



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. 9

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

Beräkning av pålar vid olika belastningsförhållanden

- 1. Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar**
- 2. Brottlast för snett belastade pålar**
- 3. Beräkning av vertikala pålars bärförmåga**

av Bengt Broms

Ingår även i IVA:s Pålkommittés meddelandeserie (Nr 5—7)

STOCKHOLM 1965

Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar

Innehåll

	Sid.
Inledning	1
Sidodeformationer vid vanligt belastningsfall	2
Sidomotstånd vid brottstadium	7
Beräkningsexempel	11
Sammanfattning	13
Summary	14
Litteratur	15

INLEDNING

I Mexikanska golfen, upp till 30 km utanför USA:s kust, har uppförts borrhorn, vilka ofta är utsatta för stora vågkrafter. Vågorna förorsakas av de tropiska stormar, som är vanliga i dessa områden. Borrhornen är i många fall grundlagda på vertikala stålörörspålar med en diameter, som ofta överstiger en meter. Pålarne är drivna eller spolade ner i mäktiga lager av mycket lös lera eller löst lagrad sand. För att motstå de resulterande stora horisontella vågkrafterna är man ofta tvungen att helt utnyttja pålarnas sidomotstånd. För oljebolaget Shells räkning företog författaren en undersökning under åren 1956-1959 för att utröna pålars maximala sidomotstånd. Resultaten av denna undersökning redovisas i denna artikel.

Vid dimensionering av en pålgrupp utsatt för horisontella krafter måste man se till att a) dess sidodeformation vid vanliga belastningsfall blir mindre än den som tolereras av den understödda konstruktionen och att b) säkerhetsfaktorn för brott vid maximala belastningsfall blir tillräckligt stor.

Sidoförskjutningen av en sidobelastad pålgrupp beräknas i allmänhet vid vanliga belastningsfall med hjälp av en proportionalitetskoefficient (Hellström, 1964). Denna koefficient är beroende av markens elastiska egenskaper. Metoder för beräkning av proportionalitetskoefficientens värde för olika pålkonstruktioner och för olika jordartstyper diskuteras i denna uppsats.

Vid höga belastningar inträder brott, varvid brottmekanismen kan få olika förlopp i den sidobelastade pålgruppen. Exempel på olika brottmekanismer visas i fig. 1. I fig. 1a visas brottmekanismen för en kort fristående påle. Brott inträffar, när pålen roterar i marken kring en punkt, som ligger nära pålens spets. I detta fall har markens horisontella motståndsförmåga överskridits längs hela pålens längd. I fig. 1b visas brottmekanismen för en lång fristående påle. Brott inträder då det maximala böjmomentet i pålen överskrider pålens brottmoment. Maximala böjmomentet i pålen uppstår i en punkt på ett visst avstånd under markytan, varvid en "led" utbildas, i vilken pålen roterar. Sidodeformationerna hos pålen är i allmänhet så stora, att den omgivande jordens maximala sidomotstånd har nåtts kring pålens övre del.

Pålens sidomotstånd beror i detta fall på pålmaterialets egenskaper, pålsektionens utseende och den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper. Metoder för beräkning av pålars maximala sidomotstånd diskuteras även i denna artikel.

SIDODEFORMATIONER VID VANLIGT BELASTNINGSFALL

Allmänt

En pålgrupp skall vara så konstruerad att dess deformation vid vanliga belastningsfall ej överskrider den deformation, som kan tillåtas. I många fall kan stora sidorörelser tillåtas, men i andra fall måste dessa starkt begränsas för att ej skada den ovanliggande konstruktionen. Fast inspända bågbroar är till exempel mycket känsliga för små sidoförskjutningar. Vid vanliga belastningsfall (dvs när de yttre påkänningarna är hälften till en tredjedel så stora som brottpåkänningarna) är pålgruppens deformationer proportionella mot den påförda lasten. I detta fall beräknas i allmänhet pålgruppens sidorörelser med hjälp av en proportionalitetskoefficient, den s.k. bäddmodulen. Bäddmodulen k är definierad av ekvationen

$$k = \frac{p}{y} \quad (1)$$

där p är den last per ytenhet, som överföres från pålen till den omgivande jorden och y är pålens motsvarande sidorörelse. Bäddmodulen är ingen materialkonstant utan varierar med lastytans storlek, dvs med diametern hos den belastade pålen.

För kohesionsjordarter är vid korttidsbelastning bäddmodulen k proportionell mot jordens elasticitetsmodul (Broms, 1964b) och är således beroende av jordartens odränerade skjuvhållfasthet. En påles sidoförskjutning ökar med sidobelastningens varaktighet, dvs bäddmodulen minskar, när konsolidering av det omgivande kohesionsmaterialet äger rum. För normalkonsoliderade leror tilltar skjuvhållfastheten med djupet och man kan därför förvänta, att även bäddmodulen ökar för dessa jordarter med ökat djup. För starkt överkonsoliderade leror, som förekommer i södra Sverige, är bäddmodulen k ofta konstant och varierar ej med djupet. I en torrskorpa kan man ofta konstatera att bäddmodulen minskar med djupet. När man passerat torrskorpan ökar bäddmodulen med ökat grundläggningsdjup. Således kan bäddmodulen för kohesionsjordarter antingen öka, vara konstant eller minska med ökat djup.

Även för friktionsjordarter är bäddmodulen k proportionell mot jordens elasticitetsmodul. Eftersom elasticitetsmodulen är beroende av sandens relativa täthet och av det effektiva övertrycket, ökar bäddmodulen k med

Ökat djup. I allmänhet gör man det antagandet att bäddmodulen ökar linjärt med djupet.

Beräkning av bäddmodulen k . En pålgrupps sidodeformation kan beräknas (a), när bäddmodulen k växer linjärt med djupet och (b) när bäddmodulen är konstant och är oberoende av avståndet från markytan.

Friktionsmaterial. I det fall då bäddmodulen växer linjärt med djupet z kan pålens sidodeformation beräknas med hjälp av en koefficient n_h , som är definierad enligt ekvationen

$$k = n_h z / D \quad (2)$$

där D är pålens diameter. Konstanten n_h är ett mått på hur snabbt bäddmodulen tilltar med ökat djup. För friktionsjordart göres i allmänhet det antagandet att konstanten n_h endast är beroende av jordens lagringstäthet. För kohesionsjordarter beror konstanten n_h vid korttidsbelastning på lerans hållfasthetstillväxt med ökat djup.

Terzaghi (1955) har rekommenderat följande värden på koefficienten n_h för friktionsmaterial (Tabell 1.).

Tabell 1. Siffervärden på koefficienten n_h enligt Terzaghi (1955)

Relativ lagringstäthet	Koefficient n_h i ton/m ³		
	lös	normal	tät
över grundvattenytan	250	750	2000
under grundvattenytan	140	500	1200

Om dessa värden användes, kommer de beräknade sidoförskjutningarna och sidomotstånden i regel att bli mindre än de verkliga, dvs. man erhåller i allmänhet resultat, som ligger på den säkra sidan. Det bör observeras att denna metod att beräkna bäddmodulen endast kan användas, när pålens längd överstiger omkring fem gånger pålens diameter. För mycket korta pålar är man i allmänhet tvungen att tillgripa provbelastning för att bestämma faktorn n_h .

