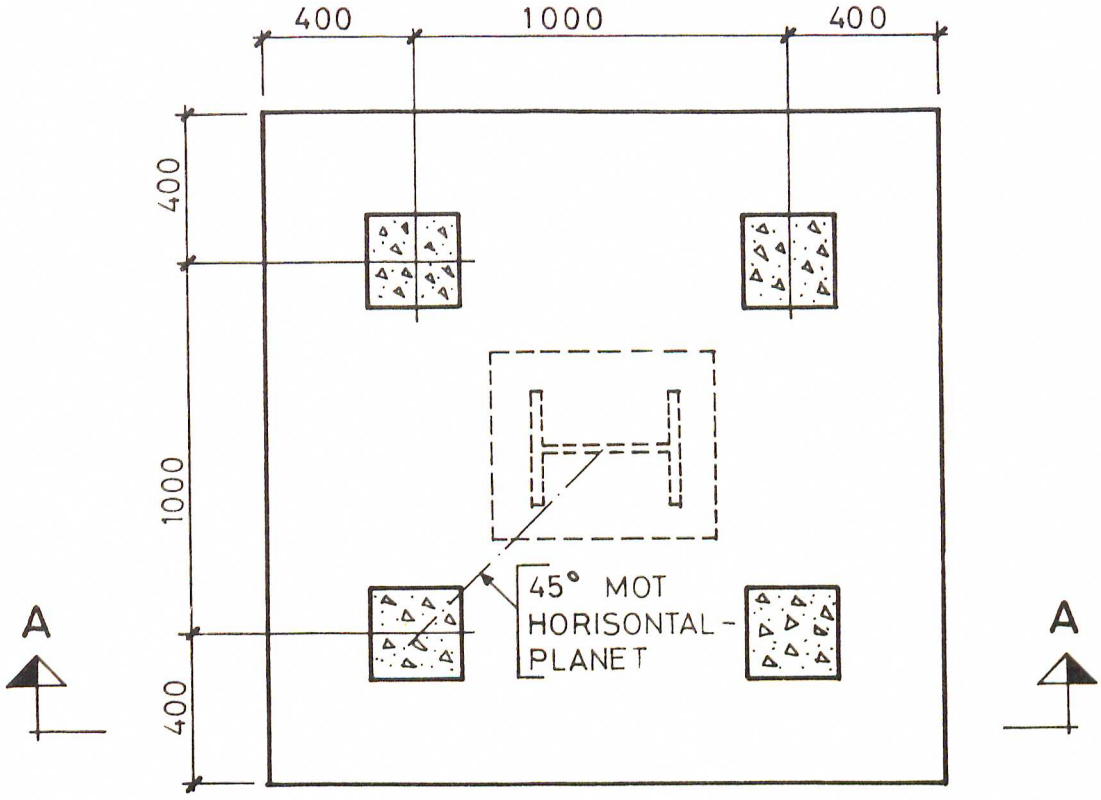
Byggnadskonsulterna har enats om följande uttalande:

1. Förhöjda pålpåkänningar bör i princip icke föranleda att avsteg görs från gällande bestämmelser, normer eller föreskrifter, utan dimensioneringsmetodiken för fundamenten bör vara densamma som tillämpas vid pålpåkänningar med av Byggnadsstyrelsen och Byggnadsnämnden godkänd storleksordning.

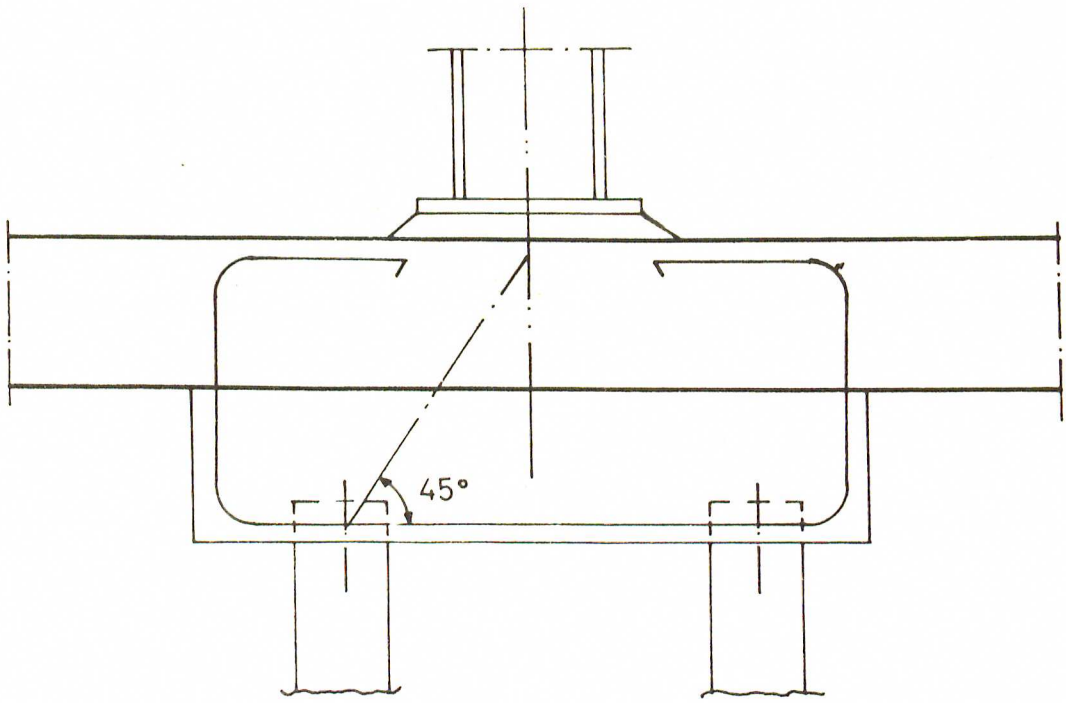
2. Pålar med lika tillåten belastning, men med olika areor får ej användas i samma pålgrupp.

3. Pålarna, oavsett area, slås i pålgrupperna med ett inbördes centrumavstånd av 1,0 m.
   De mätningar som är gjorda på slagna pålar visar att möjligheten att styra dessa under slagningsarbetet ej förelegat i den utsträckning som kan påkalla en ökning av pålavståndet. De yttre pålarna bör slås med utåtlutning ca 50:1.

4. Pålfundamentens utformning och dimensionering bör ske enligt gängse normer och praxis. För att erhålla likformighet inom det totala byggnadsprojektet Östra Nordstaden föreslås dock att fundamenten utformas enligt skiss 1 vilket innebär:
   Fundamenten betraktas som tryckkuber, där höjden är så avpassad att en krafttriangel bildas mellan ytterpålar och pelare med ca 45° basvinklar. Detta innebär att dragkraften i armeringen är lika med den tillåtna pållasten. Dragarmeringen skall noggrant förankras.



