

QUALMERS TEKNISKA HÖRSKOLA
Institutionen för byggnadskonst

Särtryck och preliminära
rapporter nr 33

SÄTTNINGAR VID PÅLNING.
OLIKA DJUPGRUNDLÄGGNINGSMETODER.
INTRYCK FRÅN PÅLKONFERENS.



INGENIÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
PÅLKOMMISSIONEN



Särtryck och preliminära
rapporter nr 33

SÄTTNINGAR VID PÅLNING.
OLIKA DJUPGRUNDLÄGGNINGSMETODER.
INTRYCK FRÅN PÅLKONFERENS.

1. Sättningar hos kohesionspålade byggnader
Bengt-Arne Torstensson
2. Reducering av sättningar hos djupa fundament
Sture Eresund
3. Djupgrundläggningsmetoder i Österrike
Rainer Massarsch
4. Intryck från en pålkonferens
Bengt H. Fellenius

Stockholm 1972

1 – 4 särtryck ur Byggmästaren No. 5 och 10, 1971

De i rapporten framförda åsikterna är författarnas och behöver
icke vara pålkommisionens ståndpunkt

Pris 20 kr

UDK 624.131.542
624.154



Civilingenjör Bengt-Arne Torstensson, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg

Geotekniken kom tidigt att inta en central plats i verksamheten vid Göteborgs hamningenjörskontor. Alltsedan början av 1900-talet har man bland annat gjort noggranna sättningsmätningar på olika kohesionspålade hamnanläggningar och har sålunda samlat ett enastående observationsmaterial rörande långtidssättningar vid grundläggning på mäktiga lerlager. I denna artikel görs en sammanställning och utvärdering av mätningresultaten för fyra hamnbyggnader. En väsentlig del av uppsatsen upptas av en jämförelse mellan teoretiskt beräknade och uppmätta sättningar.

Vid Göteborgs Hamn har, vid sidan av övrig pionjärverksamhet inom geotekniken, sedan början av 1900-talet utförts noggranna sättningsmätningar av olika byggnadsverk såsom kajkonstruktioner, kajskjul, broar, dykdalber med mera. Under årens lopp har man följaktligen samlat ett unikt observationsmaterial avseende långtidssättningar hos byggnadskonstruktioner grundlagda på mäktiga lerlager.

Författaren har genom välvilligt tillmötesgående från personalen vid Göteborgs Hamns tekniska avdelning fått ta del av resultaten från sättningsmätningarna, med avsikten att för vissa byggnader göra en sammanställning och utvärdering av mätningresultaten. En viktig del av undersökningen har utgjorts av en jämförelse mellan teoretiskt beräknade och uppmätta sättningar.

För att skapa underlag för en teoretisk sättningskalkyl har en viss komplettering av äldre jordundersökningar gjorts. Laboratorieundersökningen av upptagna jordprover har omfattat standardundersökning och ödometerförsök.

Arbetet med insamling och bearbetning av primärdata, provtagning och laboratorieundersökningar har huvudsakligen utförts som examensarbeten vid institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers tekniska högskola [3], [4], [5].

Undersökningen har till största delen finansierats med anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

Geologisk historik

Vid grundläggning av byggnadskonstruktioner på lösa jordlager bestäms storleken av de sättningar som uppkommer till följd av belastningen, förutom av jordlagrens kompressibilitet och mäktighet samt lastens intensitet, även av jordens spänningshistoria. Med hänsyn härtill ges en mycket kortfattad orientering om den allmänna uppfattningen om de kvarära jordlagrens utvecklingshistoria i Göteborgstrakten.

Vid tiden för landisens avsmältning från Göta älvdalen, vilken för Göteborgstrakten beräknas ha ägt rum omkring 11 000 år f Kr, låg landytan nedpressad av ismassorna och havsytan nådde upp till en nivå i jämnhöjd med terrängens högsta delar, motsvarande omkring 95 m över nuvarande havsytan.

Under det havsstadium som inleddes i anslutning till isavsmältningen och som varade ända in i historisk tid avsattes mäktiga leravlagringar. Lerlagrens tjocklek uppgår flerstädes till mer än 100 m.

Dalbotten har inom stora delar av nedre Göta älv fortfarande kvar sina ursprungliga drag av orörd sedimentationsyta, till exempel längs västra stranden på sträckan mellan Kungälv och Göteborg. Nivåskillnaden mellan älvens medelvattenyta (+10,2 m) och sedimentytan närmast älvstranden uppgår här till endast någon meter. Leran inom dessa områden har inte tidigare varit utsatt för högre belastning än den nu rådande, det vill säga den är geotekniskt sett *normalkonsoliderad*. Älvens strömfåra har maximalt skurit sig ned cirka 8–10 m i leravlagringarna, vilket inneburit en belastningsminskning av de närmast underliggande jordlagren av storleksordningen 50 kN/m² (5 Mp/m²).

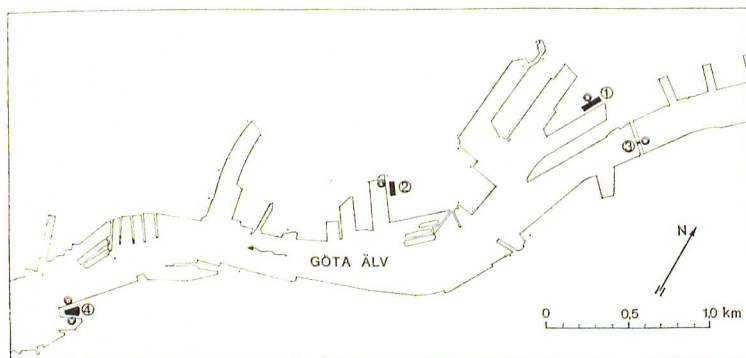
De mäktiga, geologiskt sett unga leravlagringarna har medfört många svårösta problem i anslutning till exploateringen av det nuvarande hamnområdet. Vid den fortsatta utbyggnaden av hamnen gällde det inte bara att bedöma stabiliteten längs älvstränderna utan även att klara grundläggningen av tunga byggnadskonstruktioner i den högkompressibla leran. Vid Göteborgs hamningenjörskontor kom därför geotekniken tidigt att inta en central ställning, vilket medfört många banbrytande insatser på detta verksamhetsfält.

1 De undersökta byggnadernas läge inom Göteborgs hamn

- ① Kajskjul 107, Frihamnen
- ② Kajskjul 183, Lindholms-hamnen
- ③ Fundament V, Götaälvbron
- ④ Kajskjul 49–51, Majnabbe-hamnen

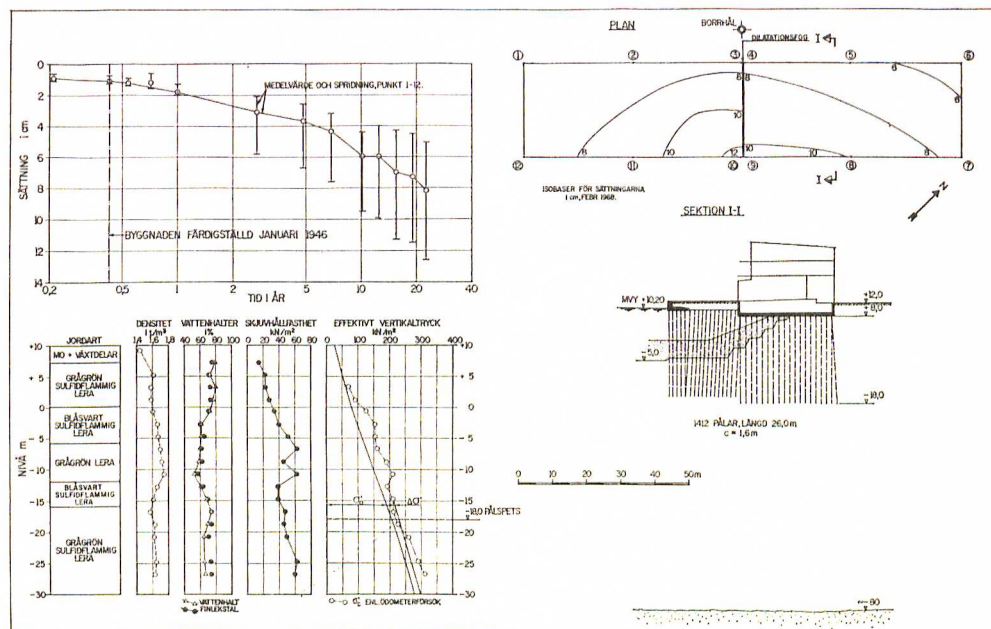
Map of Gothenburg harbour showing location of studied buildings

- ① Warehouse 107, Frihamnen
- ② Warehouse 183, Lindholms-hamnen
- ③ Pier footing V, Götaälv bridge
- ④ Warehouse 49–51, Majnabbe-hamnen



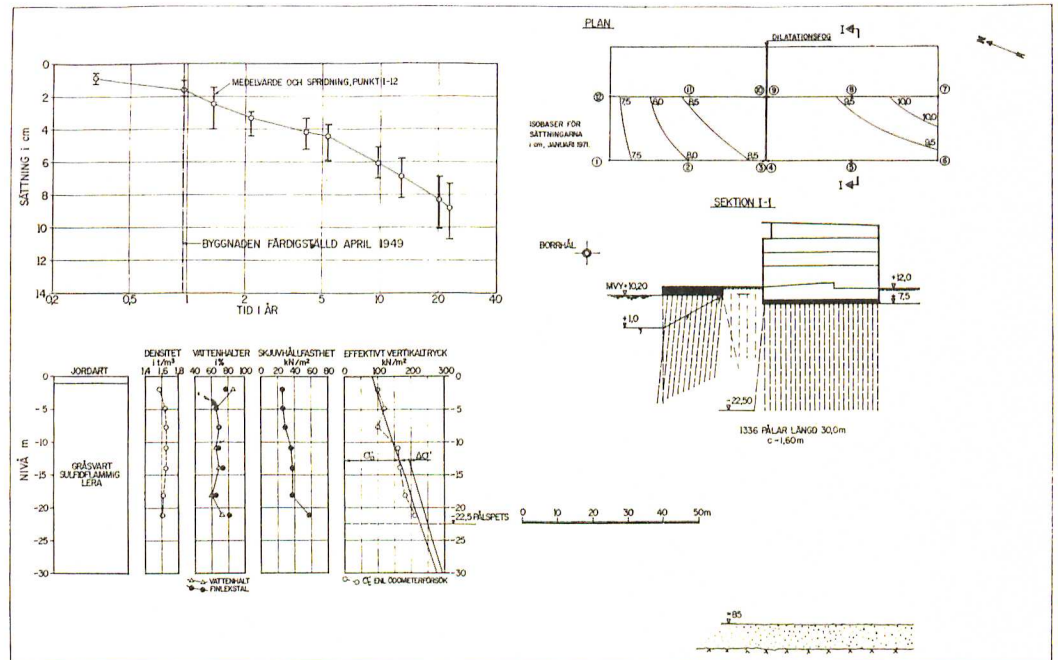
2
Kajskjul 107, observerade sättningar och resultat av jordundersökningar