Kohesionsmaterial. Bäddmodulen för kohesionsmaterial kan uppskattas med hjälp av elasticitetsläran (Broms, 1963). Den beror på dels den nedslagna pålens styvhet och dels den omgivande jordens deformationsegenskaper. För en påle, vars längd överstiger omkring fem påldiametrar kan bäddmodulen beräknas ur ekvationen

$$k = \alpha K_o / D \quad (3)$$

I denna ekvation är K_o bäddmodulen för en kvadratisk platta med kantlängden 1,0, D pålens diameter och α en faktor, som är beroende av pålens och den omgivande jordens styvhet. Beräkningar (Broms, 1963) visar att koefficienten α varierar mellan 0,29 för stålplåtar drivna i lös lera och 0,54 för träpålar nedslagna i mycket fast lera. Ett rimligt medelvärde för koefficienten α är 0,4.

Bäddmodulen K_o för en kvadratisk platta med kantlängden 1,0 kan beräknas med ledning av elasticitetsläran. Om ett medelvärde av 0,5 användes för Poissons relationstal, kan bäddmodulen K_o beräknas ur ekvationen

$$K_o = 1,67 E_s \quad (4)$$

Värdet av en kohesionsjordarts elasticitetsmodul E_s varierar med lastintensiteten. Vid en belastning, som motsvarar ungefär en leras halva skjuvhållfasthet, varierar elasticitetsmodulen vid kortvariga belastningar mellan 50 och 200 gånger lerans odränerade skjuvhållfasthet τ_{fu} . Om detta värde användes, kan ekv. (4) omskrivas till

$$K_o = (80 \text{ till } 320) \tau_{fu} \quad (5)$$

där τ_{fu} är lerans odränerade skärhållfasthet. Om detta värde på K_o insättes i ekv. (3) och om man väljer koefficienten $\alpha = 0,4$ erhåller man följande ekvation

$$k = (32 \text{ till } 128) \tau_{fu} / D \quad (6)$$

På grund av krypning och konsolidering hos jorden ökar pålens sidoförskjutning med belastningstiden. Mätningar har visat, att sättningarna för oorganiska leror vid långtidsbelastningar kan uppgå till 2-6 ggr de sättningar som inträffar under byggnadstiden, dvs vid kortvariga belastningsfall. Emellertid kan långtidssättningarna för organiska leror och för oorganiska leror med högt finlekstal betydligt överstiga dessa värden. Om man antar, att deformationerna vid långtidsbelastning i ge-

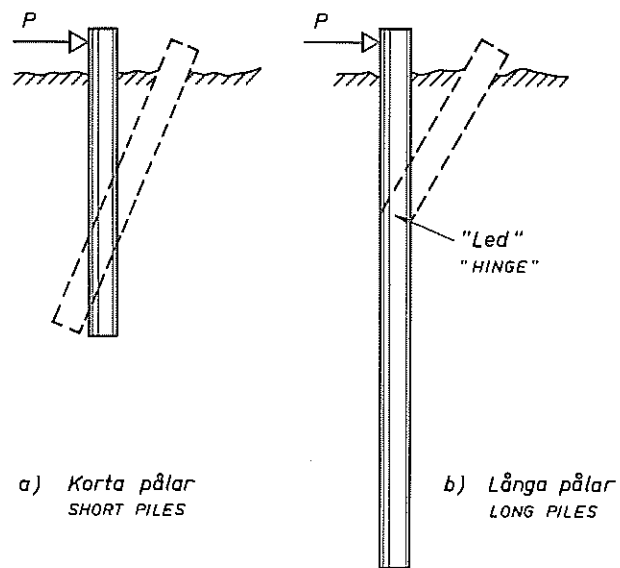


Fig. 1. BROTTMEKANISMER FÖR SIDOBELASTADE PÅLAR

Fig. 1. Failure modes of laterally loaded piles

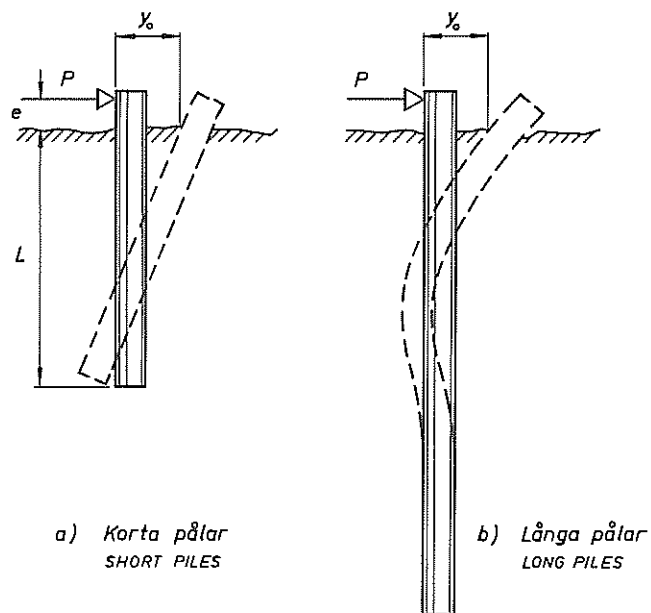


Fig. 2. SIDOFÖRSKJUTNINGAR FÖR SIDOBELASTADE EJ FÖRSPÄNDA PÅLAR

Fig. 2. Lateral deflections of laterally loaded free piles

nomsnitt är fyra gånger deformationerna vid korttidsbelastning, kan en påles sidoförskjutning uppskattas till ett värde, som är lika med $1/4$ av det som är angivet i ekv. (6).

Sidoförskjutningar vid markytan.

Korta pålar i friktionsmaterial. Sidoförskjutningarnas fördelning för en kort ej inspänd påle visas i figur 2a. I detta fall är pålen stel och roterar kring en punkt, som är belägen på visst avstånd under marknivån. En påle, som är nedslagen i ett friktionsmaterial uppför sig som en kort påle, när det dimensionslösa talet $\eta L < 2$ (Broms, 1964 a) såsom visas i figur 2a. Faktorn är definierad av ekvationen

$$\eta = \sqrt[5]{n_h/EI} \quad (7)$$

där EI är pålens böjstyvhet. I det fall då den korta pålen är ej inspänd, kan dess sidoförskjutning y_0 vid markytan (fig. 2a) beräknas ur ekvationen

$$y_0 = \frac{18P(1 + 1,33 \frac{e}{L})}{L^2 n_h} \quad \eta L \leq 2 \quad (8a)$$

I denna ekvation är P den påförda lasten, e avståndet mellan lastens angreppspunkt och markytan och L pålens längd såsom visas i fig. 2.

För en kort inspänd påle är sidoförskjutningen vid markytan

$$y_0 = \frac{2P}{L^2 n_h} \quad \eta L \leq 2 \quad (8b)$$

Det har härvid antagits att pålen är fullt inspänd och att ingen rotation av pålen äger rum, när den rör sig i jorden. I detta fall är inspänningspunkten belägen vid markytan. Då inspänningspunkten är belägen under marknivån blir bäddmodulen något större än den som beräknas ur Tabell 1, dvs de beräknade sidoförskjutningarna blir något större än de verkliga. Detta inträffar t.ex. för en pålplint, vars undersida är belägen under markytan.

Korta pålar i kohesionsmaterial. Sidodeformationernas fördelning längs en kort ej inspänd påle visas i fig. 2a (Broms, 1964b). I det fall då den dimensionslösa längden $\beta L = L\sqrt{kD/4EI}$ är mindre än 1,5 kan sidoförskjutningen vid markytan y_0 beräknas ur ekvationen

$$y_o = \frac{4P(1 + 1,5 \frac{e}{L})}{kDL} \quad \beta L \leq 1,5 \quad (9a)$$

där e är avståndet mellan lastens angreppspunkt och markytan och D är pålens diameter eller sida.

För en kort inspänd påle nedslagen i ett kohesionsmaterial med en dimensionslös längd $\beta L < 0,5$ kan den horisontella sidoförskjutningen vid markytan beräknas ur ekvationen

$$y_o = \frac{P}{kDL} \quad \beta L < 0,5 \quad (9b)$$

I detta fall rör sig pålen parallellt med markytan utan någon rotation i jorden. Man kan se från ekv. (9a) och (9b) att sidoförskjutningarna minskar avsevärt med ökad pållängd.