PLAN



SEKTION A-A

SKISS 1. Pålfundament.

SKETCH 1. Pile cap.

5. Pålfundamentens sprickvidder bör kontrolleras och beräknas enligt T-formeln i KVV:s brobyggnadsanvisningar. Storleksordningen av sprickvidder bör ej överstiga ca 0,3 mm.

6. Anliggningstrycket mellan påle och pålfundament skulle enligt gällande bestämmelser få följande tillåtna storleksordningar:

Betongkvalite K 300 i fundamentet ger
$\sigma_{\text{anl. till}} = 1{,}5 \times 95 = 142{,}5$ kg/cm^2 och kvaliten K 350 ger
$\sigma_{\text{anl. till}} = 1{,}5 \times 110 = 165$ kg/cm^2.

Pålarna ha följande anliggningstryck i kg/cm^2

Area cm^2	a) P = 90 ton	b) P = 120 ton
600	150	200
625	140	192
855	105	140

Anliggningstryck högre än vad bestämmelserna anger borde kunna accepteras om pålfundamenten ovan pålarna kontraktionsarmeras.

7. Pålarnas genomstansning beräknas på sedvanligt sätt under iakttagande av gällande bestämmelser och normer.

8. En påle vilken som helst skall kunna tänkas borttagen ur pålgruppen. De därvid ökade påkänningarna i övriga pålar och fundament får ej uppgå till brott.

AB Flygfältsbyrån
Jacobson o. Widmark AB
Västsvenska Byggkonsult
Tekn. dr Arne Johnson Ingenjörsbyrå

Göteborg den 17 maj 1966
/Bernt Gerde/

F Sammanfattning

Djupet till fast botten har beräknats till 49 - 102 m inom det ca 60 000 m^2 stora saneringsområdet Östra Nordstaden i centrum av Göteborg. Undergrunden består i huvudsak av normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad lera och de grundläggningssätt som övervägdes var:

kompensationsgrundläggning, kohesionspålning och stödpålning. Den förstnämnda metoden slopades för detta projekt av orsaker som redovisas i kapitel A.

En ekonomisk jämförelse för ett av byggnadsobjekten mellan kohesionspålar och stödpålar av betong respektive stålprofiler visade att stödpålar av betong med hittills i Göteborg tillåtna 60 Mp last inte är konkurrenskraftiga vid så stort djup; de ger emellertid tekniska fördelar och i syfte att skapa underlag för behövlig ökning av pållasten till minimum 90 Mp beslutades en provbelastning av långa stödpålar av betong K 500 på det blivande byggnadsområdet. Undersökningen, ledd av tekn. lic. Gunnar Hellström, redovisas i kapitel B och C.

Provningen avsåg tre pålfabrikat med respektive 600, 625 och 855 cm^2 area; de två förra slakarmerade, den senare spännarmerad. För 3 x 2 pålar belastade till brott (betongkrossning 2 - 4 m ned) med spontskärmar som mothåll, blev brottlasten 345 - 460 Mp. Två av pålarna utvaldes före brottbelastningen att på grund av liten krökningsradie långtidsbelastas med en konstant last om 200 Mp i sex månader.

Andra provserier har också utförts, bl.a. gällande hejarens anslagshastighet, stötvågor, deformationer, pållast vid spetsen och spontväggars rörelser.

De föreliggande resultaten visar bl.a.

att brottlasten per ytenhet är mycket stor och jämn utan knäckningsrisk även för en starkt krökt påle och att därmed avsevärt högre pållaster än vad den s.k. "pelarformeln" medger bör kunna tillåtas,

att de elastiska rörelserna synes vara direkt proportionella mot längden (även för så stora längder som 80 m) och mot pålarean samt

att någon ändring av krökningsradier inte erhållits för radier kring 250 m vid långtidsbelastning med 200 Mp i sex månader och att därmed tidigare tillämpade regler i fråga om minsta krökningsradie bör kunna avsevärt uppmjukas.

Göteborgs Stads Byggnadsnämnd medgav 28.6 1966 och 6.9 1966 för Östra Nordstaden en tillåten högsta pållast på 90 Mp för de tre aktuella pålfabrikaten; nämnden fastställde 23.5 1967 särskilda pålningsföreskrifter för företaget att gälla som tillägg till Stadens provisoriska normer för speciella stödpålar av betong av år 1964.

Litteratur

Hjalmar Granholm: Om bärförmågan hos armerade betongpålar slagna till fast botten.

Summary

The depth to bedrock of the 60,000 m^2 area designated for urban renewal at Östra Nordstaden in the centre of Gothenburg was estimated between 49 and 102 m. The subsoil consisted mainly of normally consolidated or slightly overconsolidated clays. The foundation methods considered for the site were: floating foundation, skin friction and point-bearing piles. The first of these method was, however, rejected for this project for reasons described in chapter A.

An economic comparison between concrete and steel piles showed for one of the building projects that point-bearing concrete piles with an allowable load of 60 Mp could not compete with other foundation methods at such depths; they do, however, offer certain technical advantages. In order to investigate if it is possible to raise the allowable pile load to at least 90 Mp, it was decided to test long end-bearing concrete piles (K 500) at the future building site. The investigation was supervised by Gunnar Hellström and a description of the investigation is found in chapters B and C.

The test was carried out on three makes of piles with a cross section of 600, 625 and 855 cm^2 respectively; the third pile type was pre-stressed. The failure load of the 3 x 2 piles loade to failure was 345 to 460 Mp. (The piles broke by crushing of th concrete at a distance of 2 to 4 m below the top of the pile.) The curvature of two piles loaded to 200 Mp for a period of six months was measured before the piles were loaded to failure.

The investigation also included measurement of striking velocit of pile hammer, deformation of pile, load at pile point, moveme of the sheet pile walls etc. Also stress wave measurements were made.

The test results show:

a) that the failure load is very large. There is no risk that a pile will buckle even if the pile is sharply bent. Therefore considerably larger pile loads than those permitted by "the co formula" can be allowed.

b) that the elastic displacements of the piles appear to be directly proportional to the length (even for lengths as large as 80 m) and to the area of the piles.

c) that there has been no change in curvature at the long time loading tests with 200 Mp load during a period of six months for radii about 200 m and that it should thus be possible to relax the rules governing piles with an initial curvature.

On June 28 and September 6, 1966, the Building Committee of the City of Gothenburg passed a resolution permitting a maximum pile load of 90 Mp for the three makes of piles tested in Östra Nordstaden; on June 5, 1967, the Committee approved special piling rules for the project in addition to the provisional City Code of 1964 for end-bearing concrete piles.