Warehouse 107; observed settlements and soil data



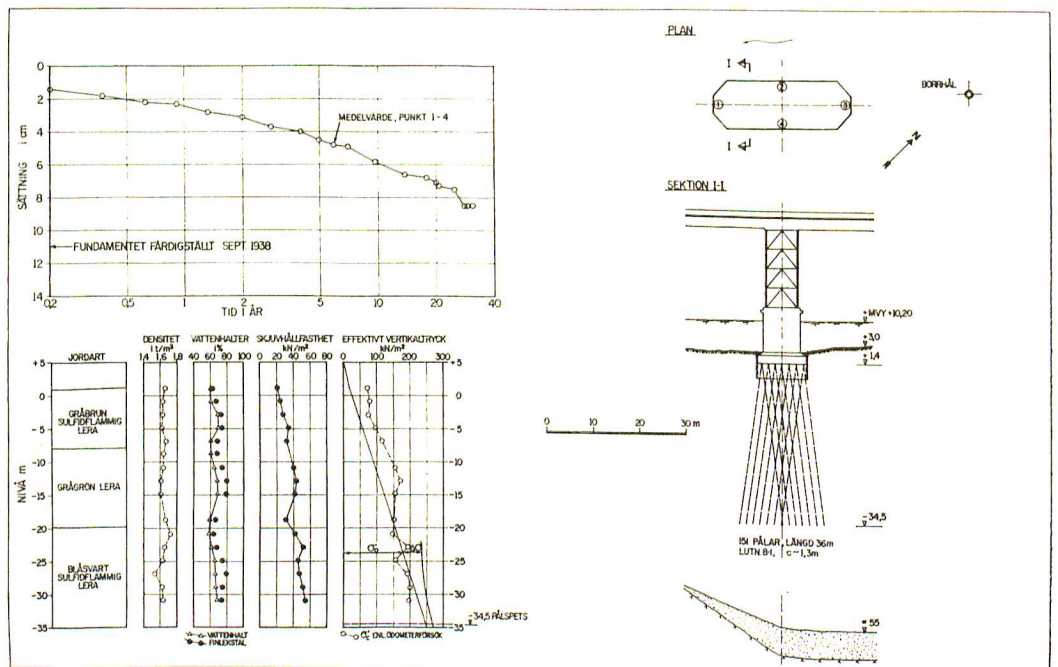
3 Kajskjul 183, observerade sättningar och resultat av jordundersökningar

Warehouse 183; observed settlements and soil data



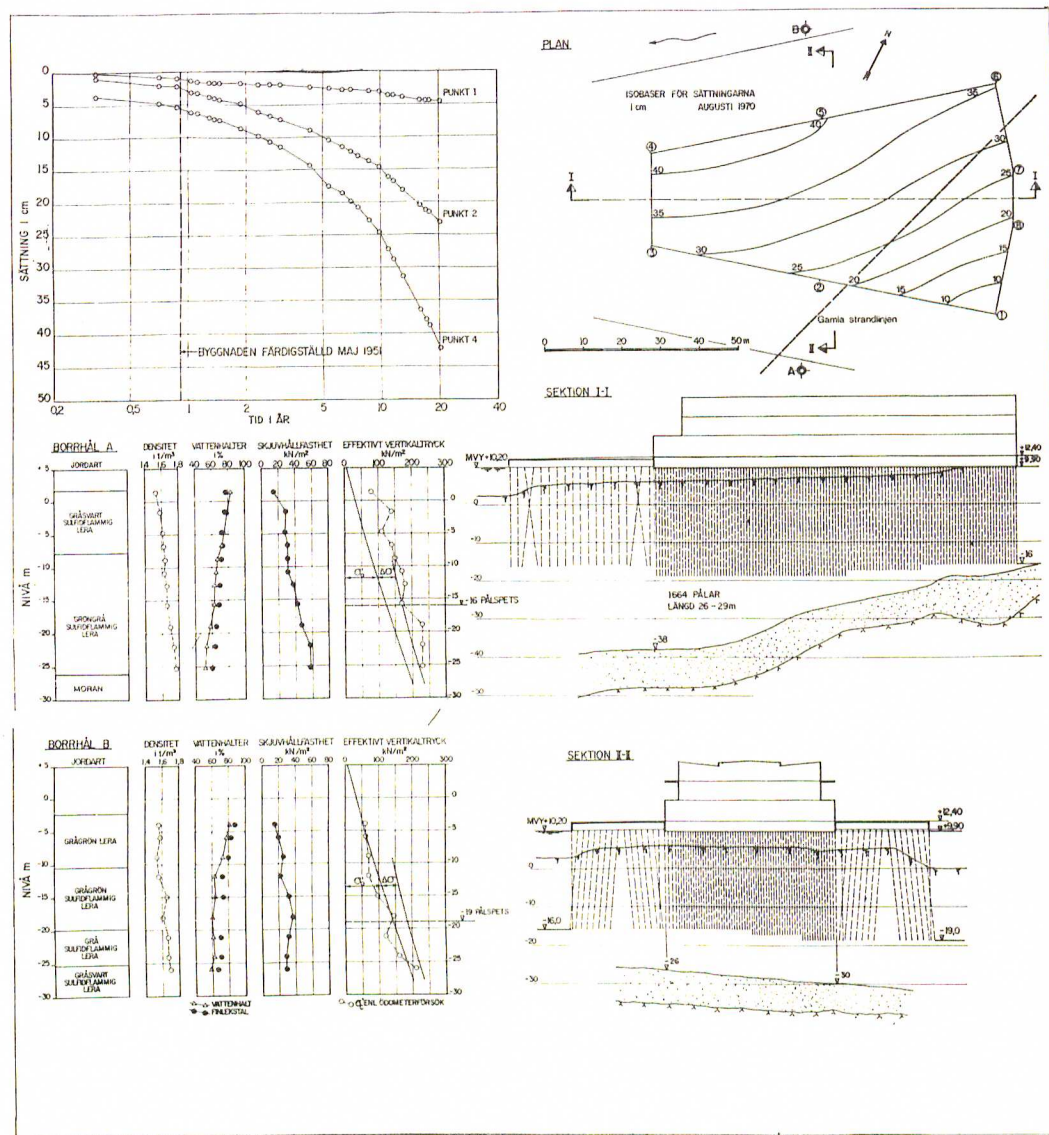
4 Fundament V, observerade sättningar och resultat av jordundersökningar

Pier footing V.; observed settlements and soil data



5
Kajskjul 49–51, observerade
sättningar och resultat av jord-
undersökningar

Warehouse 49–51, observed
settlements and soil data



Fundament V, bild 4, till Götaälvbron består av en kassun med en 0,85 m tjock betongbotten. Fundamentet, som var färdigställt år 1938, har en bredd av 10 m och en längd av 29 m. Grundläggningen har utförts med 151 skarvade träpälars med längden 36 m. Pålarna har slagits med lutningen 8:1 och centrumavståndet 1,3 m. Fundamentet är grundlagt på älvbotten på nivån +1,4 m. Lerlagrets mäktighet är cirka 55 m.

Fundamentets »effektiva» egenvikt uppgår till 2 500 ton, motsvarande ett medelgrundtryck av 86 kN/m². Bidraget av trafiklast är i medeltal enbart 6 kN/m².

lordningställandet av grunden till fundamentet innebar inte någon belastningsändring hos underliggande jordlager.

Kajskjul 49–51 i Majnabbemhamnen, bild 5, är uppfört under åren 1949–1951 och har till skillnad från de tidigare omnämnda byggnaderna grundlagts med en balkrost. Grundbalkarna är placerade i ett kvadratliknande rutnät. Avståndet mellan balkarna uppgår till mellan 3 och 7,8 m. Balkrosten vilar på 1 664 skarvade träpälars med längden 26–29 m. Pålningen är utförd i form av sträckpålning med ett centrumavstånd mellan pålarna av cirka 0,6 m. Byggnaden

		Kajskjul 107	Kajskjul 183	Fund. V	Kajskjul 49-51
Egenvikt	kN/m ²	63	71	86	40
Ständig nyttig last	»	25 ¹	30 ¹	6	20 ²
Egenvikt + ständig nyttig last	»	88	101	92	60
Vattentryck	»	-22	-27	—	—
Avschaktning	»	-40	-44	—	—
Resultaterande spänningsökning på grundläggningsnivån	»	26	30	92	60

¹ = 45 % av tillåten golvlast.² = 35 % av tillåten golvlast.

Tabell 1
Sammanställning av spänningsökningen på grundläggningsnivån för de aktuella byggnaderna

Table 1
Increase in effective vertical pressure at foundation level for the buildings concerned

har en längd av 93 m och en bredd varierande rätlinjigt från 24 till 60 m. Skjulet har grundlagts på nivån +9,9 m.

Lerlagrets mäktighet under byggnaden varierar från 24 till 44 m. Vid kajskjulets sydöstra hörn, där lermäktigheten är minst, har pålspetsarna trängt ner i ett fast moränlager.

Kajskjulets egenvikt inklusive ständig nyttig last motsvarar ett medelgrundtryck av 60 kN/m².

Huvuddelen av byggnaden är belägen ovan älvbotten. Pålarnas fria längd i vatten uppgår maximalt till cirka 4 m. Inom skjulets sydöstra del fanns tidigare en massiv stenpir. Den förutvarande strandlinjens sträckning framgår av bild 5. Det jordmaterial som bortschaktades under den sydöstra delen av byggnaden motsvarade en avlastning hos underliggande jordlager av omkring 40 kN/m².

En sammanställning av spänningsökningen på grundläggningsnivån vid de olika byggnaderna ges i tabell 1. Vid de angivna belastningarna är för de olika byggnaderna säkerhetsfaktorn mot brott hos pålarna lika med 3–3,5.

Observerade sättningar

Sättningarna hos byggnaderna har följts genom avvägning med utgångspunkt från fixpunkter, belägna i berg. Mätnoggrannheten kan uppskattas till $\pm 0,5$ cm.

För kajskjul 107 och 183 har sättningsobservationer gjorts i tolv punkter, för fundament V i fyra punkter och för kajskjul 49–51 i 33 punkter. Mätningarna har i samtliga fall påbörjats under byggnadernas uppförande. I bilderna 2–5 redovisas de uppmätta sättningarna som funktion av tiden. Tidsaxeln är angiven i logaritmisk skala.

Ett närmare studium av mätresultaten ger vid handen att tidsförloppet och storleken av medelvärden hos de uppmätta sättningarna för kajskjulen 107 och 183 samt fundament V praktiskt taget sammanfaller. Sättningarna är till synes förvånansvärt små och har ett tämligen jämnt förlopp i den logaritmiska tidsskalan. Medelsättningen för de tre byggnaderna uppgår till 8 å 9 cm efter en tid av 22–30 år. Av

störst intresse är sättningen efter byggnadernas färdigställande, som i medeltal uppgår till endast 6,5 å 7 cm.