För korta pålar är den beräknade sidoförskjutningen omvänt proportionell mot bäddmodulen såsom visas av ekv. (9a) och (9b).

Om en noggrann uppskattning erfordras av sidoförskjutningarna är man tvungen att utvärdera bäddmodulen från fältförsök.

Långa pålar i friktionsmaterial. I det fall då den dimensionslösa pållängden $L \sqrt[5]{n_h/EI} > 4,0$ kan deformationerna vid markytan för en ej inspänd påle beräknas ur ekvationen

$$y_o = \frac{2,40 P}{n_h^{3/5} (EI)^{2/5}} \quad \eta L \geq 4 \quad (10a)$$

För en lång inspänd påle är sidoförskjutningen vid markytan

$$y_o = \frac{0,93 P}{n_h^{3/5} (EI)^{2/5}} \quad \eta L \geq 4 \quad (10b)$$

Sidoförskjutningen för en lång inspänd påle är således omkring 40% av den motsvarande fria pålens sidoförskjutning. Att inspanna en påle är alltså ett mycket effektivt medel att minska dess sidoförskjutning vid markytan.

Långa pålar i kohesionsmaterial. Sidoförskjutningarna för en lång ej inspänd påle visas i fig. 2b. Sidoförskjutningen vid markytan kan, när den dimensionslösa längden βL överstiger 2,5 och bäddmodulen är konstant, beräknas ur ekvationen

$$y_o = \frac{2P\beta (e\beta + 1)}{kD} \quad \beta L > 2,5 \quad (11a)$$

där $\beta = \sqrt[4]{kD/4 EI}$

För en inspänd lång påle kan den horisontella sidoförskjutningen vid markytan beräknas när $\beta L > 1,5$ ur ekvationen

$$y_0 = \frac{P\beta}{kD} \quad \beta L > 1,5 \quad (11b)$$

Ekv. (11a) och (11b) visar att den horisontella sidoförskjutningen för en inspänd påle är endast hälften av sidoförskjutningen för den ej inspända pålen, när den horisontella kraften verkar vid markytan. Man kan även se att en ändring av pålens längd i motsats till en kort påle icke har någon inverkan på pålens sidoförskjutning. Däremot inverkar en ändring av pålens böjstyvhet på pålens sidoförskjutning vid markytan. En fördubbling av en påles kantlängd eller diameter reducerar vid samma belastning deformationerna vid markytan med 50 %.

För långa pålar neddrivna i ett kohesionsmaterial är sidoförskjutningen vid markytan proportionell mot koefficienten $\beta = \sqrt[4]{kD/4EI}$. För långa pålar är det i allmänhet tillräckligt att endast göra en uppskattning av bäddmodulen. Om till exempel den uppskattade bäddmodulen är dubbelt så stor som den verkliga bäddmodulen, blir den verkliga sidoförskjutningen endast 20 % större än den beräknade sidoförskjutningen. Således är det i allmänhet fullt tillräckligt att för långa pålar uppskatta bäddmodulen med ledning av ekv. (6) medan man för korta pålar ofta måste utvärdera bäddmodulen från fältförsök.

SIDOMOTSTÅND VID BROTTSTADIUM

Jordtrycksfördelning vid brott. I allmänhet erfordras vid en sidobelastad pålgrupp en viss säkerhet mot brott vid extrema belastningsfall. En pålgrupps brottlaster beror på dels pålmaterialets hållfasthetsegenskaper, dels pålarnas dimensioner och dels den omgivande jordens skjuvhållfasthet. Brottlaster kan beräknas med ledning av de mekanismer som leder till brott.

Vid brott skjutes den del av jorden uppåt som är belägen framför pålen närmast markytan (den riktning som erbjuder det minsta motståndet) såsom visas i fig. 3. Den del av jorden som är belägen under en viss nivå rör sig däremot i sidled från pålens framsida till dess baksida. Approximativa beräkningar har visat att det djup där en ändring av jordens rörelseriktning sker (från en uppåtriktad till en sidoriktad rörelse) motsvarar ungefär tre påldiametrar för kohesionsjordarter och omkring femtio påldiametrar för friktionsjordarter.

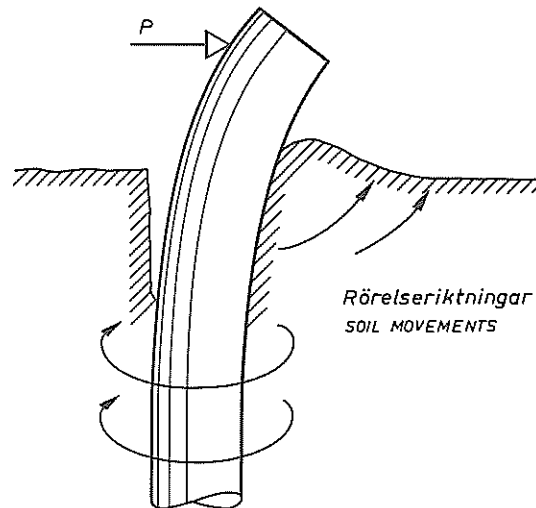


Fig. 3. JORDRÖRELSER VID BROTT

Fig. 3. Soil movements at failure

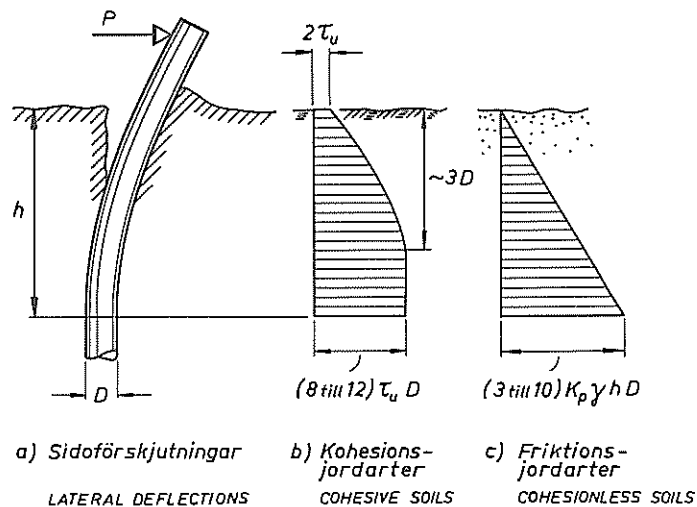


Fig. 4. JORDTRYCKSFÖRDELNING VID BROTT FÖR SIDOBELASTAD PÅLE

Fig. 4. Earth pressure distribution at failure of laterally loaded pile

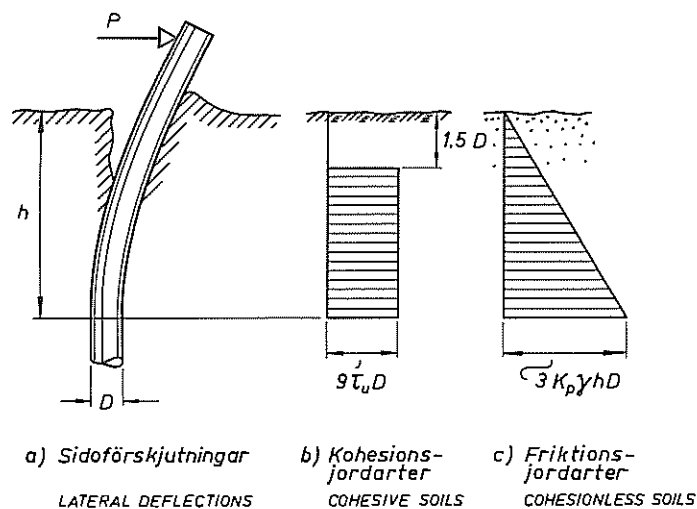


Fig. 5. ANTAGEN JORDTRYCKSFÖRDELNING VID BROTTSTADIUM

Fig. 5. Assumed earth pressure distribution at failure

Pålens sidomotstånd ökar med ökad sidoförskjutning tills sidoförskjutningen uppgår till ungefär 20 % av pålens diameter eller kantlängd då fullt passivt jordtryck har utbildats längs pålens övre del. Den motsvarande jordtrycksfördelningen visas i fig. 4 b och 4 c för kohesions- och friktionsjordarter.