G Bilaga. Provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong

---

1. INLEDNING

11. Sammanfattning.

Föreliggande normer för pålar inom Göteborg avse pålar vid husbyggnadsarbeten, som falla under byggnadsnämndens prövning och som äro utformade och slagna enligt speciella föreskrifter. Där ej annat anges gäller de statliga föreskrifterna så som de framgå av anvisningar från Kungl. Byggnadsstyrelsen.

De speciella föreskrifterna bygga på att pålar slagna med särskilt stränga föreskrifter beträffande stoppslagningen (se avdelning 4) få kunna tillåtas bära relativt hög last.

Normerna innehålla därjämte föreskrifter om pålarnas utformning, som avse att med erforderlig sannolikhet säkerställa att pålarna kunna motstå denna stoppslagning och även sedan bära den höga pållasten i det färdiga byggnadsverket (se punkterna 311-313 och 32).

Sannolikheten för att pålarna skola kunna slås ned oskadda och därefter få gott och bestående fäste beror i hög grad av grundförhållandena. För normala slagningsförhållanden, och ännu mera accentuerat för svåra förhållanden, fordras mycket hög kvalitet på pålarna för att de skola kunna slås och bestå oskadade. För gynnsamma slagningsförhållanden behöver icke fullt så hög kvalitet fordras. Här äro de båda nämnda kvaliteterna betecknade med klass I avseende pålar för normala och svåra slagningsförhållanden samt klass II avseende pålar för gynnsamma slagningsförhållanden (se avdelning 2). Skillnaden i kvalitet anges i dessa normer huvudsakligen genom armeringen. Såsom närmare framgår av olika punkter i normerna kan normalt pålar för klass II användas även vid grundförhållanden motsvarande klass I, men då med reducerade laster (motsvarande pkt 3121 om villkoren i pkt 3222 och 3231 uppfyllas).

För att den avsedda höga lasten skall kunna tillåtas måste kontrollen av tillverkning och slagning vara särskilt noggrann (se punkter under 32 och avd. 4).

Korr. 4.11.63. Erfarenheterna inom Göteborg beträffande pålar, utformade och slagna enligt speciella föreskrifter och med förhöjd last, äro begränsade.

Här föreliggande normer få därför tills vidare tillämpas endast för pålar av Btg I K 500 och med en normalt högsta last av 60 t/påle. (Att betongkvaliteten sålunda tills vidare är begränsad till K 500 måste speciellt beaktas vid tkllämpandet av normerna, där ur formell synpunkt använts beteckningen σ_b.)

Dessa normer för specialpålar måste - i likhet med andra normer inom det tekniska området - undergå en kontinuerlig revidering i takt med teknikens utveckling och undersökningsmetodernas fulländning. Härvid måste särskilt beaktas att för närvarande pågår intensivt arbete med nya pålnormer inom Byggnadsstyrelsen genom en för ändamålet tillsatt kommitté, varjämte forskningsarbete om pålning bedrives av ett särskilt organ, IVA:s Pålkommitté. Resultat härifrån kan förväntas inom de närmaste åren och torde föranleda revidering också av här föreliggande specialnormer.

12. Generella pålningsnormer.

Generella pålningsnormer för husbyggnad framgå av de tekniska tillämpningsregler till byggnadsstadgan, som utarbetats av Kungl. Byggnadsstyrelsen och vilka för närvarande äro sammanförda i BABS 1960, samt de provisoriska anvisningar för stödpålar av betong K 500 som utgivits hösten 1963.

För vissa andra byggnadsverk tillämpas andra generella normer, såsom Kungl. väg- och vattenbyggnadsstyrelsens föreskrifter och anvisningar för brobyggnad (Bronormer) av 1961 med senare kompletteringar (exempelvis för speciella betongpålar blad 1045 av 1963).

2. SPECIALPÅLNINGENS INDELNING I KLASSER

Normalt utsättes en påle för stora påfrestningar under nedslagningen och detta kan bli avgörande för pålens dimensionering. Vid vissa gynnsamma förhållanden kan däremot slagningen vara lätt. Slagningssvårigheten och därmed påfrestningen på pålarna samt deras erforderliga styrka bestäms huvudsakligen av grundförhållandena, och pålarna indelas med hänsyn härtill i två klasser:

Klass I — Pålar utformade och slagna enligt speciella föreskrifter samt avsedda för normala och svåra slagningsförhållanden.

Klass II — Pålar utformade och slagna enligt speciella föreskrifter samt avsedda för gynnsamma slagningsförhållanden.

Gynnsamma slagningsförhållanden, vilka endast undantagsvis torde förekomma i Göteborg, anses här definierade av att pålen slås vertikalt, att dess längd är högst 15 m, att jordarten är homogen, vari innefattas att den är blockfri, och att bottnen utgöres av berg eller annat hårt lager med endast obetydlig lutning samt att pålen visar sig kunna drivas ned till klart för stoppslagning med ett slagarbete motsvarande högst 300 slag av en hejare med vikt motsvarande 20 m pållängd och med 40 cm slaghöjd.

3. SPECIALPÅLARNAS UTFORMNING

31. Tillåten pållast.

Den tillåtna pållasten får icke överstiga det lägsta värde, som erhålles enligt nedan angivna formler.

311. Pålens bärförmåga såsom centriskt belastad betongpelare P skall beräknas såsom

$$P = 0,15 \cdot \sigma_b \cdot A_b + 0,35 \sigma_a A_a + 0,35 \sigma_{af} A_{af} - 0,3 F$$

där

A_b = pålens tvärsnittsyta, A_a = icke förspänd armerings tvärsnittsyta

A_{af} = tvärsnittsyta av eventuell spännarmering

σ_b = den använda betongens kubhållfasthet vid 28 dygns ålder (K_{28}). För dessa normer förutsättes tills vidare $\sigma_b = 500$ kg/cm^2.

σ_a = den icke förspända armeringens stukgräns (0,2-gräns), varvid dock icke får utnyttjas högre värde än 4000 kg/cm^2 eller det lägre värde som kan bestämmas av $\sigma_a = (\varepsilon_{br} - \varepsilon_o) E_a$, vari betongens brottstukning ε_{br} antages vara 0,002 och eventuell initialstukning genom förspänningen anges av $\varepsilon_o = F/A_b E_b$, där E_a betecknar armeringens elasticitetsmodul och E_b betongens.