Av avgörande betydelse för en byggnads funktionella bestånd är storleken av de *differentialsättningar* som den undergår. Av de tre ovannämnda byggnadskonstruktionerna har kajskjul 183 och framför allt fundament V erhållit små sättningskillnader. Den största sättningskillnaden för kajskjul 107 uppgår för närvarande till 7 cm, innebärande en maximal lutning mot horisontalplanet av 2 ‰. Man ser av sättningsisobaserna i bild 2 att kajskjulet har erhållit den största sättningen längs den långsida där bottenplattan vilar enbart på pålarna. Vidare framgår att differentialsättningen har formen av en stel rotation av byggnaden. Några byggnadsskador till följd av snedsättningen har inte observerats.

Till skillnad från de tre föregående byggnaderna uppvisar kajskjul 49–51 stora sättningar, som under en tidrymd av 20 år maximalt uppnått ett värde av 43 cm, bild 5. På grund av dels lerlagrets varierande tjocklek under byggnaden, dels av att den sydöstra delen av byggnadsområdet tidigare varit belastad med en stenpir kan man förvänta sig stora differentialsättningar hos byggnaden, vilket också bekräftas av mätresultaten. Sättningskillnaden mellan byggnadens sydöstra och nordvästra hörn uppgår för närvarande till 38 cm. Den maximala lutningen mot horisontalplanet på grund av snedsättningen är 6,5 ‰. Differentialsättningen liknar även i detta fall en stel rotation av byggnaden. Trots den stora snedsättningen har inga nämnvärda byggnadsskador iakttagits, utan skjulet är fortfarande i ett fullt funktionsdugligt skick.

De observerade sättningarna torde till en viss del utgöras av en så kallad *egensättning* hos leran.

Vid den omfattande undersökning som genomfördes av Göteborgsleran i anslutning till projekteringen av Tingstadstunneln gjordes bland annat sättningsmätningar med avsikten att bestämma lerlagrens tidsberoende sättning till följd av jordens egenvikt. Sättningsobservationerna, som utfördes av Statens geotekniska institut i samarbete med Göteborgs Hamn, pågick under två år och gav till resultat att den nuvarande egensättningen hos det 100 m mäktiga lerlagret under älvbotten är av storleksordningen 0,5 å 1 mm per år. Det bör emellertid påpekas att mätningar av denna art är mycket svåra att genomföra.

Om man, mycket approximativt, antar att egensättningen har haft ovannämnda storlek under den tidrymd som sättningsobservationerna pågått för de aktuella byggnaderna, utgörs 1 å 2 cm av de uppmätta sättningarna av egenkompression hos leran.

För att få underlag för en teoretisk beräkning av sättningarnas storlek och tidsförlopp skall i följande avsnitt en redogörelse lämnas för de viktigaste resultaten från jordundersökningarna.

Resultat av jordundersökningar

Som en komplettering till Göteborgs Hamns tidigare undersökningar har provtagning med standardkolvborr utförts i närheten av de olika byggnadsobjekten. Provtagningspunkterna är i plan belägna 10–25 m från byggnaderna, och jordprover har upptagits från ett största djup av 35 m under älvbotten. För kajskjul 183 och 49–51 samt fundament V har provtagningen utförts från en borrhål i älven, medan proverna för kajskjul 107 är tagna med utgångspunkt från den befintliga markytan.

Resultaten av jordundersökningarna redovisas i bilderna 2–5. I fortsättningen kommer enbart ödometerförsöken att närmare beröras.

Ödometerförsöken har utförts på stansade prover med diametern 40 mm och höjden 20 mm. De bestämda förkonsolideringstrycken, σ'_c , redovisas i bilderna 2–5 tillsammans med det effektiva överlagringstrycket, σ'_v , i jorden före byggnadernas uppförande. Förutom svårigheterna att korrekt bestämma σ'_c från ödometerförsök föreligger en viss osäkerhet vid beräkningen av effektivtrycket, eftersom porttrycket i leran har antagits motsvara ett hydrostatiskt vattentryck, räknat från älvens medelvattenyta. Avvikelse från det hydrostatiska trycket har bland annat uppmätts vid undersökningarna för Tingstadstunneln. I mitten av det 100 m mäktiga lerlagret konstaterades ett poröverttryck av cirka 30 kN/m². Mätningar har även visat [2] att porttrycket på 90 meters djup under älvbotten motsvarade det hydrostatiska trycket om man antar att porvattnets densitet till följd av saltinnehåll är lika med 1,03 t/m³.

Med ovan angivna reservationer för eventuella fel vid bestämningen av σ'_c och σ'_v skall vi studera förkonsolideringstryckets storlek i förhållande till det effektiva överlagringstrycket i jorden före byggnadernas uppförande. Man finner därvid att leran vid kajskjul 183, bild 3, och kajskjul 49–51, borrhål B, bild 5, synes vara normalkonsoliderad för det förutvarande effektiva vertikalltrycket. En markant skillnad i värdet av σ'_c mellan borrhål A och borrhål B vid kajskjul 49–51 har noterats. Vid den förstnämnda provtagningspunkten är på samma nivåer värdet av σ'_c 50–100 kN/m² större än vid den sistnämnda. Detta förhållande har sin sannolika förklaring i att jorden vid borrhål A som nämnts varit belastad med en massiv stenpir.

Vid fundament V, bild 4, indikerar resultaten från ödometerförsöken att leran är svagt överkonsoliderad (25–60 kN/m² över förutvarande=det vid provtagningen rådande effektiva överlagringstrycket) ned till nivån –20 m. Under denna nivå synes jorden vara normalkonsoliderad.

Av bild 2 framgår att leran vid kajskjul 107 tycks vara svagt överkonsoliderad (10–50 kN/m² över förutvarande=det vid provtagningen rådande effektiva vertikalltrycket) inom hela provtagningsdjupet.

Som jämförelse med ödometerförsöken kan nämnas att man från geologisk synpunkt kan förvänta sig att leran vid kajskjulen 107 och 183 är konsoliderad för ett överlagringstryck motsvarande det som var rådande vid byggnadernas uppförande. Vid fundament V och kajskjul 49–51 torde, enligt samma betraktelsesätt, leran vara konsoliderad för ett vertikalltryck, 20–30 kN/m² högre än det nuvarande.

För beräkning av sättningar vid spänningstillskott ovan förkonsolideringstrycket, det vill säga primära konsolideringssättningar, visar ödometerförsöken att man för leran vid samtliga provtagningspunkter kan sätta modulalet m lika med 5,75, vilket i äldre beteckningssystem motsvarar ett ε_s -värde av 12 procent.

Vid bestämningen av den primära konsolideringssättningens tidsförlopp kan konsolideringskoefficienten i vertikalled, c_v , sättas lika med $1,8 \cdot 10^{-4}$ cm²/sek.

Sättningsberäkning

I den följande sättningsanalysen kommer enbart enkla och traditionella beräkningsmetoder att tillämpas, vilket kan motiveras av det knappa underlaget av relevanta geotekniska data för jordmaterialet under själva byggnaderna. Sättningsberäkningen skall även begränsas till ett försök att bestämma storleksordningen av de tidsbundna sättningar som kan förväntas inträffa efter byggnadernas färdigställande.

Ett från sättningsynpunkt fördelaktigt verkningssätt hos en kohesionspålad byggnadskonstruktion består som bekant i att lasten nedförs till djupt belägna, mindre kompressibla jordlager. Eftersom den primära konsolideringssättningens storlek, Δs_c , för ett normalkonsoliderat jordlager av tjockleken Δh kan tecknas

$$\Delta s_c = \frac{\Delta h}{m} \cdot \ln \left(1 + \frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_c} \right) \quad (1)$$

där m = modulalet (=0,69/ ε_s)

σ'_c = förkonsolideringstryck

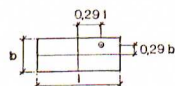
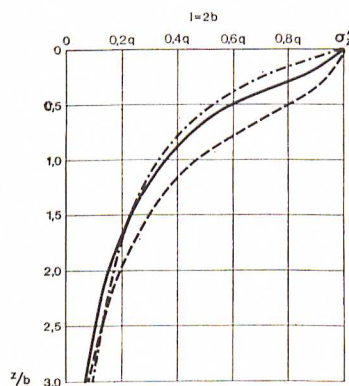
$\Delta \sigma'_v$ = spänningstillskott

inses att sättningen för ett givet spänningstillskott, $\Delta \sigma'_v$, blir mindre ju större värde σ'_c har, det vill säga desto djupare ner i jordlagerföljden som $\Delta \sigma'_v$ appliceras.

Vid en sättningskalkyl för en kohesionspålad byggnad antar man vanligen att den totala lasten nedförs till en fiktiv grundläggningsnivå, belägen på ett djup under markytan som motsvarar 2/3 av den aktiva pållängden. Man antar vidare att lasten fördelas på den yta som omskrivs av pålarna. Vid de följande beräkningarna skall denna metod tillämpas.

Sättningarna kan vidare beräknas under antagande av att byggnaderna uppför sig som styva fundament. Resultaten av sättningsobservationerna styrker till en viss del detta antagande. För ett böstyvt fundament kan sättningen med ledning av elasticitets-

¹ Ekvation (1) är ekvivalent med uttrycket $\Delta s_c = \Delta h (\varepsilon_s / \log 2) \cdot \log (1 + \Delta \sigma'_v / \sigma'_c)$.



6
Vertikalspänningar under en rektangulär ytlast enligt elasticitetsteorin och 2:1-metoden

— Karakteristiska punkten (enligt van Hamme [7])
- - - 2:1-metoden
- · - Elasticitetsteorin, mittvertikal

Vertical stresses beneath a rectangular surface load according to the theory of elasticity and the "2:1 method"

— vertical through characteristic point acc. van Hamme [7]
- · - 2:1 method
- - - theory of elasticity, vertical through centre point

teorin (det vill säga utan hänsyn till plattans böjstyvhet) beräknas i en viss karaktäristisk punkt på lastytan, bild 6. Av bilden framgår även de elasticitetsteoretiskt beräknade spänningstillskotten, $\Delta\sigma'_z$, längs vertikaler genom lastytans mitt respektive karaktäristiska punkt. Som en jämförelse har även visats spänningsökningarna, beräknade enligt 2:1-metoden, som innebär att man antar influensvolymen för vertikalspänningarna vara begränsad av plana ytor med lutningen 2:1 från lastytans kanter. Man ser att denna approximativa beräkningsmetod med tillfredsställande noggrannhet kan användas i den fortsatta analysen. Spänningstillskotten, $\Delta\sigma'_z$, under en rektangulär lastyta enligt 2:1-metoden erhålls ur sambandet

$$\Delta\sigma'_z = \frac{q}{(1+z/b)(1+z/l)} \quad (2)$$

där q = belastning vid $z=0$
 z = djupet under lastytan
 b = lastytans bredd
 l = lastytans längd

De enligt ekvation (2) beräknade spänningsökningarna vid de olika byggnaderna framgår av bilderna 2–5. Vid beräkningen av spänningstillskotten på den fiktiva grundläggningsnivån har för kajskjulen 107 och 183 antagits att bottenplattan, på grund av schaktbottens styvhet, uppbär ett grundtryck motsvarande spänningsminskningen i jorden till följd av urschaktningen. Pålarna har alltså antagits bära enbart den belastning som överstiger effektivspänningarna i jorden före byggnadernas uppförande, tabell 1.