För kohesionsjordarter (Broms, 1964b) är det passiva jordtrycket vid markytan ungefär lika med två gånger jordens odränerade skjuvhållfasthet. Detta jordtryck motsvarar det tryck, som verkar på en oändligt lång skiva eller mur. Det passiva jordtrycket ökar med ökat djup på grund av valvbildning. På ett djup som motsvarar tre påldiametrar är jordtrycket omkring 8 - 12 gånger lerans odränerade skjuvhållfasthet. På större djup är jordtrycket mot pålen konstant och oberoende av djupet under markytan, då vid brott leran förskjutes i sidled.

För en friktionsjordart kan det vara rimligt att antaga att jordens maximala sidomotstånd är proportionellt mot Rankines passiva jordtryck (dvs det jordtryck som skulle verka på en oändligt lång platta eller skiva). Försöksresultat visar att det maximala jordtryckets verkan på en sidobelastad påle varierar mellan 3 - 10 gånger Rankines passiva jordtryck (Broms, 1964a). Således är jordtrycket vid markytan mycket litet och ökar linjärt med ökat djup under markytan.

För att förenkla beräkningsförfarandet kan det jordtryck som visas i fig. 4 ersättas med den jordtrycksfördelning som visas i fig. 5. För kohesionsjordarter har det antagits, att jordtrycket är mycket litet ned till ett djup som motsvarar 1,5 gånger pålens diameter eller sida. Under detta djup antages att jordtrycket är lika med 9 gånger kohesionsjordartens odränerade skjuvhållfasthet. Om denna jordtrycksfördelning användes, blir det beräknade böjmomentet i pålen något större än det verkliga böjmomentet. Således ger den antagna förenklade jordtrycksfördelningen resultat som ligger på den säkra sidan.

För friktionsjordarter har det antagits, att jordens motståndsförmåga är tre gånger Rankines passiva jordtryck. Detta jordtryck motsvarar det minsta värde som har uppmätts vid pålförsök (Broms, 1964a). Således ger även denna jordtrycksfördelning värden som ligger på den säkra sidan. Med hjälp av de antagna jordtrycksfördelningarna kan en sidobelastad påles eller pålgrupps brotthållfasthet beräknas.

Korta pålar i kohesionsmaterial. Sidorörelserna vid brott för en kort ej inspänd påle nedslagen i en kohesionsjordart och den motsvarande verkliga jordtrycksfördelningen är illustrerad i fig. 6a och 6b. För be-

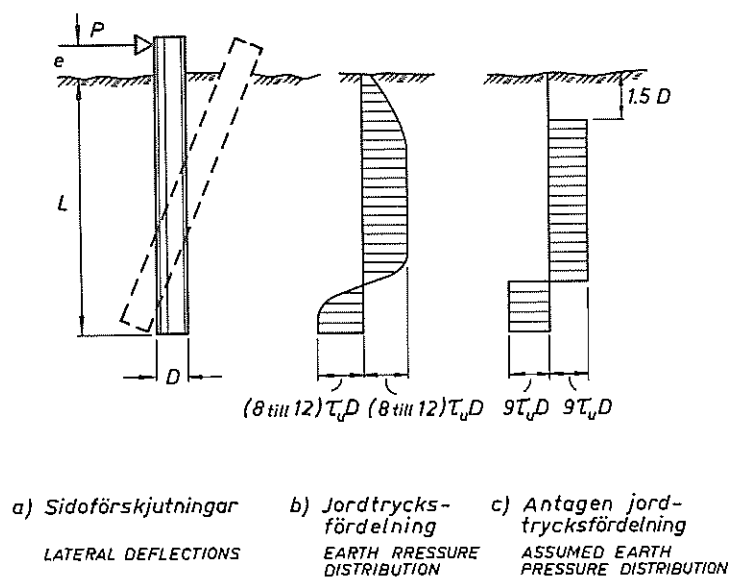


Fig. 6. SIDOFÖRSKJUTNINGAR OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING FÖR KORTA EJ INSPÄNDA PÅLAR I KOHESIONSJORDARTER VID BROTTSTADIUM

Fig. 6. Lateral deflections and earth pressure distribution for short free piles in cohesive soils at failure

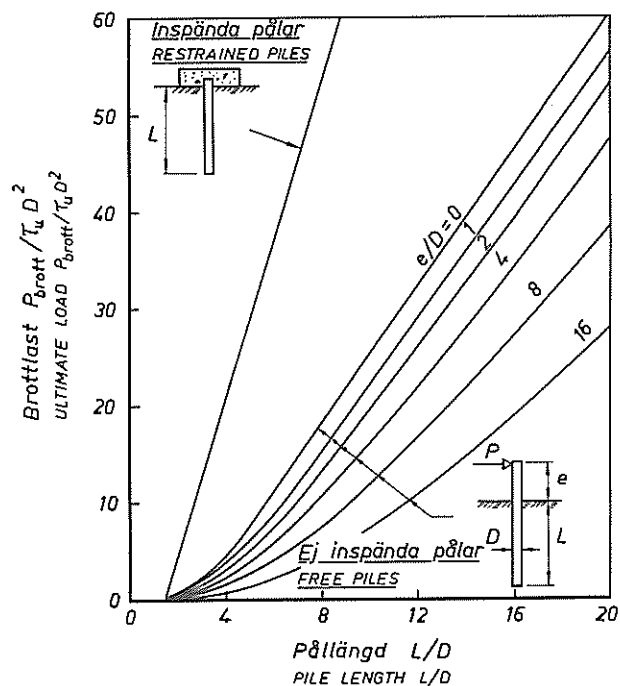


Fig. 7. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH PÅLLÄNGD FÖR SIDOBELASTADE PÅLAR I KOHESIONSJORDARTER

Fig. 7. Relationship between ultimate load and pile length for laterally loaded piles in cohesive soils

räkning av brottlasten användes den jordtrycksfördelning som visas i fig. 6c. Vid pålens rotationscentrum har det antagits att jordtrycket ändras plötsligt. Emellertid ändras det verkliga jordtrycket gradvis såsom visas i fig. 6b. Det resulterande felet är litet och kan i allmänhet försummas.

I fig. 7 visas brottlasten P_{brott} såsom en funktion av pålens längd L och avståndet e mellan kraftens angreppspunkt och markytan. Man kan av denna figur se att pålens brottlast ökar med ökad pållängd och med ökad skjuvhållfasthet hos den omgivande kohesionsjordarten. Man kan även se att brottlasten minskar kraftigt då avståndet e mellan kraftens angreppspunkt och markytan ökar.

Fördelningen av sidoförskjutningarna för en kort sidobelastad inspänd påle illustreras av fig. 8a. Den antagna jordtrycksfördelningen för en kohesionsjordart visas i fig. 8b. Jordtrycket är således försumbart från markytan till ett djup lika med 1,5 gånger påldiametern. Vid ökat djup har det antagits att jordtrycket är konstant och lika med 9 gånger kohesionsmaterialets odränerade skjuvhållfasthet. Det maximala sidomotståndet kan beräknas ur pålens jämviktsvillkor. Den motsvarande brottlasten har beräknats i fig. 7 såsom funktion av pålens längd.