σ_{af} = minskning i spännarmeringens dragpåkänning, bestämd motsvarande det ovanstående ur $\sigma_{af} = (\varepsilon_{br} - \varepsilon_o) E_{af}$. (Om spänningen härvid skulle komma att övergå i tryck, får detta icke tillåtas gå upp längre än till spännarmeringens stukgräns).

F = storleken av eventuell i pålen införd spännkraft, varvid det värde användes, som kan beräknas gälla vid en månads ålder hos pålen.

312. Pålens bärförmåga med hänsyn till eventuell excentrisk belastning under nedslagningen och i bruksstadiet.

Se § 1018
13 okt 1964
(Bilaga 2)

3121. För klass I fordras att pålen skall tåla ett böjande moment $M_e = 0,15$ Pd räknat som normalt lastfall och vid dimensionering dels med och dels utan normalkraft P.

Häri betecknar

P = tillåten pållast

d = pålens tvärmått, varvid för rund påle användes diametern och för påle med annantvärsektion användes en ideell diameter enligt uttrycket $d_i^2 = \frac{4}{\pi} A$

Föreskriften skall för pålar med högst 15 m längd avse hela pålen. För längre pålar må föreskriften dock i blockfri jord kunna begränsas till att gälla endast det nedersta pålelementet, vilket skall ha minst 6 m längd. I detta fall må övriga pålelement kunna dimensioneras enligt Klass II nedan.

3122. För klass II minskas kraven till att pålen skall tåla $M_e = 0,1$ Pd, räknat som exceptionellt lastfall och vid deminsionering dels med och dels utan normalkraft P.

313. Pålens armering skall normalt kunna uppta en dragkraft, som uppgår till minst D = P vid armeringens sträckgräns (resp. 0,2-gräns). P betecknar tillåten pållast.

3131. Vid för pålslagning särskilt gynnsamma förhållanden, såsom homogen jord, liten erforderlig slaghöjd under neddrivningen och lämpligt utformad dyna, kan Byggnadsnämnden efter bedömning i varje enskilt fall medge användande av pålar dimensionerade för dragkraften D = = P/2.

314. Vid lutande pålar minskas de enligt ovan beräknade tillåtna pållasterna P till värdet P (1-1/n), såvida n är mindre än 5 i uttrycket n:1 för lutningen.

315. Vid pålar kortare än 5 m minskas de enligt ovan beräknade tillåtna pållasterna P till värdet PL/5, där L är pållängden i m.

316. Om pålarnas antal är a under en sammanhängande och stel pålplint justeras den tillåtna pållasten i gruppen till $P_a = (0,8 + 0,05 \cdot a)P$, dock högst till 1,15 P.

317. Erfarenheterna från slagpålar äro inom Göteborgsregionen i allmänhet begränsade till att avse pålar av måttlig storlek. Den tillåtna lasten begränsas därför tills vidare till högst 60 ton för pålar i grupper om 4 st, även om ovanstående formler skulle ge högre värden. Vid större pålgrupper höjes enligt pkt 316 ovan. Undantag härifrån må medgivas endast i den omfattning, som Byggnadsnämnden i varje särskilt fall prövar lämpligt.

318. Tillåten pållast beräknad enligt ovan förutsätter last i pålens längdaxel. Tillkommer speciell böjning eller vridning av pålen, fordras särskild analys av bärförmågan. Sådant lastfall kan uppkomma exempelvis om påles verkliga läge kommer att avvika från tillämnat läge.

Likaså förutsättes att pålen är stödd i sidled motsvarande stödet från göteborgslera med $\geq 0{,}7$ t/m^2 eller att särskild analys häröver visar tillfredställande förhållanden.

32. Framställning och kontroll.

321. Allmänna föreskrifter om framställning och kontroll

Vid tillverkning av betongpålar skall gälla Statens Betongkommittés "Normer för monteringsfärdiga byggnadselement av betong" och de Statliga Betongbestämmelsernas föreskrifter för framställning av betong klass I, provisoriska anvisningar för stödpålar av betong K 500 samt de ytterligare föreskrifter som anges i det följande. Vid utförande av pålar av spännbetong skall tillämpas de av Nordiska Betongförbundets Normkommitté den 24.9.62 godkända Rekommendationer rörande dimensionering och utförande av spännbetong, varjämte för tillverkningen i tillämpliga delar skall gälla Provisoriska bestämmelser för tillverkningskontroll av fabriksmässigt framställda, stångförspända byggnadselement av betong daterade den 15.12.59 och införda i Meddelande från Kontrollrådet för Byggnadselement av betong, mars 1961.

Kontroll av brottbelastningar och deformationer skall utföras på officiell provningsanstalt i den omfattning Byggnadsnämnden påfordrar.

322. Betong

3221. Tillverkningsplatsen för betong och påle skall vara skyddad mot inverkan av olämpligt väder, såsom kyla och nederbörd.

Formbädd skall byggas så, att pålens rakhet säkerställes.

3222. Pålarna skall utföras av Btg I K 500.

För pålar avsedda för klass I kompletteras fordringarna med följande föreskrift avseende böjdraghållfastheten: Vid provning av böjdraghållfastheten enligt de Statliga Betongbestämmelserna skall betongbalkarnas brotthållfasthet motsvara lägst $\sigma_{bd} = \frac{\sigma_b}{5 + 0{,}015\ \sigma_b}$ vid en formell beräkning under antagande av rätlinig spänningsfördelning. (Som σ_b användes här värdet K 28, alltså 500 kg/cm^2 eller det större värde, som erhållits för just den använda betongen.)

3223. Frigörandet av påle ur formen skall ske på sådant sätt, att påkänningarna i pålen - med speciell hänsyn tagen även till vidhäftningen i formen - icke medför fara för betongsprickor. Särskild försiktighet skall sedan iakttagas även vid flyttning av den färska pålen.

323. Armering

3231. Längsgående armering i påle skall för klass I utgöras av kamstål (hittills normerade kvaliteter Ks 40, Ks 50 och Ks 60) eller - beträffande förspänd armering - av den kvalitet Byggnadsnämnden godkänner.

För klass II kan härutöver godtagas slät armering, St 37 eller St 44.

3232. Skarvning av den längsgående armeringen tillåtes normalt ej för pålelement upp till 14 m längd.

För längre pålelement tillåtes att högst halva antalet stänger skarvas i samma snitt, övriga stänger minst 2 m därifrån. Stänger med skarvar skola placeras parvis symmetriskt kring tvärsnittets mittpunkt. Skarvningen får utföras genom att stängerna läggas om lott och lindas med ståltråd eller får utföras gängad eller svetsad med iakttagande för övrigt av bestämmelserna i de Statliga Betongbestämmelserna.