Vid sättningsberäkningen har jorden under den fiktiva grundläggningsnivån på vanligt sätt indelats i ett lämpligt antal delskikt. Under förutsättningen att leran vid samtliga byggnader är *normalkonsoliderad* har kompressionen av varje delskikt beräknats enligt ekvation (1) och den slutliga sättningen erhål-

lits genom enkel summering, tabell 2. Man finner att kajskjulen 107 och 183 samt fundament V vardera beräkningsmässigt får en slutsättning av cirka 0,5 m, medan kajskjul 49–51 teoretiskt kommer att erhålla en sättning av storleksordningen 1,0 m.

Den slutliga storleken av de beräknade primära konsolideringssättningarna har i vårt fall enbart akademiskt intresse, eftersom denna på grund av de mäktiga lerlagren inte kommer att uppnås inom överskådlig tid.

Vid bestämningen av sättningarnas *tidsförlopp* har approximativt och för enkelhets skull antagits att Terzaghis och Fröhlichs [6] konsolideringsekvation för endimensionell porvattenströmning är giltig. Den bästa överensstämmelsen med de teoretiska förutsättningarna torde föreligga vid kajskjul 49–51, där lastytan är relativt stor i förhållande till lerdjupet.

Eftersom träpålarna bidrar till att underlätta avvattningen under konsolideringsprocessen, har vid samtliga byggnader antagits ett fiktivt övre dränerande skikt i nivå med pålarnas nedre 1/3-delspunkt. Lerans underyta har i samtliga fall antagits fullt dränerad.

De under ovannämnda förutsättningar beräknade sättningsförloppen visas i bild 7. En jämförelse med de uppmätta medelsättningarna efter byggnadernas färdigställande, bilderna 2–5, ger vid handen att storleksordningen av de beräknade sättningarna är godtagbar vid kajskjulen 107, 183 och 49–51. Vid fundament V har däremot teoretiskt erhållits omkring dubbelt så stora sättningar som de observerade.

För att till en del kontrollera giltigheten av de beräkningsantaganden som använts vid sättningsanalysen utfördes under våren 1970 en portrycksmätning i leran under kajskjul 49–51. Mätningen genomfördes i fem punkter i en mittsektion av byggnaden; resultaten från tre mätpunkter framgår av bild 8. Man ser att portrycket ner till ett djup i nivå med pålpetsarna väl sammanfaller med det hydrostatiska vattentrycket, bestämt med utgångspunkt från älvens medelvattenyta. Detta förhållande antyder att träpålarna, i enlighet med vad som tidigare antagits, har en effektivt dränerande inverkan på den omgivande leran.

Under pålpetsarna har ett maximalt porövertryck av cirka 20 kN/m² uppmäts. Om detta övertryck härstammar från en kvarstående konsolidering, torde även antagandet om att huvuddelen av lasten nedförs till djupt belägna lager äga giltighet.

Vid kajskjul 107 synes leran enligt ödometerförsöken, som tidigare omnämnts, vara överkonsoliderad. Om denna iakttagelse överensstämmer med de verkliga förhållandena bestäms sättningen i detta fall av lutningen hos ödometerkurvans »återbelastningsgren» och kan därvid beräknas till cirka 10 cm. Någon allmänt accepterad metod för bestämningen av sättningsens tidsförlopp i detta fall föreligger inte.

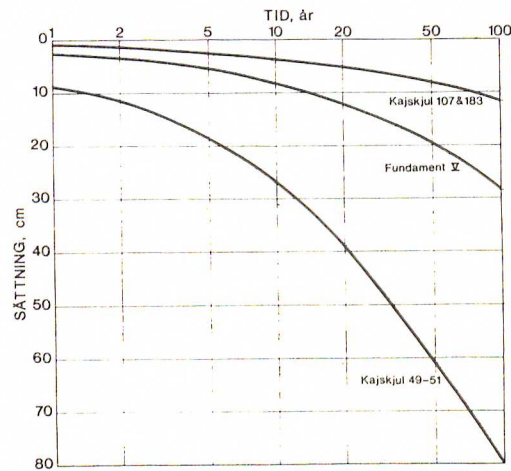
Tabell 2
Beräknade primära konsolideringssättningar, s_e , för de olika byggnaderna

Table 2
Calculated final primary consolidation settlements, s_e , for the different buildings

	Kajskjul 107	Kajskjul 183	Fundam. V	Kajskjul 49-51
Teoretisk slutsättning s_e cm	48	52	55	97

7 Beräknat sättningsförlopp, enligt endimensionell konsolideringsteori, efter de olika byggnadernas färdigställande

Calculated time-settlement curves according to one-dimensional consolidation theory, for the different buildings



Sammanfattningsvis kan konstateras att man enbart vid kajskjul 49–51 med säkerhet kan fastslå att lerans förkonsolideringstryck överskridits och att sättningen därvid sannolikt till största delen utgjorts av en primär konsolidering av leran. Även om samstämmigheten mellan teoretiskt och verkligt sättningsförlopp vid kajskjulen 107 och 183 är god, har man anledning att misstänka att en övervägande del av de uppmätta sättningarna vid dessa byggnader utgörs av en så kallad sekundär kompression av leran. Detta kan även förmodas vara fallet vid fundament V. Den sekundära sättningen fortgår utan något

mätbart porvattenövertryck i leran, och dess tidsförlopp kontrolleras därför av andra lagar än de som förutsatts vara giltiga vid primär konsolidering.

Slutsatser

Resultaten av Göteborgs Hamns sättningsobservationer har visat att man, trots den stora störning av jorden som påslagningen medför, har erhållit små sättningar hos de byggnader (kajskjulen 107 och 183) där belastningen delvis kompenseras genom bortschaktad jord och vattentryck. Vid kajskjul 183, där en jämn urschaktning utförts under hela byggnaden, uppgår den maximala sättningsdifferensen i dag till endast cirka 2 cm, bild 3.

Under förutsättning att leran är normalkonsoliderad har sättningarnas tidsförlopp för kajskjulen 107 och 183 med godtagbar noggrannhet kunnat beräknas enligt teorin för endimensionell konsolidering. Det är emellertid tveksamt om den genomförda sättningsanalysen för dessa byggnader har någon förankring i verkligheten.

Vid fundament V är den beräknade sättningen cirka dubbelt så stor som den observerade. Detta förhållande indikerar att leran under pålarnas nedre 1/3-punkt, i motsats till resultaten från ödometerförsöken, i verkligheten uppvisar en överkonsoliderings-effekt.

Vid kajskjul 49–51, där lerans förkonsolideringstryck med största sannolikhet överskridits, visar den utförda sättningsanalysen en god överensstämmelse med de observerade sättningarna.

Den genomförda undersökningen har accentuerat behovet av en förbättrad teknik både vid provtagningen och vid ödometerförsöken för att man med större säkerhet skall kunna fastställa en leras konsolideringstillstånd.

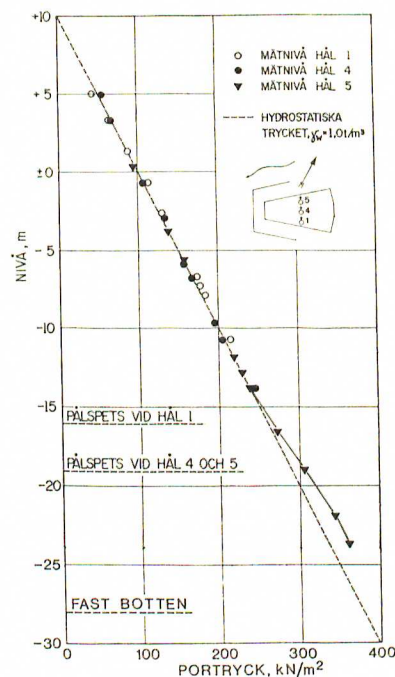
Litteratur

- [1] Bergfelt, A: *Ports and maritime structures built in soft ground with special reference to the need for increased depths*. Paper II-6 XXI st Int Navigation Congress. Stockholm 1965.
- [2] Bergfelt, A: *Results from deformation measurements in soft clay at dredging and dry-pumping*. Teknik och Natur. Göteborg 1967.
- [3] Gabrielsson, G och Svensson, B: *Porttrycksmätning vid kajskjul 49–51*, CTH, Inst för geoteknik med grundläggning (intern rapport). 1970.
- [4] Hörnqvist, H och Wahlström, Å: *Bearbetning av sättningsobservationer på kohesionspålade byggnader, del I*, CTH, Inst för geoteknik med grundläggning (intern rapport). 1970.
- [5] Johansson, F: *Bearbetning av sättningsobservationer på kohesionspålade byggnader, del II*, CTH, Inst för geoteknik med grundläggning (intern rapport). 1969.
- [6] Terzaghi, K och Fröhlich, O K: *Theorie der Setzung von Tonschichten*. Leipzig 1936.
- [7] Van Hamme: *Beschouwingen over de spanningsverdeling in den boden als gevolg van het aanbrengen van een belasting*. Manuskrift, Laboratorium voor Grondmechanica. Delft 1938.

8 Uppmätta porttryck i leran under kajskjul 49–51. Mätningen är utförd 19 år efter byggnadens färdigställande.

Recorded pore-pressures in the clay beneath warehouse 49–51. The measurement was made 19 years after the building was completed

○ vertical 1
● vertical 4
▼ vertical 5
— Calc. hydrostatic pressure assuming $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$



UDK 624.131.542
624.138.22
624.154.3



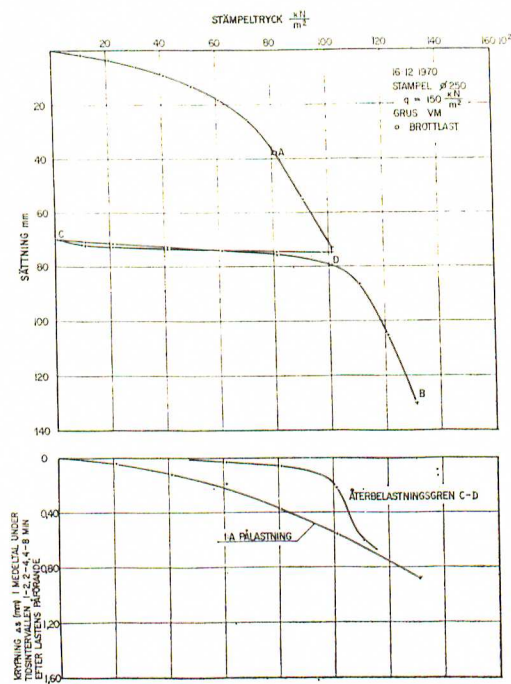
Civilingenjör Sture Eresund, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg

Avsikten med det forskningsprojekt vars uppläggning och resultat redovisas i denna artikel har varit att undersöka de sättningsreducerande effekterna av dynamisk förbelastning. Av gjorda försök framgår att man efter dynamisk förbelastning på fast lagrad friktionsjord kan tillåta nästan lika höga grundtryck som tillåts för slagna pålar av betong. Detta innebär att platsgjutna pelare inte alltid behöver föras ned till berg för att tillåtna betongpåkänningar skall kunna utnyttjas.