Korta pålar i friktionsmaterial. Sidoförskjutningarna och den motsvarande jordtrycksfördelningen för en kort påle som är nedslagen i ett friktionsmaterial visas i fig. 9a och 9b.

För påldelen över rotationspunkten ökar jordtrycket med ökat djup under markytan och under pålens rotationscentrum, som är beläget nära pålens spets, minskar jordtrycket avsevärt och får i pålens nedre del motsatt riktning. Vid beräkningar antages i regel att det jordtryck som verkar vid pålens spets kan ersättas med en koncentrerad kraft R såsom visas i fig. 9c. Det resulterande felet som uppstår vid beräkningen av pålens brottkraft är emellertid litet och kan i allmänhet försummas. På grundval av den jordtrycksfördelning som visas i fig. 9c kan pålens brottlast beräknas. Denna beräknade brottlast visas i fig. 10 såsom en funktion av pålens längd L och avståndet e mellan lastens angreppspunkt och markytan. Man kan se att pålens sidomotstånd även i detta fall ökar kraftigt med ökad pållängd och ökar då e minskar. Det bör observeras att denna beräkningsmetod att beräkna en påles brottlast endast kan användas när pålens maximala böjmoment vid brott i jorden är mindre än pålens brottmoment.

I fig. 8c visas den antagna jordtrycksfördelningen för en inspänd

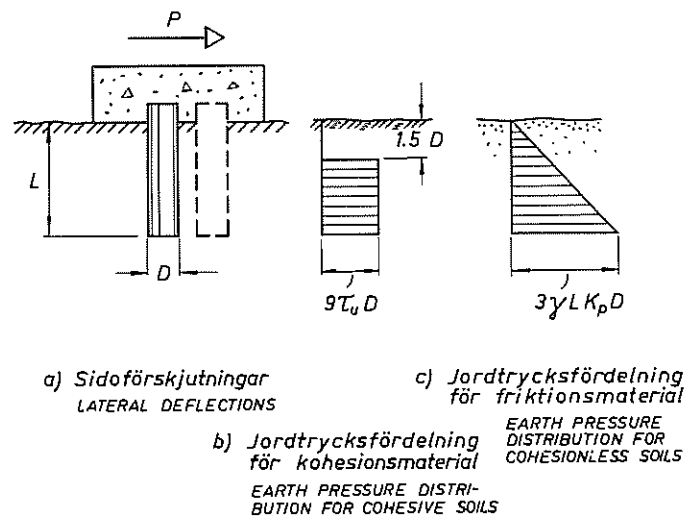


Fig. 8. SIDOFÖRSKJUTNINGAR OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING FÖR KORTA INSPÄNDA PÅLAR VID BROTTSTADIUM

Fig. 8. Lateral deflections and earth pressure distribution for short restrained piles at failure

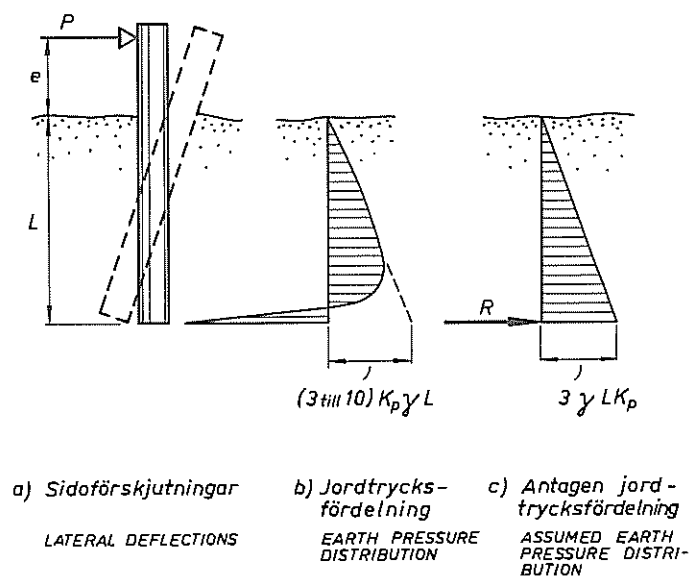


Fig. 9. SIDOFÖRSKJUTNINGAR OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING FÖR KORTA EJ INSPÄNDA PÅLAR I FRIKTIONSJORDARTER VID BROTTSTADIUM

Fig. 9. Lateral deflections and earth pressure distribution for short free piles in cohesionless soils at failure

kort påle nedslagen i en friktionsjordart. Den motsvarande brottlasten finnes medtagen i fig. 10 såsom en funktion av pållängden. Man kan se att brottlasten även i detta fall ökar kraftigt med ökad pållängd.

Den brottmekanism som visas i fig. 8 förutsätter att det maximala böjmoment som uppstår vid inspänningspunkten ej överskrider pålens brottmoment.

Medellånga pålar i kohesionsmaterial. Brottmekanismen för en medellång inspänd påle visas i fig. 11a. Brott inträffar då det maximala böjmomentet vid inspänningspunkten når pålens brottmoment och pålen roterar kring en punkt, som är belägen på visst avstånd under marknivån.

Jordtrycksfördelningen för en kohesionsjordart visas i fig. 11b. Vid rotationspunkten har det antagits att en plötslig förändring av jordtrycket äger rum.

Medellånga pålar i friktionsmaterial. Jordtrycksfördelningen för ett friktionsmaterial visas i fig. 11c. Det har antagits att jordtrycket ökar linjärt med ökat djup och att jordtrycket är lika med tre gånger Rankines passiva jordtryck. Den brottlast som motsvarar den brottmekanism som visas i fig. 11a kan beräknas ur pålens jämviktsvillkor. Denna brottlast beror dels på pålens brottmoment och dels på den totala pållängden.

Långa pålar i kohesionsmaterial. Sidorörelserna för en lång ej inspänd påle visas i fig. 12. Brott inträffar då en "led" uppstår i pålen. Detta inträffar då det maximala böjmomentet i pålen når pålens brottböjmoment M_{brott} på avståndet f under marknivån.

I fig. 12 b visas jordtrycksfördelningen för ett kohesionsmaterial. Jordtrycket kan försummas ned till ett djup som motsvarar 1,5 påldiametrar under markytan. På större djup är jordtrycket lika med 9 gånger lerans skjuvhållfasthet. Från detta jordtrycksdiagram kan sedan pålens brottlast beräknas. På djupet f , där det maximala momentet i pålen uppstår, är den totala skjuvkraften i pålen lika med noll. Alltså är ytan av jordtrycksdiagrammet från markytan ned till djupet f lika med den totala sidokraften P . På grundval härav kan det maximala momentet i pålen beräknas och om detta böjmoment sättes lika med pålens brottmoment, kan man beräkna brottlasten. Denna brottlast visas i fig. 13 såsom en funktion av pålens brottmoment och avståndet mellan lastens angreppspunkt och markytan.