3233. För förspänd armering skall särskild vikt läggas vid kontroll av förankring och vidhäftning.

3234. Bygelarmering (eventuellt i form av spiral) skall på området inom 3 m från pålspetsen samt inom 1 m från varje pålelements ändar och 1 m vid varje snitt med skarvad armering vara av dimensionen minst 5 mm. Inom dessa områden skall byglarnas inbördes avstånd eller spiralens stigning vara konstant och får ej överstiga 10 cm.

Inom pålen i övrigt skall bygelarmeringen (spiralerna) uppfylla gällande föreskrifter avseende pelare.

Byglarnas inbördes avstånd eller spiralens stigning får därjämte ej understiga 2 ggr maximal stenstorlek.

Bygelarmering (spiralen) får icke fästas vid den längsgående armeringen genom svetsning utan skall vara najad.

3235. Armeringen skall vara så anordnad att tillfredsställande bearbetning av betongen vid gjutningen kan utföras. Härvid skall även beaktas, att armeringens fixering i rätt läge skall vara sådan, att förskjutning vid betongens bearbetning icke behöver befaras.

Se § 1018 13 okt 1964 (Bilaga 2)

324. Påles utformning med hänsyn till hantering

Såsom komplement till utformningsföreskrifterna enligt Normer för monteringsfärdiga byggnadselement av betong föreskrives att pålen skall dimensioneras, så att den kan uppta momentet $M_h = 0{,}08\ qI^2$ räknat som normalt lastfall, där q = pålens vikt per längdenhet och l = längden av påle respektive pålelement.

För att detta relativt låga värde på M_a skall få tillämpas, förutsättes att pålen vid hanteringen lyftes i en punkt ca 0,3 l från änden eller på annan metod, som säkerställer mindre påfrestning. Tillåtet område för lyftningen, 0,25 à 0,32 l, markeras med färg på pålen.

325. Skarvning

3251. Skarvning av påle utan nedsättning av tillåten last medges under förutsättning att skarvens brotthållfasthet (för tryck, böjning och dragning) enligt utförda prov är minst lika stor som föreskrives för den oskarvade pålen, samt att icke olämpligt stora deformationer kunna uppträda i skarven. Före provning skall det skarvade pålprovet,

stött mot fast underlag (berg el.dyl.) ha utstått 1000 hejarslag med 3 t hejare och 0.4 m fallhöjd.

3252. Skarven skall vara utförd med plana och mot pålens längdaxel vinkelräta ändytor. Skarvens konstruktion skall vara typgodkänd av Byggnadsnämnden.

326. Pålsko och pålring.

3261. Pålen skall vid tillverkningen förses med fastgjuten, av Byggnadsnämnden typgodkänd pålsko för bergdubb.

3262. Pålskalle utan skarvbeslag skall vid tillverkningen förses med cirkulär pålring med dimensionen minst 3 x 50 mm eller motsvarande anordning som kan godkännas av Byggnadsnämnden.

327. Inspektionshål.

För särskilt svåra slagningsförhållanden kan Byggnadsnämnden föreskriva att pålarna, klass I, skall förses med längsgående centriskt hål, som kan medge inspektion och uppmätning.

4. PÅLENS SLAGNING

40. För pålens slagning gäller anvisningarna i BABS med följande tillägg och ändringar.

41. Pålningsarbetet skall ledas av vid sådant arbete van arbetsledare och utföras under noggrann kontroll.

Före pålningsarbetets godkännande skall pålningskontrollanten ha meddelat Byggnadsnämnden fullständiga protokoll över slagningsarbetet. Härav skall framgå fullständiga uppgifter om pålen samt om pålkran hejare och dyna samt om eventuellt använd knekt. Använda slaghöjder med och motsvarande sjunkning skall anges åtminstone överslagsmässigt för hela neddrivningen. För stoppslagningen skall såväl slaghöjder och sjunkningar som återfjädring antecknas. I protokollet skall även anges uppgifter om efterknackning samt om pålarnas verkliga lägen i plan och deras avvägda plushöjder såväl före som efter ev. efterknackning.

42. Hejarvikten skall vara minst lika med sammanlagda vikten av påle, slagdyna och eventuell knekt och bör icke understiga 3 ton. Vid långa pålar kan hejarvikten få begränsas till att motsvara 20 m av pålens längd efter särskilt medgivande från Byggnadsnämnden i varje särskilt fall.

43. Under slagningen skall pålhuvudet skyddas av en slagdyna utformad så att energin överföres på lämpligast möjliga sätt.

44. Om under neddrivningen motståndet är litet kan slagarbetet under ifrågavarande del av neddrivningen behöva begränsas till en storlek avsevärt under arbetet per slag enligt stoppslagningsföreskrifterna pkt 4 nedan (eller mjukare dyna användas) för att icke dragsprickor skall uppstå i pålen.

45. Vid bergkänning minskas slaghöjden till dess att erforderlig slagning för gott fäste gjorts. Först härefter försökes stoppslagning.

46. Stoppslagning med uppmätning av den kvarstående sjunkningen skall omfatta 5 taljor om 10 slag och sjunkningen får härvid uppgå till högst 4 mm per talja. Närmast före stoppslagningen skall sjunkningen ha visat avtagande tendens och får under stoppslagningen icke öka.

Slagarbetet $Q \cdot h$ per slag skall normalt uppgå till minst 2P tcm, dock minst 100 tcm, vid normala förhållanden, vilka här definieras såsom 15 till 30 m långa pålar genom lös jordart ned till stopp mot berg eller annat hårt lager. Häri anger P tillåten last i ton och har med Q betecknats hejarvikten i ton och med h slaghöjden i cm. Hejaren förutsättes hängd i enkel part.

Vid avvikande förhållanden göras följande korrektioner:

a. Vid pålar kortare än 15 m minskas ovan angivet slagarbete genom multiplikation med faktorn $\sqrt{\frac{L}{15}}$, där L är pålens längd i meter, varvid dock lägre värde än 5 m icke får insättas.

b. Vid pålar längre än 30 m ökas det minsta slagarbetet genom multiplikation med faktorn $\sqrt{\frac{L}{15}}$, varvid ökningen dock normalt icke behöver förutsättas större än 20 %.

c. Vid pålar, som icke stannar inom 1 m slagning genom ett hårdare bottenlager, ökas slagarbetet genom multiplikation med faktorn (1 + g/L), där g anger hur många meter pålen gått genom det hårdare lagret av t.ex. grus eller pinnmo.

d. Om knekt erfordras, skall denna vara av stål, och slagarbetet ökas enligt Byggnadsnämndens anvisningar i varje särskilt fall.

47. Alla pålar skola efterknackas. Undantag härifrån må medgivas endast i den omfattning Byggnadsnämnden prövar lämpligt.