Vid belastning av djupa fundament nedförda genom lösa jordlager till en botten av fast lagrat friktionsmaterial får last-sättningskurvan det principiella utseende som visas i bild 1 A. Sättningen ökar snabbare än linjärt med ökande last till en punkt A, som här kallas brottlast, varefter sättningen växer praktiskt taget linjärt med ökande belastning. Grenen A-B representerar ett kontinuerligt brottillstånd jämförbart med det som råder vid trycksondering. Antag nu att fundamentet avlastas från grenen A-B. Vid återbelastning C-D uppträder mycket små sättningar

jämfört med dem som orsakas av den första pålastningen. Krypningen reduceras i motsvarande grad, bild 1 B.

Vid grundläggning med platsgjutna pelare nedförda till så kallad fast botten bestäms tillåtna grundpåkänningar normalt av tillåtna sättningar och inte av erforderlig säkerhet mot brott. Då grundens bärighet således inte kan utnyttjas på grund av uppträdande sättningar, ligger det nära till hands att försöka utnyttja den förbelastningseffekt som ovan beskrivits. Statisk förbelastning blir emellertid lönsam endast då mothåll kan mobiliseras till lägre kostnad än ökat antal pelare. Normalt är så ej fallet. Målsättningen för det forskningsprojekt som här skall beskrivas var därför att undersöka om motsvarande effekt kunde åstadkommas genom dynamisk förbelastning. Projektet har bekostats av Statens råd för byggnadsforskning och bidrag har erhållits från AB Skånska Cementgjuteriet, Jacobson & Widmark AB samt Byggnadsentreprenörföreningen.



1 A-B
Exempel på last-sättningskurva för icke förbelastat sandigt grus. VM=vattenmättat.

Example showing load-settlement curve for sandy gravel that has not been pre-loaded. VM=saturated

Försöksmetodik

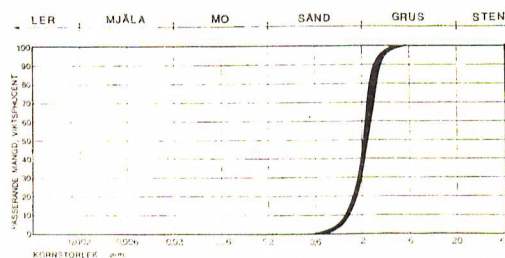
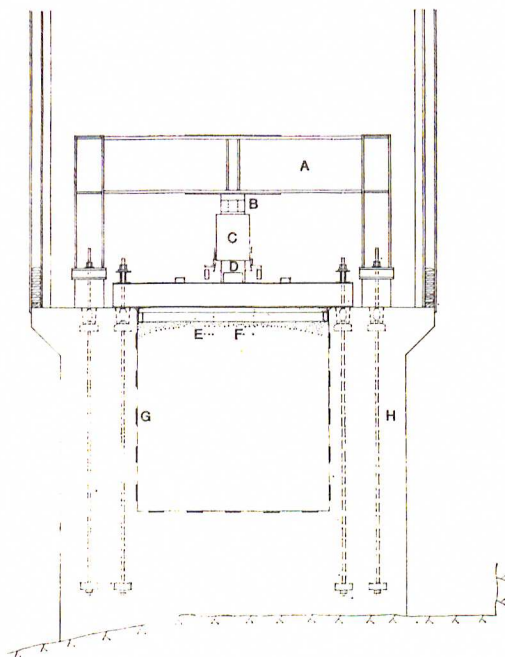
Försöken har utförts i institutionens forskningsstation, som rymmer ett drygt 2 m djupt schakt i betong med planmåten 2×5 m², bild 2, på i princip följande sätt:

1. Det använda grusmaterialet med egenskaper enligt bild 3 A-B packas in i 10 cm skikt med hjälp av en eldriven vibratorplatta typ Dynapac CR 11, bild 4. Torrdensitet $\gamma_d = 1,78 \text{ t/m}^3 = 0,94 \gamma_{d \text{ max}}$
2. På ytan placeras en serie flata gummiblåsor täckta av trälock som hålls nere av tvärgående balkar förankrade till vertikala dragstag.
3. En cylindrisk stålstämpel med 0,25 m diameter och en massa av 250 kg sänks ned genom ett foder-rör i ett av trycklocken till kontakt med grusytan.
4. Med hjälp av en kompressor ökas lufttrycket i gummiblåsorna till önskat värde. Det så åstadkomna

2 Tvärsektion genom betongschakt

- A Mothåll ($P_{\max} = 2\,000\text{ kN}$)
 B Kraftgivare
 C Domkraft
 D Stämpel
 E Gummlåsa
 F Trälöck
 G Jordtrycksdosa
 H Dragstag

Section through concrete shaft
 A Loading frame ($P_{\max} = 2\,000\text{ kN}$)
 B Load cell
 C Jack
 D Footing
 E Rubber bag
 F Wooden cover
 G Earth pressure cell
 H Tie-rod



6 A-B

Exempel på stötförlopp

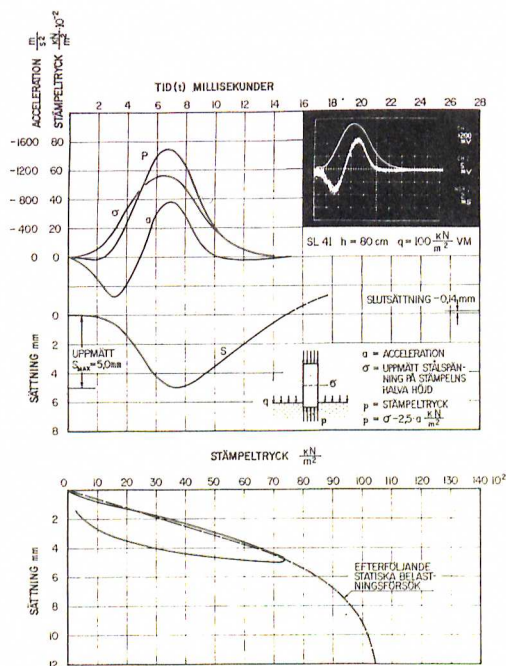
A. Tryck (σ , p), acceleration (a) och sättning (s) som en funktion av tiden

B. Dynamisk last-sättningskurva jämförd med resultatet från efterföljande statiska belastningsförsök.

Example showing results of dynamic measurements

A. Pressure (σ , p), acceleration (a) and settlement (s) as a function of time

B. Dynamic load-settlement curve compared with result of following static load test



Stötförloppet

Den första stöten varar cirka 15 millisekunder, bild 6 A-B. Hejaren, som studsar, åstadkommer därefter under en period av drygt 1 sekund en serie lätta stötar. Under den första stöten accelereras stämpeln för att sedan bromsas upp och slutligen lätta från underlaget. Stålspanningen σ passerar ett maximumvärde som under en slagserie förskjuts mot retardationstoppen. Stämpelns rörelse s som erhålls genom att dubbelintegrera accelerationen visar tydligt att stämpeln kastas upp i slutet av stöten. Kontaktrycket p mellan stämpel och jord beräknas med ledning av den uppmätta stålspanningen och accelerationen a .

$p = \sigma - \frac{a \cdot m}{2A}$ där m och A är stämpelns massa respektive tvärsnittsarea. Stämpeltrycket $p = f(t)$ och rörelsen $s = f(t)$ sammansätts till en trycksättningskurva $p = f(s)$. I det visade exemplet, bild 6 A-B, som hänför sig till sista slaget i en slagserie, har resultatet av efterföljande statiska belastningsförsök lagts in. Pålastningsgrenarna sammanfaller praktiskt taget, vilket normalt har varit fallet när den permanenta sjunkningen minskat till någon millimeter per slag.

Dynamisk förbelastningseffekt

I bild 7 redovisas resultatet av en förbelastning på vattenmättat grus vid ett överlagringsstryck av $50 \frac{kN}{m^2}$ och en fallhöjd av $0,80$ m. Totalt erfordrades i detta fall 18 slag för att slå ned stämpeln 5 cm. Last-sättningskurvan för slag 1 skall jämföras med kurvan från ett statiskt försök på icke förbelastat grus, i bilden betecknad STAT, och sista slaget skall jämföras med efterföljande statiska försök, i bilden betecknat DYN-STAT. Följande slutsatser, som gäller samtliga utförda försök, kan dras:

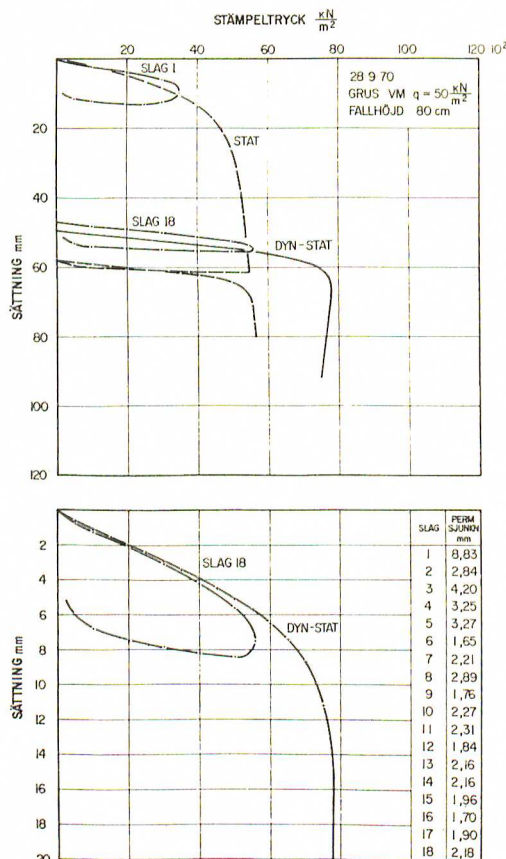
- Den permanenta sjunkningen per slag varierar oregelbundet, sannolikt beroende på att stämpeln kastas upp under slagen.
- Överensstämmelsen mellan dynamiskt och statiskt last-sättningsförlopp förbättras med ökat antal slag.
- Det maximala stöttrycket mot grusytan under sista slaget är genomgående lägre än brottrycket vid efterföljande statiska belastningsförsök. Grundbrott har normalt ej inträffat under förbelastningens slutfas, se bild 6 B. Vid stoppslagning av pålar antas vanligen att den permanenta sjunkningen orsakas av brott i undergrunden, vilket således ej behöver vara fallet.
- Dynamisk förbelastning ger högre brottlast än motsvarande statiska förbelastning, jämför kurvorna STAT och DYN-STAT i bild 7.