Brottmekanismen för en lång inspänd påle visas i fig. 14a. Brott inträffar när två "leder" bildas i pålen. Den ena "leden" är belägen vid

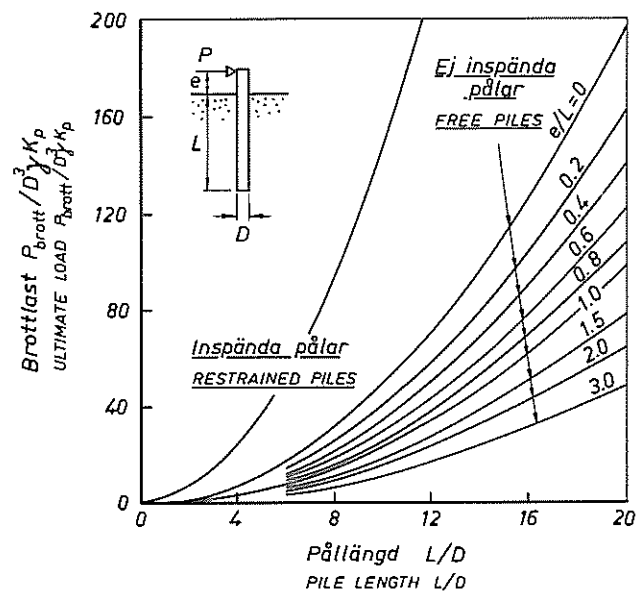


Fig. 10. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH PÅLLÄNGD FÖR SIDOBELASTADE PÅLAR I FRIKTIONSJORDARTER

Fig. 10. Relationship between ultimate load and pile length for laterally loaded piles in cohesionless soils

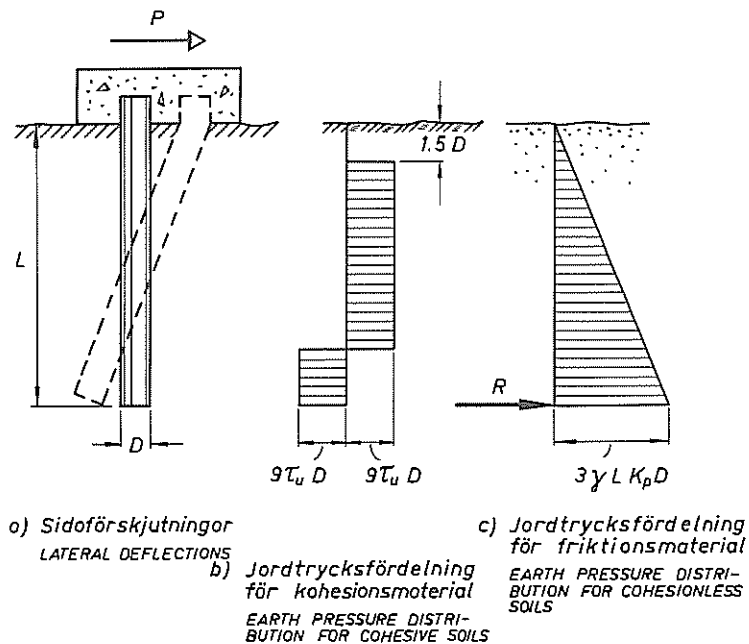


Fig. 11. SIDOFÖRSKJUTNINGAR OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING FÖR MEDELLÅNGA INSPÄNDA PÅLAR VID BROTTSTADIUM

Fig. 11. Lateral deflections and earth pressure distribution for restrained piles of intermediate length at failure

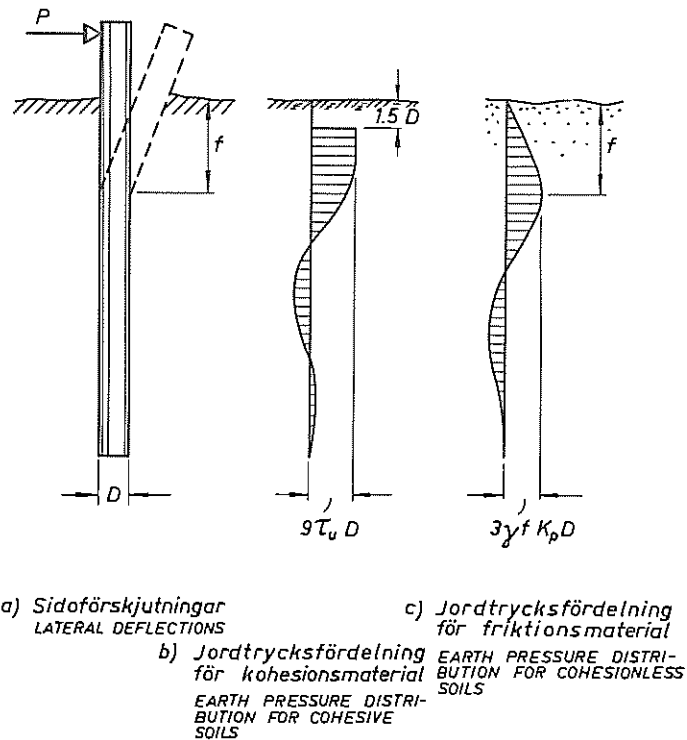


Fig. 12. SIDOFÖRSKJUTNINGAR OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING FÖR LÅNGA EJ INSPÄNDA PÅLAR VID BROTTSTADIUM

Fig. 12. Lateral deflections and earth pressure distribution for long free piles at failure

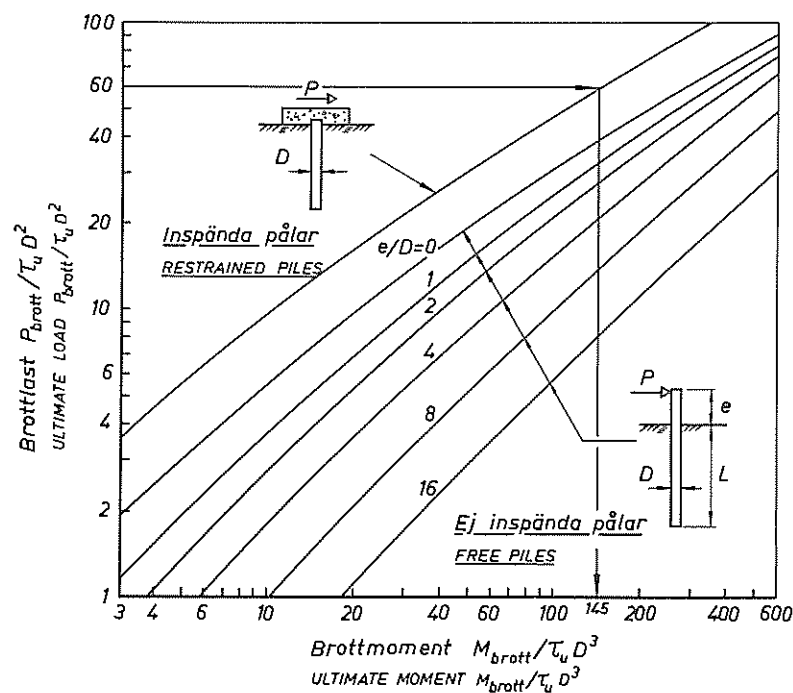


Fig. 13. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH BROTTMOMENT FÖR SIDOBELASTADE PÅLAR I KOHESIONSJORDARTER

Fig. 13. Relationship between ultimate load and moment capacity for laterally loaded piles in cohesive soils

pålens inspänningspunkt, den andra på ett avstånd f under marknivån. I fig. 14b visas jordtrycksfördelningen vid brott för ett kohesionsmaterial. Pålens brottlast kan beräknas med ledning av den antagna jordtrycksfördelningen. Brottlasten visas i fig. 13 som en funktion av pålens brottmoment, jordens hållfasthetsegenskaper och pålens dimensioner. Man kan se att en inspänd påles brottlast är avsevärt högre än den motsvarande ej inspända pålens brottlast. Inspänning är således ett effektivt medel att öka en påles sidomotstånd.