48. Vilket antal pålar, som skall slås för att ersätta eventuellt bortslagna pålar, skall bedömas i varje särskilt fall, varvid hänsyn tages till bortslagningsprocenten samt till pålplintarnas utformning och storlek.

KOMMENTARER

till vissa punkter i

PROVISORISKA

NORMER FÖR INOM GÖTEBORGS STAD SLAGNA

SPECIELLA STÖDPÅLAR AV BETONG

antagna av Göteborgs Stads Byggnadsnämnd den 17.3.1964.

11. Normerna gälla tills vidare endast för pålar av Btg I K 500. Utnyttjandet av sådan betong förutsätter medgivande från Kungl. Byggnadsstyrelsen enligt "Normer för monteringsfärdiga byggnadselement av betong", Kap 3:1.

Högre betongkvaliteter än K 400 får för element av standardtyp utnyttjas med högre spänningar än som anges för nämnda kvalitet i gällande betongbestämmelser efter medgivande av vederbörande statliga myndighet och under förutsättning att elementen tillverkas vid fabrik med god maskinell utrustning under särskild sakkunnig ledning och noggrann kontroll.

311. Pålens bärförmåga som betongelement bedömes i anslutning till betongbestämmelsernas föreskrifter för centriskt tryckta pelare genom addition av betongens och armeringens bärförmåga. Härtill är lagt en korrektion för eventuell förspänning

$$P = k_b \cdot \sigma_b \cdot A_b + k_a \cdot \sigma_a \cdot A_a + k_{af} \cdot \sigma_{af} \cdot A_{af} + k_f \cdot F.$$

I betongbestämmelserna är k_b och k_a bundna till pelarens knäcklängd. Försök och teoretiska utredningar pekar mot att man för en pelare stödd av lera icke skall behöva anta stödet från även relativt lös göteborgslera vara sämre än att knäcklasten blir större än vad som skulle vara fallet för en fri pelare med L/d = 20. Extrapolerat till Btg K 500 skulle detta motsvara koefficienterna $k_b = 0,15$ och $k_a = 0,35$.

En eventuell förspänning minskar betongens för en yttre tryckkraft återstående bärförmåga. Vid vanliga förspänningssystem har en genom armering införd spännkraft icke samma inverkan på pelarens knäckning som en yttre kraft, varför i koefficienten för spännkraftens inverkan icke ingår samma funktioner med hänsyn till knäckning som i övriga termer. Därjämte skall beaktas risken för att spännkraften kan komma att göras något större än vad som avsetts. Hänsyn skall också tagas till att kraften minskar med tiden på grund av betongens krympning och krypning. Här är valt $k_f = 0,3$. Spännkraftens minskning vid påförande av yttre last är beaktad genom termen med index af. Här är valt $k_{af} = 0,35$, alltså lika stor som ka.

Det antagna värdet på betongens brottstukning ε_{br} avser centrisk last och har förutsatts avsevärt lägre än värdet för böjbrottstukning. Som stukning ε_o av förspänning har använts det mot spännkraften F svarande värdet, och inverkan på spännkraften av den krympning och krypning som äger rum senare än en månad efter tillverk-

ningen har sålunda icke beaktats. Såsom värde på E_b användes i detta sammanhang 350.000 kg/cm^2, motsvarande att hänsyn ej tages till inverkan av krypning och krympning på brottdeformationen ε_{br}.

312. Pålen kan under slagningen komma att böjas mot ensidigt hårdare jord (sten). När pålspetsen möter fast botten kan man, åtminstone om bottnen utgöres av berg, icke vänta att motståndet skall vara centriskt mot pålen utan påldubbens kant möter berget först. Eventuellt glider dubben, så att pålen böjes. Vid pålning i närheten av förut slagna pålar - antingen vid det pågående bygget eller vid en senare pålning på ett grannområde - kan jordundanträngningen komma att böja de tidigare slagna pålarna. Böjande moment kommer sålunda att uppträda såväl i kombination med längskraft i pålen som utan att samtidig längskraft behöver finnas.

Ett exempel på sannolik storlek för åtminstone något av de aktuella momenten fås ur antagandet att en 30 cm påle med 60 mm dubb skulle träffa en bergyta med dubbens egg. Momentet skulle då bli 0,1 · Pd med någon reduktion för att kraften ej kan helt tas upp vid själva eggen. (Vid försök utförda vid Gubbero i Göteborg av Kommittén för Pålslagning och Pålbärighet ha utförliga mätningar visat att pålarna kan komma att stå med stark böjning även på de sträckor, där de slagits genom normal göteborgslera).

3121 och 3122. Tillåtna påkänningar för Btg K 500 finnas ej angivna i 1949 års Statliga Betongbestämmelser och finnas ej heller normerade för spännbetong. De tillåtna spänningarna skall här tills vidare väljas enligt böljande.

För vanlig betong tillämpas vad som anges i Kommentarer till 1960 års elementnormer, Statens betongkommittés publikation KB2-1961, sid. 13 - 16.

För spännbetong skall gälla de av Nordiska Betongförbundets Normkommitté den 24.9.62 godkända Rekommendationer rörande dimensionering och utförande av spännbetong (jfr tidskriften Nordisk Betong 1963:1), varjämte tillämpas föreskrifterna i "Förslag till provisoriska bestämmelser för beräkning av husbyggnadselement av spännbetong", utarbetade för Stockholms Stads Byggnadsnämnd och daterade 12 dec 1960 samt undertecknade Lars Östlund. Tillåtna betongpåkänningar äro i de senare angivna för Btg 550 och skola reduceras vid tillämpningen i här föreliggande normer, så att de överensstämma med vad som angives i nyssnämnda Meddelande, mars 1961 (alltså $\sigma_b = 145$ och $\sigma_{bd} = 38$ kg/cm^2).

Det nämnda provisoriska förslaget för spännbetong avser i första hand beräkning av balkar för böjande moment. Vid kontroll av pålen för böjande moment och samtidig normalkraft, alltså vid relativt liten excentricitet, skall här räknas med det σ - ε - diagram, som framgår av DIN 4227 pkt 12.23, d.v.s. en parabel upp till ε = 1,5 ‰ fortsatt med en rak horisontell linje fram till ε = = 2,0 ‰. Maximivärdet anges av $\sigma = \frac{2}{3} K_{28}$, alltså här σ = 333 kg/cm^2.