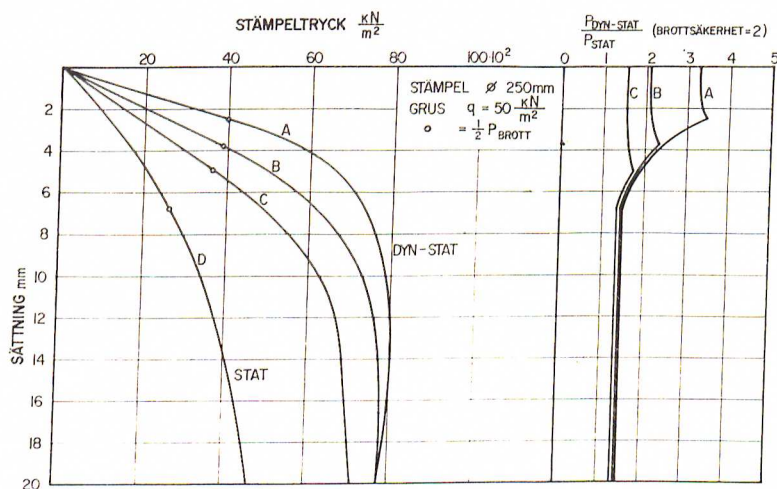
I bild 8 redovisas resultatet av en serie förbelastningar på vattenmättat grus vid ett överlagringsstryck av $50 \frac{kN}{m^2}$. Förbelastningseffekten har här definierats som:

7

Dynamiska last-sättningskurvor under en slagserie jämförda med statiska förlopp före och efter förbelastning

Dynamic load-settlement curves during a series of blows compared with static behaviour before and after pre-loading





	DATUM	F	FALLHÖJD	ANTAL SLAG	S _u
	1970	VM	cm		mm
A	30-9	VM	40	50	39,1
B	28-9	VM	80	18	49,4
C	1-10	VM	160	7	50,5
D	25-9	VM	0	0	0

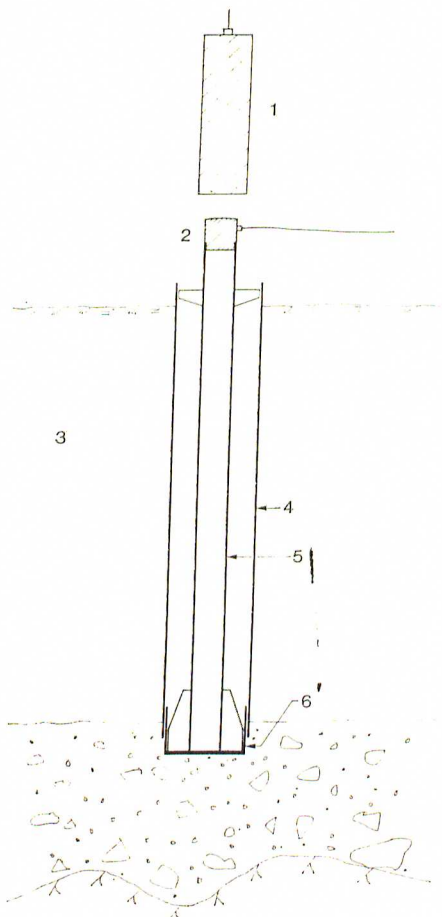
8 Statiska last-sättningskurvor före och efter dynamisk förbelastning. Förbelastningseffekt vid varierande sättning.

Static load-settlement curves before and after dynamic pre-loading. The effect of pre-loading against settlement.

9 Förslag till förbelastningsutrustning
1 Hejare
2 Mät huvud
3 Lera
4 Foderrör
5 Slagrör
6 Slagsko (lämnas kvar)

Suggested pre-loading equipment

- 1 Drop hammer
- 2 Measurement head
- 3 Clay
- 4 Casing
- 5 Driving core (retracted)
- 6 Driving shoe (not retracted)



rats som förhållandet mellan tillåten last efter förbelastning och tillåten last utan förbelastning vid en säkerhet mot brott lika med 2. Den varierar med tillåten sättning enligt kurvorna till höger i bilden. Följande slutsatser, som gäller för samtliga försöks-serier, kan dras:

- Förbelastningseffekten ökar med minskad fallhöjd vid givet nedslagningsdjup. Eftersom de dynamiska stämpeltrycken är lägst vid låga fallhöjder, antyder detta att dynamisk förbelastning till brott ej skall eftersträvas.

- Vid optimal förbelastning på vattenmättat grus vid överlagringsstryck varierande mellan 50 och 150 kN/m² har den maximala förbelastningseffekten varierat mellan 2,5 och 3,5. Med en tillåten sättning på 1–2 procent av stämpelns diameter uppgår motsvarande tillåtna grundpåkänningar till 4 000–6 000 kN/m². Dessa värden är 8–12 gånger högre än de som kan tillåtas enligt nu gällande bestämmelser. Något högre värden har erhållits för fuktigt grus.

- För att undersöka korntorlekens inverkan vid dynamisk förbelastning på fast lagrad, vattenmättad friktionsjord har förberedande försök utförts i mindre skala, varvid det visat sig att förbelastningseffekten är god även för mojord.

Slutsatser. Förslag till förbelastningsmetod i full skala

Resultaten av utförda försök visar att man efter dynamisk förbelastning på fast lagrad friktionsjord kan tillåta nästan lika höga grundtryck som i dag tillåts för slagna pålar av betong, vilket betyder att platsgjutna pelare inte alltid behöver föras ned till berg för att tillåtna betongpåkänningar skall kunna utnyttjas. Försök i full skala får avgöra metodens lönsamhet, och en lämplig utrustning har skisserats i bild 9. Den består av en slagsko som lämnas kvar, ett slagrör, ett slag huvud med inbyggd mätutrustning samt en hejare med en massa som bör uppgå till 4–8 ton per m² pelararea. Grundpelaren färdigställs på följande sätt:

- Schakt till lämplig grundläggningsnivå
- Botten avjämnas med grus
- Slagsko och slagrör sänks ner
- Förbelastning och erforderliga mätningar utförs
- Slagröret dras upp och pelaren gjuts.

Djupgrundläggningsmetoder i Österrike

Jämför man de aktuella pålningsmetoderna i Sverige och Österrike, upptäcker man att utvecklingen har gått åt olika håll. I Sverige har den slanka, förtillverkade betongpålen erövrat nästan hela marknaden, och högt utvecklad och rationaliserad tillverkning, transport och slagning möjliggör mycket låga pålningskostnader. Som en konsekvens har nästan hela den svenska pålforskningen koncentrerat sig på denna påltyp. I Österrike, liksom i större delen av Mellaneuropa, används däremot huvudsakligen platsgjutna pålar.

Tidigare fanns i Österrike få grundläggningsproblem som inte kunde lösas med enkla, konventionella metoder såsom plattgrundläggning, träpålning och så vidare. Samhällets expansion och urbanisering under de senaste 25 åren har kommit att ställa krav på att allt större och tyngre byggnader uppförs. Det har medfört att pålning i många fall är den enda tekniskt möjliga lösningen. De stora byggnadslasterna, pållängder varierande mellan 10 och 40 m samt de geotekniska förhållandena har lett till pålar med stor diameter. Vissa platsgjutna, borrade påltyper har härvid framkommit. De bombskadade, mycket känsliga byggnaderna i städerna, bullerproblem och ett flertal andra faktorer har även bidragit till användningen av platsgjutna pålar. Vidare tvingar den höga anskaffningskostnaden för pålningsutrustning till fortsatt användning av denna påltyp.

Injektorpåle

Vid Donaueuropeiska konferensen i Wien 1968 presenterades en ny påltyp, injektorpålen. Benämningen injektorpåle är härledd från tillverknings sättet, som kan tillämpas vid såväl slagna som borrade pålar. En jordstabiliserande vätska injekteras i jorden omkring pålspetsen genom ett i pålen befintligt centrumsrör. Med den därigenom utbildade förstörade pålspetsen åstadkommes en ökad spetsbärförmåga, bild 1. Injektorpålen har visat sig ge en lastökning av 50–90 procent utöver den oinjekterade pålens bärförmåga och/eller en minskad erforderlig pållängd.

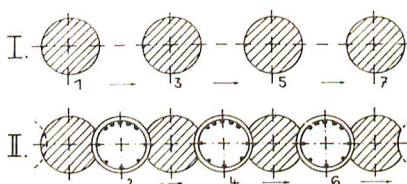
Icos-Vederpåle

En i Österrike av C Veder utvecklad påltyp utnyttjar slitsmurstekniken. En tixo-

1 Injektorpåle. Injekteringen kan utföras vid både slagna och borrade pålar som är försedda med ett centrumsrör.

2 Benotopåle. Genom vridning av foderröret minskas mantelfriktionen avsevärt och den statiska nerpressningen medför en skakningsfri borrhning genom jordlagren. Fallskopen schaktar ur det i röret inpressade materialet till ett djup över rörspeisen som bestäms av vattentrycket i jorden. I fasta lager kan fallskopen låsas och användas som mejsel.

3 Tvärsnitt av pålvägg. I pålväggen armeras varannan påle. Bakåtförankring sker i den oarmerade pålen.

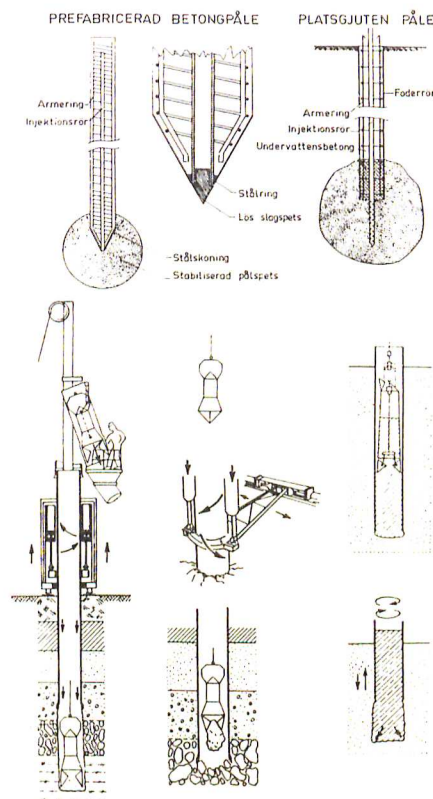


trop vätska, bentonitslam, ersätter ett annars erforderligt foderrör under borrhning och urgrävning. När man nått önskat djup sänker man ned armering och byter sedan den tixotropa vätskan mot betong. Icos-Vederpålen har använts mycket på senare år, men bentonitens eventuella reducerande inverkan på mantelfriktionen är ännu inte helt klarlagd. En rapport vid pålkongressen i London 1970 har behandlat detta problem. Där antyds att minskningen av mantelfriktionen är mindre än förmodat.