Långa pålar i friktionsmaterial.—Jordtrycksfördelning för en lång ej inspänd påle som är nedslagen i ett friktionsmaterial visas i fig. 12c. Jordtrycket antages öka linjärt med ökat djup under markytan och nå ett maximum vid djupet f (där en "led" uppstår i pålen). För beräkning av pålens brottkraft antages vidare att jordens maximala sidomotstånd är tre gånger Rankines passiva jordtryck. Pålens brottlast kan beräknas ur villkoret att det maximala böjmomentet i pålen inträffar i den punkt där skjuvkraften i pålen är noll. Den på detta sätt beräknade brottkraften visas i fig. 15 såsom en funktion av pålens dimensionslösa brottmoment $M_{\text{brott}}/D^4 \gamma K_p$

Jordtrycksfördelningen för en lång inspänd påle visas i fig. 14c. Pålens brottlast kan beräknas från den antagna jordtrycksfördelningen. Brottlasten visas i fig. 15 som en funktion av pålens brottmoment M .

BERÄKNINGSEXEMPEL

Uppgift: Konstruera en lång vertikal inspänd fyrkantig påle av armerad betong för en sidobelastning av 2,5 ton. Pålens kantlängd antages vara 25 cm. Pålen är neddriven i en kohesionsjordart med en genomsnittlig odränerad skjuvhållfasthet av 2,0 ton/m².

Lösning: Sidoförskjutningen vid markytan kan beräknas ur ekvationen (11b) och är beroende av koefficienten $\beta = \sqrt[4]{kD/4EI}$ och bäddmodulen kD . Bäddmodulen kD kan beräknas för korttidsbelastningar ur ekv. (6) och är lika med 64 till 256 ton/m².

För långtidsbelastningar kan bäddmodulen uppgå till $1/2$ & $1/6$ av det ovan angivna värdet. Om pålens tröghetsmoment beräknas på grundval av den ospruckna tvärsnittsarean och betongens elasticitetsmodul antages vara $2,1 \times 10^6$ ton/m² blir pålens böjstyvhet $EI = 0,78 \times 10^3$ ton m². Användes för bäddmodulen ett medelvärde av 128 ton/m² blir koefficienten $\beta = 0,47 \text{ m}^{-1}$. Sidoförskjutningen vid markytan kan där-

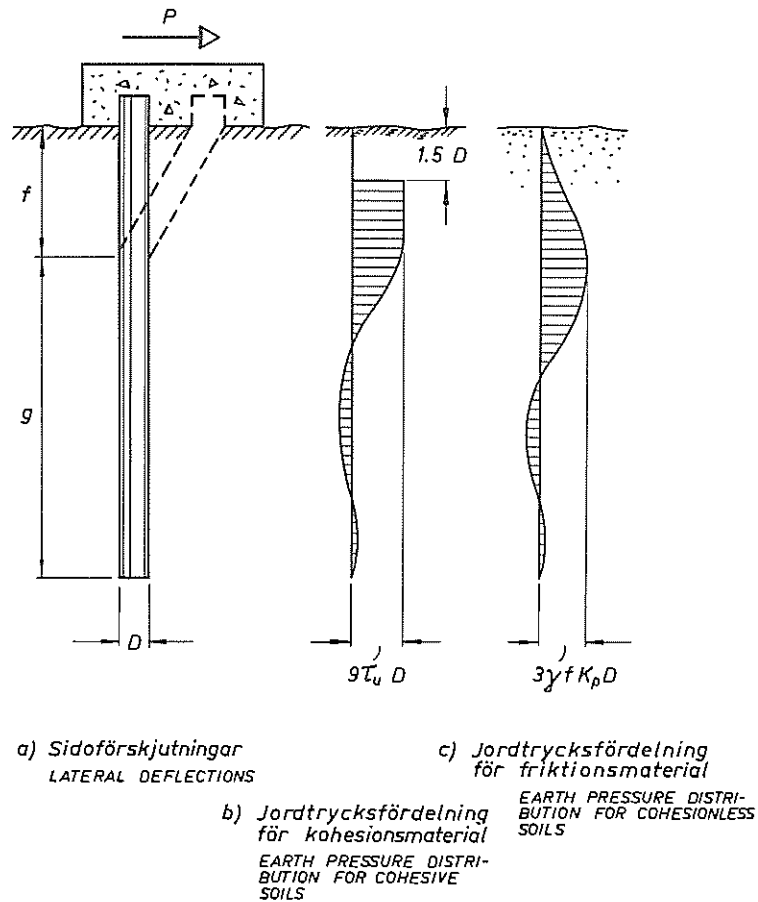


Fig. 14. SIDOFÖRSKJUTNINGAR OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING FÖR LÅNGA INSPÄNDA PÅLAR VID BROTTSTADIUM

Fig. 14. Lateral deflections and earth pressure distribution for long restrained piles at failure

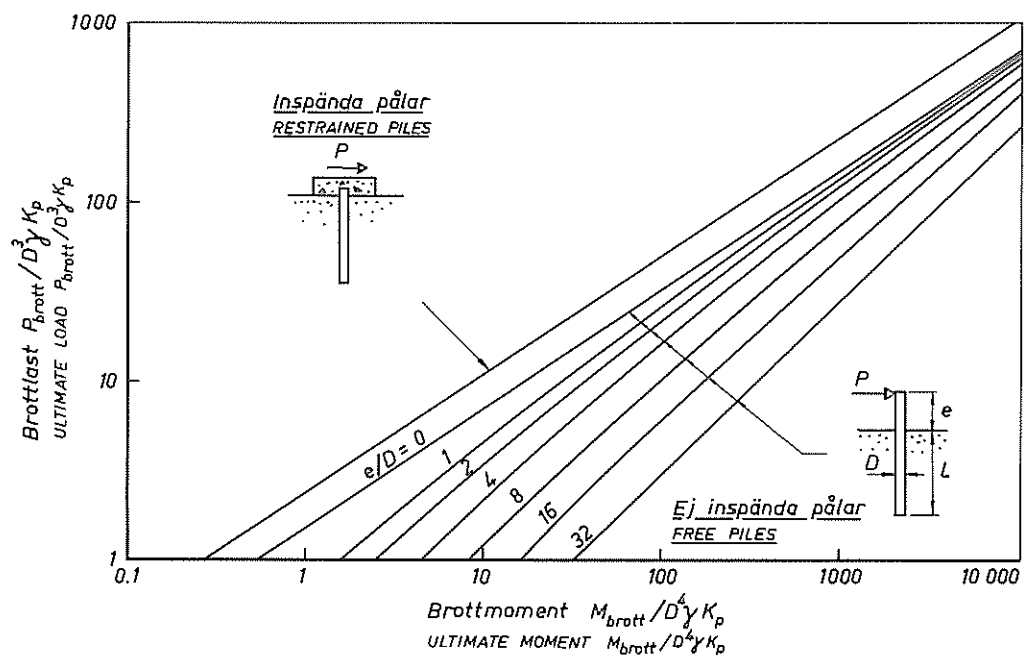


Fig. 15. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH BROTTMOMENT FÖR SIDOBELASTADE PÅLAR I FRIKTIONSJORDARTER

Fig. 15. Relationship between ultimate load and moment capacity for laterally loaded piles in cohesionless soils

efter beräknas till 18 mm vid en sidobelastning av 2,5 ton. Beroende på osäkerheten vid beräkningsförfarandet kan emellertid sidoförskjutningen variera mellan 9 mm och 37 mm. För att kunna beräkna en inspänd påles sidoförskjutning ur ekv (11b) erfordras att pålens dimensionslösa längd βL överstiger 1,5. Det erfordras således att pålens längd är minst 3,2 m.

Man bör observera att en ökning av pålens böjstyvhet minskar pålens sidoförskjutning vid markytan. En ökning av kantlängden från 0,25 m till 0,50 m minskar sidoförskjutningens storlek vid markytan med 50 procent.