313. Teoretiska utredningar enligt stötvågsteorin visar, att dragkrafter kunna uppträda i pålen och att de kunna vara ungefär tredjedelen så stora som tryckvågen. Normal slagning för en tillåten pållast P motsvarar en ungefär tre gånger så stor tryckvåg. Dragvågen skulle alltså vara ev. likartad storlek som tillåten pållast. Beräkningsresultaten stöds åtminstone kvalitativt av töjningsmätningar vid utförda pålprovningar (jfr ovannämnda försök vid Gubbero).

Vid särskilt försiktig slagning, eventuellt med speciellt utformad hejare och dyna, kan dragvågen hållas lägre. Speciellt gäller detta om risk ej föreligger att pålen från hårdare lager kan komma ned i mjukare, och särskilt gynnsamma förhållanden kan man få vid relativt korta pålar.

315. Föreskriften om reduktion av tillåten last vid kort påle är i överensstämmelse med BABS.

316. Vid stort antal pålar blir ej spridningen av den enskilda pålens hållfasthet ned under medelvärdet av så avgörande betydelse.

3222. För utförligare föreskrifter om driftskontroll och provtagning hänvisas till Kgl. Byggnadsstyrelsens Meddelande 1963:5 Provisoriska anvisningar för stödpålar av betong K 500.

Fordran på brottvärdet σ_{bd} är här angiven högre än vad en rätlinig extrapolering till Btg 500 skulle ge för de enligt de Statliga Betongbestämmelserna angivna värdena för tillåtet σ_{bd}. Efter särskilt medgivande från Byggnadsnämnden må annan provningsmetod användas, exempelvis spräckprovet. Avsikten med att föreskriva hög böjdraghållfasthet är bl.a. att söka tillförsäkra pålen god slaghållfasthet och seghet. Med makadambetong torde tillfredställande värden härpå normalt kunna uppnås.

3234. Pålarnas armering - såväl längsgående som bygelarmering, eventuellt i form av spiral - skall även vara anordnad med hänsyn till att pålarna kan behöva ta upp ett visst vridande moment.

Om pålens sidoyta (intill spetsen) går emot en stenyta, som icke är parallell med sidoytan, uppstår vridning. Vridmomentet blir särskilt stors, om andra partier av pålen hållas vridfixerade av fastare lager. Vid exempelvis olämplig anordning av pålkranens gejdrar eller styrhylsa kan också motsvarande belastning inträffa.

Armeringen (bortsett från om den oarmerade betongen skulle kunna ta vridmomentet) kan härvid behöva kontrolleras för ett vridande moment, förslagsvis av storleksordningen

$$M_v = 0{,}01\ Pd\ (0{,}5 + s/d_{min})$$

där P betecknar tillåten pållast, d_{min} pålens minsta tvärmått och s längden av den raka kanten i påltvärsnittet.

324. Om särskilda anordningar vidtagas för att i erforderlig grad minska påfrestningarna i pålen vid hanteringen i fabriken, under transporten och vid hanteringen på arbetsplatsen kan Byggnadsnämnden, om den finner anordningarna tillfredsställande, efter anhållan medgiva lindring av föreskriften.

325. En provningsmetod och detaljutformning, som godkänts av Byggnadsnämnden framgår av det följande:

Deformationen vid ett prov enligt nedan får i en skarv ej vara större än att nedböjningen inom skarvområdet blir högst 20 % större än för den oskarvade pålen. Nedböjningen mätes vid den last som ger 0,75 M_{brott} i den oskarvade pålen. Provningen utföres därigenom att provstycket av pålen upplägges ledat på två stöd med avståndet 3,0 m och belastas med två lika stora punktlaster på avståndet 1,0 m och belastas med två lika stora punktlaster på avståndet 1,0 m från varandra. Jämförande prov göras med oskarvad påle, varvid för skarvad påle skarven placeras mitt emellan upplagen. I mätvärdena skall ingå eventuellt spelrum i skarven, varför provning göres i två motsatta riktningar.

Skarvens utformning skall vara sådan, att vinkeln mellan de båda skarvade pålelementens axlar ej kan bli större än 1:100.

Om svetsning avses att användas, skall det påvisas att materialet är svetsbart.

Vid utformningen av skarven måste hänsyn tas till rostrisker. Plåttjockleken får i intet fall understiga 3 mm.

326. En typ av pålsko som godkänts av Byggnadsnämnden framgår av följande:

> Pålsko skall ha sådan konstruktion att i densamma kan mekaniskt infästas bergdubb av visst härdat specialstål. Dubben, vars längd skall vara minst 150 mm och diameter minst 60 mm för påle med högst 30 cm diameter, skall ha konkav eggvass anliggningsyta samt vara försedd med kvalitetsmärkning. I pålskons konstruktion skall i övrigt ingå manschett med höjden minst = 0,4 d samt bottenplåt med tryckfördelande platta, vilken platta vid den angivna dimensionen på dubben skall ha en tjocklek av minst 22 mm, vartill kommer en överplåt av 3 mm, och ytan minst 0,5 ggr pålens tvärsnittsyta. Särskild hänsyn måste tas till risken för dubbens genomstansning av den tryckfördelande plattan och till pålskons förankring i pålen.

42. Det är i allmänhet eftersträvansvärt att hejarvikten hålles så hög som möjligt.

43. Slagdynans fjädrande och dämpande egenskaper begränsas, så att de under pålens stoppslagning icke överstiger vad som erhålles med en dyna bestående av 3 lag krysspikade 1" furuplank, som utsatts för minst 300 slag med ca 40 cm fallhöjd.

45. Lämplig slagning för bergfäste har ofta bedömts vara minst 300 slag med ca 20 cm slaghöjd.

46. Pålens bedömda bärförmåga har här gjorts direkt beroende av slagarbetet per slag med endast en viss korrektion för korta och för mycket stora längder. Av de vanliga pålformlerna fås annars vid de här aktuella små sjunkningarna snarast ett beroende proportionellt mot kvadratroten ur slagarbetet.

Utgångsekvationen för vanliga dynamiska pålformler $\alpha_1 \cdot Qh = P \cdot s + \Delta$ kan skrivas $P = \alpha \cdot \frac{Qh}{s+\beta e}$, där e i huvudsak representerar elastiska förluster. Om man här beaktar endast pålens sammantryckning men försummar markens, dynans, ev. knekts o.s.v. skulle man vid försumbart liten sjunkning få $P = \sqrt{\frac{\alpha}{\beta}} \cdot Qh \cdot EA/L$. Formler med sådana försummanden har visat sig ge goda värden. (Jfr exempelvis Sörensen och Hansen 1956, som för e använder värdet PL/EA med det värde på P infört som erhålles för s = 0 enligt ovan och $\beta = 1/2$.) Stötvågsteorin ger i stället att pålen utsatts för kraften $P = \mu \cdot A\sqrt{2hE \cdot \gamma} = \mu\sqrt{2WhEA/L}$ alltså en viss formell överensstämmelse (som ger ganska direkt överensstämmelse om hejarvikten Q är nära lika pålvikten W).