Benotopålen

Den för närvarande mest använda påltypen vid svåra grundläggningsproblem är Benotopålen. Den tillverkas på följande sätt. Ett foderrör trycks ned under konstant last. Samtidigt vrider en hydraulisk tång röret växelvis vänster – höger och minskar därmed mantelfriktionen. En fallskopa mejslar och schaktar sedan bort det i röret befintliga jordmaterialet, bild 2. Vid borrhning i berg används speciella slagmejslar. När urgrävningen är slutförd till avsett djup sänks armeringen ned varefter röret fylls med betong. Efter gjutningen dras röret upp stegvis under samtidig vridning. Efter varje dragningsintervall återtrycks röret så att betongen packas ihop.

Vid borrhning kan genom foderrörets statiska nedpressning under konstant last (16 Mp) jordens nedpressningsmotstånd uppskattas, det vill säga man får ett slags



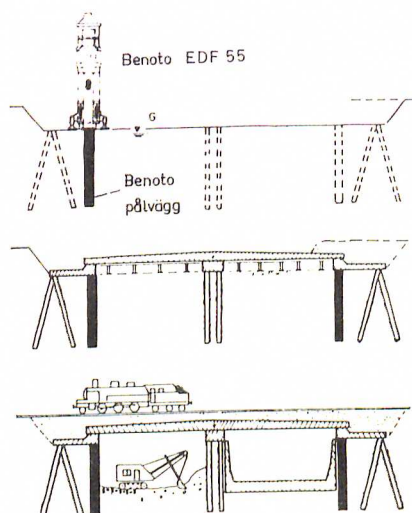
trycksonderingsdiagram i stor skala som kan användas vid bedömning av pålens bärförmåga. De tillåtna lasterna på Benotopålen beror på använd påldiameter och jordförhållanden. Exempelvis har den tillåtna lasten vid Benotopålar med diameter 55, 70 och 90 cm varierat mellan 100, 200 och 300 ton.

Pålväggar

Sponter och slitsmurar medför ofta stora olägenheter i form av till exempel bullerproblem och skakningar eller kan över huvud taget inte användas (lutande väggar). Detta har lett till att Benotosystemet utvecklats för tillverkning av pålväggar.

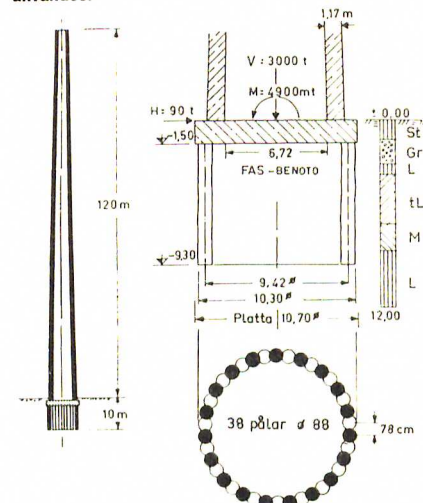
En pålvägg består av en rad pålar som är borrade och gjutna bredvid eller i varandra. För att möjliggöra en exakt pålplacering används borrschabloner av stål eller platsgjuten betong. Pålningen börjar med att varannan påle borrar och gjuts. Pålarna utförs oarmerade och placeras med ett c/c-avstånd som är mindre än 2 d. Vid exempelvis påldiametern 88 cm är c/c-avståndet 150 cm, vilket ger en över-skärning av 13 cm och en väggjocklek av minst 46 cm. 24 till 36 timmar efter gjutningen har betongen hårdnat så mycket att man kan utföra pålarna nr 2, 4, 6, 8 etc mellan de befintliga pålarna. Dessa armeras, bild 3.

När betongen hårdnat efter cirka tre veckor bortschaktas jordmassorna framför pålväggen. Om det är nödvändigt kan väggen härvid förankras.

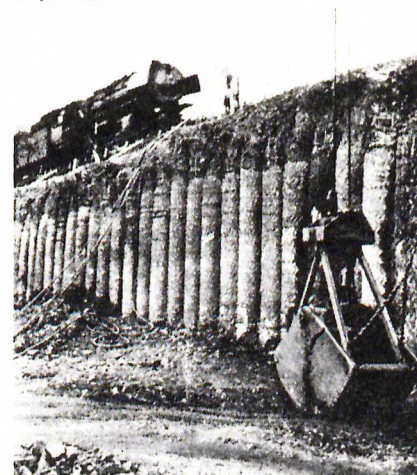


4 Vid tunnel- eller viaduktbygge fordras vid system Benoto endast en kortvarig avstängning av trafiken när plattan gjuts. Den tidskrävande urschaktningen av jorden under plattan medför inga trafikstopp.

5 En 120 m hög skorsten med lasten 3 000 Mp och med momentet 4 900 Mpm i bottenplattan har grundlagts på en cylindrisk Benotopålvägg. 38 pålar med diameter 90 cm och med medellängd 8 m användes.



6 I berg inspänd Benotopålvägg som stödjemur för en järnvägsbank



Benotopålväggen ger följande fördelar jämfört med hittills använda metoder:

- **Bullerproblemet** i städerna utesluter ofta spontning, påslagning etc. Benotomaskinens låga Phonvärde (75 DIN-Phon) tillåter även nattarbete i tätbebyggda områden.

- **Skakningsfri tillverkning.** Genom den statiska nedpressningen av foderröret och det hydrauliska drivningssystemet kan Benotomaskinen användas även i närheten av för skakning känsliga byggnader, till exempel bombskadade hus.

- **Vattentät vägg.** Vid ett flertal arbeten har Benotopålväggen visat mycket låg vattengenomtränglighet. Den kan ytterligare minskas genom användning av sprutbetong.

- **Tillverkning in situ.** Inga plötsliga spänningsändringar uppträder i bakfyllningen vid bortschaktningen framför väggen. På grund av pålväggens styvhet erhålls endast små väggrorelser, varför Benotosystemet lämpar sig väl för viadukt- och tunnelbygge på hårt trafikerade ställen. Bild 4 visar ett system som möjliggör en mycket kortvarig avstängning av trafiken vid tunnel- och viaduktbyggen.

- **Lutande pålväggar.** Systemet möjliggör att även lutande pålväggar kan utföras. Upp till 12° lutning mot vertikalen har förekommit.

- **Hydraulisk bottenuptryckning.** Genom variation av avståndet schaktnivå-rörspets och schaktning under vatten kan hydrauliskt grundbrott motverkas.

- **Kontroll av genomborrade jordlager och väggens kvalitet.** Den geotekniska grundundersökningen ger ofta en otillräcklig bild av grundförhållandena. Genom Benotoborrningen får man en kompletterande inblick i de verkliga grundförhållandena. Bortschaktningen vid pålväggens framsida ger vidare en god kontroll av de gjutna pålarnas kvalitet.

- **Genomborrning av hårda lager och inspanning av pålar i berg.** Fallskopans enkla anpassning eller byte från tagdon till mejsel tillåter en snabb genomborrning av mycket hårda skikt. Några borrhider

Tabell 1
Uppnådda borrhider med Benotoborrning

Genomborrat material	Tjocklek	Borrhid
Tegelmur	3,5 m	16 min
Sandsten	1,0 m	64 min
Kalksten	1,0 m	53 min
Sand	6,0 m	10 min

som uppnått vid borrhider i Mellaneuropa visas i tabell 1.

- **Enkel förankringsmöjlighet.** Förankring av pålväggar utförs på samma sätt som vid spontväggar och slitsmurar. Förankringen anordnas i oarmerade pålar, bild 1.

- **Ren arbetsplats.** Benotopålväggen ger i jämförelse med slitsmurstekniken fördelen av en mycket ren arbetsplats. Slitsmursteknikens komplicerade arbetsplatsinredning, rörsystem och regenerationsanläggning bortfaller.

- **Väderoberoende.** Benotopålens tillverkning är så gott som oberoende av väderförhållanden. Arbeten har utförts vid temperatur lägre än -25°C .

Användningsområde

Några exempel på utförda arbeten visar Benotopålens stora användningsområde:

- **Lutande, bakförankrade pålväggar**
- **Tunnelväggar i hårdtrafikerat område och svårt bombskadad mark** (Wien 1969 70), bild 4
- **Grundläggning av en 120 m hög skorsten på en cyklisk pålvägg i Ingolstadt 1961, bild 5.**
- **I berg inspänd pålvägg som stödjemur för en järnvägsbank** (Mosel 1962), bild 6
- **Stödjemur för en kajläggning, bakåtförankrad.**

Ekonomiska synpunkter

Benotopålens pris per gjuten meter är avhängigt av entreprenörens skicklighet och erfarenhet. Beroende på pålens diameter och jordlagens uppbyggnad varierade priset på hösten 1970 i Mellaneuropa mellan 130 och 140 skr (diameter 83 cm) och mellan 60 och 80 skr (diameter 63 cm).

Vid i Norge år 1970 utförda pålningsarbeten var anbudspriset för borrhider i lera 70–150 skr/m, för borrhider i morän 350–1 000 skr/m samt för borrhider i berg 1 500–4 500 skr/m.

Sammanfattningsvis kan sägas att de i Mellaneuropa vunna erfarenheterna tyder på en användningsmöjlighet av de kända metoderna även i Skandinavien. En anpassning av de olika grundläggningsmetoderna till de aktuella byggnadsproblemen kan då bidra till en ibland tekniskt enklare och mer ekonomisk lösning.

Rainer Massarsch

Intryck från en pålkonferens

Under fyra dagar i september 1970 hölls en pålkonferens i London, Conference on Behaviour of Piles, anordnad av the Piling Committee of the Institution of Civil Engineers.

Till konferensen hade insänts totalt arton uppsatser, huvudsakligast av engelska författare. En uppsats med titeln »Methods used in Sweden to evaluate the bearing capacity of end-bearing precast concrete piles» kom från Sverige, författad av *Bengt Broms* och *Lars Hellman*.

Uppsatserna hade indelats i fyra ämnesgrupper:

- Last-deformationsegenskaper hos pålar i olika jordarter
- Sättningar av byggnader på pålar
- Utförande och resultat av olika pålningsmetoder
- Problem vid pålningsarbeten.

Några uppsatser som författaren personligen funnit vara av störst intresse refereras i det följande.

Provbelastrning av pålar i lera. Föreskrifter och utförande

Denna uppsats av *F G Butler* och *K Morton* [1] behandlar utförande av provbelastrning och uttolkning av resultaten. Den provbelastrningsmetod som diskuteras är den internationellt vanligaste metoden, enligt rekommendation av ASTM¹, det vill säga lasten påförs i ett begränsat antal steg och varje laststeg får ligga kvar på pålen till dess nollsjunkning erhållits. Metoden kallas vanligen Maintained Load Method, M L-metod. Provbelastrningen är främst avsedd som en kontroll av att en provad påle kan bära avsedd tillåten last. Vid bedömning av resultatet betraktar man pålhuvudets sjunkning, och vissa villkor gäller för sjunkningen under maximal last och för kvarstående sjunkning efter avlastning.