Enligt $P = prop \sqrt{Qh/L}$ skulle man ha ett ganska utpräglat beroende av pålens längd, medan i normförslaget endast viss hänsyn är tagen härtill. Avsikten är just att en kort påle skall slås relativt hårdare än en lång och detta eftersom den långa pålen har en extra säkerhet genom friktion eller kohesion utefter den långa mantelytan.

Normförslagets enkla föreskrift avser endast att ge en regel för när man är nere vid fast underlag. Någon detaljerad lösning av sambandet mellan dynamisk påkänning och statisk bärförmåga avses icke. Föreskriften $Qh \geq 2P$ ger exempelvis $P \leq Qh/2 = 3 \cdot 40/2 = 60$ t, d.v.s. en erforderlig slaghöjd av 40 cm för att man skall få en tillåten pållast P = 60 t vid 3 t hejare.

46 b. Det bör observeras, att vid mycket långa pålar kan den tillåtna bärförmågan, räknad såsom för kohesionspåle, komma att närma sig den enligt dessa provisoriska speciella normer för stödpålar förutsatta. Det kan härvid vara fördelaktigt att räkna med funktion som kohesionspåle.

46 c. Om bottenlagret är så pass löst att pålens sjunkning icke praktiskt taget avstannar, kan det vara fördelaktigt att räkna pålen som friktionspåle i stället för som stödpåle.

Bilaga 1.

Utdrag av protokollet, hållet hos byggnadsnämnden i Göteborg den 10 november 1964.

§ 1117. Stadsarkitekten Paulson ingav en skrivelse så lydande:

"Till Byggnadsnämnden

Beträffande "Provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong".

Ovannämnda normer vilka antogs av Byggnadsnämnden den 17 mars i år avsågs träda i kraft den 1 oktober. Under mellantiden erhölls en viss erfarenhet av normerna, vilket resulterade i att undertecknad den 28 september ingav en skrivelse till nämnden med förslag om vissa ändringar som betingades av en önskan att nå en bättre anslutning såväl till de inhämtade erfarenheterna som till de av Kungliga Byggnadsstyrelsens nyutfärdade provisoriska anvisningarna avseende pålning.

Byggnadsnämnden beslöt vid sammanträde den 13 oktober att antaga de i nämnda skrivelse föreslagna ändringarna i "Provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong".

I anledning härav vill undertecknad föreslå att Byggnadsnämnden beslutar att framflytta ikraftträdandet av normerna till den 1 januari 1965 för att bereda pålfabrikanterna möjlighet att planera produktion och lagerhållning.

Göteborg den 3 november 1964

Lorentz Wahman
Förste ingenjör"

Efter föredragning av ärendet beslöt byggnadsnämnden att framflytta ikraftträdandet av "Provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong" till den 1 januari 1965 för att bereda pålfabrikanterna möjlighet att planera produktion och lagerhållning.

Som ovan
Hans Holm

Bilaga 2.

Utdrag av protokollet, hållet hos byggnadsnämnden i Göteborg den 13 oktober 1964.

§ 1018. Stadsarkitekten Paulson ingav en så lydande skrivelse:

"Till

Byggnadsnämnden

Beträffande "Provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong".

Ovannämnda normer vilka träda i kraft 1 oktober antogs redan den 17 mars i år av Byggnadsnämnden, varför en viss erfarenhet av normerna redan kunnat vinnas. Då nu även Kungliga Byggnadsstyrelsen utfärdat provisoriska anvisningar avseende pålning framstår det som önskvärt att utfärdade föreskrifter anpassas till varandra. Undertecknad har beträffande dessa frågor varit i kontakt med professor Bergfelt, som i en skrivelse av den 14 sept. 1964 behandlat de dimensioneringskrav som finnas i rubricerade normer.

I avsikt att nå en bättre anslutning såväl till inhämtade erfarenheter som till Byggnadsstyrelsens provisoriska normer, vill jag föreslå att rubricerade normer under pkt 3121 avseende klass I ändras så att lastfallet "böjande moment med eller utan samtidigt verkande normalkraft" normalkraften utgår och att istället ytterligare ett lastfall benämnt "böjande moment med samtidigt verkande normalkraft" införes vilket räknas såsom exceptionellt varvid fordras att pålen skall tåla ett böjande moment $M_c = 0,10 \cdot P \cdot d$, samt att vidare beträffande hanteringsmoment kräves att pålen skall tåla ett dylikt moment som är $0,06 \cdot q \cdot l^2$, varvid förutsättes att ifrågavarande pålfirma garanterar att pålen hanteras enligt av dem utarbetat förslag som blivit vederbörligen godkänt. I övrigt skall nuvarande normförslag gälla.

Göteborg den 28 september 1964

Lorentz Wahman
förste ing. "

Byggnadsnämnden beslöt att godkänna den i skrivelsen föreslagna ändringen i "Provisoriska normer för inom Göteborgs stad slagna speciella stödpålar av betong", pkt 3121 avseende klass I.

Som ovan
Hans Holm

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Institutionen för geoteknik med grundläggning

Nr 13 Pålgruppers bärförmåga 10 kr
Bengt Broms 1967

14 Påkänningar, sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong ej fastställt
Sven Sahlin och Bo-Göran Hellers (under utgivning)

15 Bärförmåga hos sluttberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök 15 kr
Sven-Erik Rehnman 1968

Särtryck och preliminära rapporter

Nr 1 Allowable bearing capacity of initially bent piles
Bengt Broms (slut)
Referat från pålkommitténs informationsdag 25 okt 1965

Korta pålars sidomotstånd. Bengt Broms
Beskrivning av några aktuella
utförda försök. Sven-Erik
rild Blomdahl och Per Möller
påle slagen i lera och friktions-

mentstyvt skarvade pålar i lera
10 kr

stödpålar av betong inom Östra
rg 5 kr
965

berg vid statisk belastning av
t av modellförsök 5 kr
1966

pålbärighet (Informationsdagen

vning vid Göteborg C 20 kr
55

av stödpålar 5 kr

syfte att uppställa stoppslagnings-
lar slagna med tryckluftshammare
5 kr
Gunnar Fjelkner 1967

8 Industriell tillverkning av betongpålar 10 kr
Kajsa Sundberg och Arne Forsell 1968

Författare
IVA Pålkommissionen
Titel
Särtryck o preliminära rapporter nr 12

Utlånad den	Låntagare	Återlämnad den

Ex. nr:

Bfj 2322