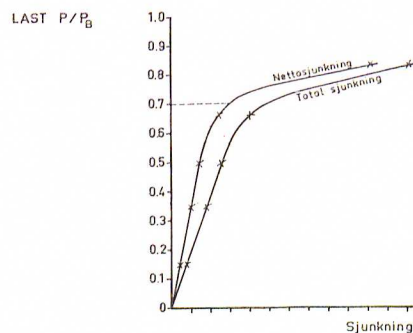
I England tillämpas vanligen sex laststeg till 1,5 ggr avsedd tillåten last (i USA och Kanada åtta laststeg till 2,0 ggr tillåten last). Vid bedömningen av resultatet gäller främst att kvarstående sjunkning av pålhuvudet skall vara mindre än ett visst värde, för stödpålar vanligen cirka $1/8''$ till $1/4''$, det vill säga cirka 3 till 6 mm.

Det är intressant att se att man utomlands låter ett sättningskriterium vara bestämmande. Här hemma vill vi snarare använda ett brottkriterium, det vill säga säkerhetsfaktor mot brott. Emellertid är, som omedelbart inses, den citerade nettosjunktbedömningen ganska opraktisk, då den inte tar hänsyn till faktorer som pålens längd, kvarstående deformationer på grund av hysteriseffekter och inspänning etc. Vidare torde provbelastrning till endast 1,5 eller 2,0 ggr avsedd tillåten last vara otillräckligt.

Butler och Morton påvisar bristerna i den sedvanliga metodens utförande och tolkning samt rekommenderar följande förbättringar:

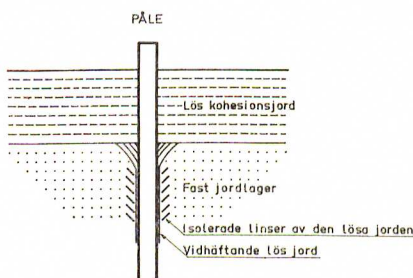
1. En provpåle (preliminary pile) skall först belastas på vanligt sätt i åtta laststeg till 2,0 ggr önskad tillåten last, dock kompletterat med avlastningar till nollast vid varje laststeg till och med den tillåtna lasten. Här efter skall pålen belastas till brott enligt metoden med konstant nedpressning.

¹ ASTM — American Society for Testing and Materials



1 Last-sjunktionsdiagram från provbelastrning (principfigur). Lasten har avsatts i förhållande till brottlasten.

2 Principen för hur jord från ett yttligt lager kan dras ned i ett undre lager vid pålslagning



2. Vid tolkning av resultatet av den vanliga metoden (M L-metoden) skall uppritning ske i ett last-sjunktionsdiagram, där lastaxeln uttrycks i last relativt brottlasten, P/P_B enligt principfiguren i bild 1. Enligt Butler och Morton finner man då normalt en intressant punkt vid lastförhållandet 0,7. Än tydligare blir denna kritiska punkt (critical load ratio) om uppritningen görs efter nettosjunktningen för varje laststeg, vilken erhålls från den föreslagna avlastningen vid varje laststeg.

3. Vid bestämning av tillåten last för pålningen föreslås denna vald efter en säkerhetsfaktor av 1,5 ansatt på den kritiska lasten. Detta innebär en säkerhetsfaktor om 2,15 på provpålens brottlast.

4. Moment 1 och 2 gäller en belastning av en provpåle. För den efterföljande kontrollen av själva pålningen (the contract piles) rekommenderar Butler och Morton att endast M L-metoden tillämpas, dock endast till 1,25 ggr tillåten last i fem laststeg med avlastning vid de två sista laststegen. Pålen föreslås bli godkänd, om maximalsättningen vid sista laststeget inte överskrider 150 procent av provpålens sättning vid samma laststeg. Enligt författarna innebär detta att den kritiska lasten är högst 1,3 ggr avsedd tillåten last, innebärande en säkerhetsfaktor mot brott av 1,8.

Man kan och bör kritisera de valda säkerhetsfaktorerna samt om provbelastrning till endast 1,25 ggr tillåten last verkligen är tillräckligt. Denna kritik bör emellertid inte skymma det värdefulla i uppsatsen, som noggrant diskuterar tolkningen av den i England mest använda provbelastrningsmetoden och som ger många nya synpunkter.

Pålslagningens inverkan på mantelfriktionen

M J Tomlinson har under många år undersökt problem rörande pålars mantelfriktion och presenterat sina rön i ett flertal kända uppsatser. I denna uppsats [2] belyser han bland annat hur vid slagning av en påle genom varierande jordlagerföljd jorden i ett övre liggande löst lager kan häfta vid en påle och följa med pålen ner i exempelvis ett undre bärande fast jordlager, bild 2. Tomlinson redovisar resultatet av ett urval utförda provbelastrningsförsök och undersökningar av framschaktade pålar samt varnar för att den vidhäftande leran kan nedsätta pålens bärförmåga betydligt. I uppsatsen ges anvisning på olika fall då denna effekt kan erhållas och rekommenderas värden på erforderliga reduceringar av den beräkningsmässiga mantelfriktionen.

Bentonits inverkan på platsgjutna pålars mantelfriktion

I en uppsats av *J W Farmer*, *P J C Buckley* och *Z Sliwinsky* [3] redovisas undersökningar av hur gjutning i bentonitlam påverkar mantelfriktionen för platsgjutna pålar. Metoden har ett nyhetsvärde för oss i Sverige. Den används som bekant i kv Hästen i Stockholm, där man dock inte vågat använda slitmurstekniken även för de pålar som skall installeras i kvarterets närhet. Metoden är annars använd och väl prövad utomlands.

Författarna redovisar laboratorie- och fältförsök, och deras slutsats är att bentoniten inte i någon högre grad reducerar mantelfriktionen. I inget fall var reduktionen större än 10 procent. Här bör påpekas att man förutsätter att pålen avses bära sin last genom mantelfriktion. I Sverige diskuteras normalt inte annat än tillåten spetslast. När jag i enskilda diskussioner vid konferensen nämnde att vi därvid dessutom inte vågar tillåta mer än cirka 5 kp/cm² på fast morän och cirka 20 kp/cm² på berg uppstod som regel en besvärande tystnad.

Noggrannhetskrav och konstruktionsproblem vid pålningsarbeten

Denna uppsats av *W G K Fleming* och *P F Lane* [4] diskuterar tillåtna avvikelser från konstruktionsritningar och grundläggningsförutsättningar samt problem i samband med detta vid pålning.

I uppsatsen framförs såväl teoretiska som praktiska synpunkter, och klara skäl lämnas för de råd som ges. Det skulle föra alltför långt att referera författarnas syn på tillåtna lutningar, krökningar, lägesavvikelser, materialavvikelser etc, i synnerhet som redan uppsatsen är mycket kompakt. Jag begränsar mig därför till att rekommendera intresserade att studera den.

Konferensförhandlingarna var i hög grad inriktade på diskussion, vilket bidrog till att utbytet av konferensen blev mycket gott. Flera diskussionsinlägg från Sverige framfördes av *Bengt Broms*, *Gunnar Fjellner* och *Bengt H Fellenius* rörande resultat från Pålkommissionens och Statens geotekniska instituts verksamhet. De flesta inläggen rörde annars problem som inte vanligen påträffas här hemma.

Den fjärde och sista dagen ägnades åt studiebesök. Självt deltog jag i ett privat arrangemang tillsammans med några andra svenskar. Vi fick bland annat studera arbeten med installering av borrade pålar.

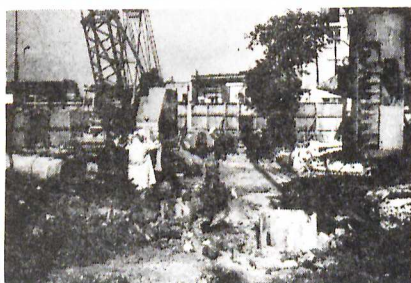
Borrade platsgjutna pålar, på engelska »bored in-situ piles», utförs genom att man borrar eller gräver ett hål i jorden, varit sedan betong gjuts. Hålet kan ibland behöva stadgas med ett foderrör och pålen kan vara såväl oarmerad som armerad.

Vid den pålning vi studerade var pålarna cirka 20 m långa och hade 0,5–1,0 m diameter. Vid urgrävningen användes stora skruvborrar anbringade på en särskild maskin typ Terradrill. När pålarna nått avsett djup utvidgades påldiametern med ett speciellt verktyg, bilderna 3 och 4. Utvidgningen åstadkoms när grävar-



3 Borrningsaggregat typ Terradrill i utfälld läge under tömning

4 Pålplatsen. Märk stålroret och skruvborren framför borrningsaggregatet.



marna successivt fälldes ut. Den bortgrävda jorden uppsamlades därvid i verktygets kropp. I bakgrunden på bild 4 syns även några av de foderrör som var erforderliga i de lösare jordlagren inom de översta 8–10 metrarna. Bild 3 visar verktygets »grävarmar» utfällda under tömning. Med detta verktyg erhöles en mycket väldefinierad utvidgning av spetsen som naturligtvis gav en kraftigt ökad spetsbärförmåga. Det var noga med att utvidgningen var jämn. För att kontrollera och säkerställa detta firades en modig man med spade och hink ned i hålet.

Den borrade platsgjutna pålen är den vanligaste påltypen i England. Vad som är geotekniskt intressant är att man för dessa pålar använder två provningsförfaranden. Dels provbelastning före betonggjutning av en platta nedförd till pålspetsen, dels den vanliga provbelastningen av en färdig påle.

Man får många nya erfarenheter och impulser vid en internationell konferens. Naturligtvis kan man inte okritiskt överta alla synpunkter. Inte minst måste man beakta skillnaden i jordförhållanden mellan Sverige och exempelvis England. Förutom konkreta lärdomar lär man sig bland annat just av skillnaderna att se på sina vanliga tekniska problem med andra ögon och att

angripa dem på ett nytt sätt. Jag tror att särskilt denna konferens har varit lyckad från denna synpunkt.

Bengt H Fellenius

Litteratur

- [1] Butler, F G och Morton, K: *Specification and performance of test piles in clay*.¹
- [2] Tomlinson, M J: *Some effects of pile driving on skin friction*.¹
- [3] Farmer, J W, Buckley, P J C och Sliwinsky, Z: *The effect of bentonite on the skin friction of cast-in-place piles*.¹
- [4] Fleming, W G K och Lane, P F: *Tolerance requirements and construction problems in piling*.¹

¹ »Proceedings of the Conference on Behaviour of Piles in London 1970», Institution of British Civil Engineers, London 1971