Om en trefaldig säkerhet mot brott fordras, bör pålens horisontella brottlast vara minst 7,5 ton. Brottmekanismen för en lång inspänd påle visas i fig. 14. Brott inträffar då två "leder" bildas i pålen. En "led" bildas vid inspänningspunkten och den andra på ett visst avstånd under marknivån. Det erforderliga brottmomentet kan beräknas av fig. 13. Pålens dimensionslösa brottlast $P_{\text{brott}}/\tau_{fu} D^2$ är lika med 60. Pålens motsvarande dimensionslösa brottmoment $M_{\text{brott}}/\tau_{fu} D^3$ är 145 (fig. 13). Pålen skall således dimensioneras för ett brottmoment lika med 4,53 tonm. För att brott skall ske enligt den brottmekanism som visas i fig. 14 fordras att den del av pålen (med längden g) som är belägen under den nedre "leden" kan motstå brottmoment M_{brott} . Om pålen ej är tillräckligt lång sker brott såsom visas i fig. 11. I detta fall roterar pålens nedre del. För att undvika brott av denna typ erfordras att

$$9\tau_{fu} D g^2/4 \geq M_{\text{brott}} \quad (12)$$

Det vänstra ledet i denna ekvation är brottmomentet av en del av pålen med längden g (fig. 14a), när denna del roterar i den omgivande jorden. Detta moment kan beräknas ur fig. 11, om man beaktar att den totala skjuvkraften vid pålens nedre "led" är lika med noll och att det maximala sidomotståndet är $9\tau_{fu} D$. Om pålens dimensioner insättes i ekv. (12), blir den erforderliga pållängden g lika med 2,0 m.

Pålens totallängd L är emellertid $(g + f)$. Längden f kan beräknas ur ekvationen:

$$f = 1,5D + P/9\tau_{fu} D \quad (13)$$

Om pålens kantlängd (0,25 m) och kohesionsjordartens skärhållfasthet ($2,0 \text{ t/m}^2$) insättes i ekv. (13), blir pållängden f lika med 2,0 m. Pålens

erforderliga totallängd är således 4,0 m.

SAMMANFATTNING.

I denna artikel sammanfattas metoder för beräkning av sidobelastade vertikala pålars utböjning och brottlast. Pålarnas utböjning har beräknats med hjälp av den s.k. bäddmodulen. Metoder för beräkning av denna bäddmodul har givits. Det har visats att bäddmodulen för friktionsmaterial är beroende av dess relativa lagringstäthet och att bäddmodulen för kohesionsjordarter är beroende av jordartens odränerade skjuvhållfasthet.

Sidoförskjutningarna för korta pålar är proportionella mot det inverterade värdet av bäddmodulen. Sidoförskjutningarna är således starkt beroende av bäddmodulens värde. Om t.ex. den verkliga bäddmodulen endast är hälften av det uppskattade värdet, blir de verkliga sidoförskjutningarna dubbelt så stora som de beräknade. I det fall då en noggrann uppskattning av sidoförskjutningarnas storlek är nödvändig, är man tvungen att utföra belastningsförsök. För korta pålar minskar sidoförskjutningarna avsevärt med ökad pållängd. Således är sidomotståndet hos en lång påle avsevärt större än motståndet hos en kort påle.

Sidoförskjutningarnas storlek är för långa pålar beroende av bäddmodulens värde och av pålarnas böjstyvhet. Emellertid är inverkan av bäddmodulen ganska ringa. Även för de fall då en ganska noggrann bestämning av sidoförskjutningarna erfordras är det i allmänhet fullt tillräckligt att endast uppskatta bäddmodulens värde. En ökning av böjstyvheten EI är ett effektivt medel att minska sidoförskjutningarna av en lång påle. En ändring av pållängden har däremot ingen inverkan.

Brottlasten för en sidobelastad påle eller pålgrupp är beroende av den mekanism som leder till brott. Brottlasten för korta pålar är beroende av pållängden och den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper. Korta pålars brottlast ökar för kohesionsjordarter med ökad odränerad skjuvhållfasthet och för friktionsjordarter med ökad relativ lagringstäthet. Brottlasten för sidobelastade långa pålar är beroende av dess brottmoment och den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper men oberoende av pållängden. Brott inträffar då en eller två "leder" bildas i varje påle hos en pålgrupp. Brottlasten kan beräknas, om man antar att det maximala sidomotståndet för kohesionsjordarter är nio gånger den odränerade skjuvhållfastheten och för friktionsmaterial tre gånger

Rankines passiva jordtryck. Jämförelser med försöksresultat har visat, att denna beräkningsmetod resulterar i en brottlaster, som är mindre än den verkliga, dvs. denna metod ger resultat med betryggande säkerhet.

Användningen av den föreslagna beräkningsmetoden har illustrerats med ett exempel.

SUMMARY

In this article is summarized methods of calculating the lateral deflection and the ultimate capacity of laterally loaded vertical piles.

The lateral deflections have been determined by using the concept of a coefficient of subgrade reaction. Methods are presented in this article for the evaluation of this coefficient. The coefficient of subgrade reaction is for cohesionless materials a function of the relative density of the soil while it is dependent of the undrained shear strength for cohesive materials.

The lateral deflections are indirectly proportional to the coefficient of subgrade reaction for short piles. The lateral deflections are for such piles thus dependent of the coefficient of subgrade reaction. If, for example, the actual coefficient of subgrade reaction is only half the estimated value, then the actual deflections will be twice the calculated ones. When an accurate evaluation is required, one is forced to carry out load test. For short piles the lateral deflections decrease rapidly with increasing pile length. Thus an increase of the pile length is effective in decreasing the lateral deflections of such piles.

The lateral deflections are for long piles a function of the coefficient of subgrade reaction and of the pile stiffness. However, the influence of the coefficient of subgrade reaction is relatively small and even when an accurate estimate of the lateral deflections is required, it is in general sufficient to estimate the coefficient of subgrade reaction. An increase of the pile stiffness is effective in decreasing the lateral deflections of long piles. An increase of

the pile length has, however, no effect.

The ultimate capacity of a laterally loaded pile or pile group depends of the mechanism leading to failure. For short piles the ultimate capacity is a function of pile length and of the strength properties of the surrounding soil. The ultimate lateral capacity of short piles increases with increasing shearing strength for cohesive soils and with increasing relative density for cohesionless soils. The ultimate load of laterally loaded long piles is dependent of the moment capacity and of the strength properties of the surrounding soil. The ultimate load is, however, for such piles independent of the pile length and failure occurs when one or several plastic hinges develop in each pile. The ultimate load can be calculated if one assumes that the maximum lateral resistance is nine times the undrained shearing strength for cohesive soils and three times the passive Rankine earth pressure for cohesionless soils. Comparisons with test data indicate that the proposed methods result in a calculated ultimate load which is lower than the actual lateral capacity. Thus the proposed designed method yields results which are on the safe side.

The proposed design method is illustrated by a numerical example.

LITTERATUR

- | | |
|----------------|---|
| Broms, B., | 1963. "Allowable Bearing Capacity of Initially Bent Piles" Proc. ASCE, Vol. 89, No SM5, p. 73 - 90. |
| Broms, B., | 1964a "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Proc. ASCE, Vol. 90 No SM3, p. 123-156. |
| Broms, B., | 1964b "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils" Proc. ASCE, Vol. 90 No SM2 p. 27-63. |
| Hellström, G., | 1964. "Pålars sidomotstånd", Väg- och Vattenbyggaren, No 9, p. 1-8. |
| Terzaghi, K., | 1955. "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction", Géotechnique, Vol. 5 p. 297-326 London. |

Brottlast för snett belastade pålar

Innehåll

	Sid.
Inledning	1
Pålars uppdragningsmotstånd	1
Sidobelastade pålar	2
Brottlast hos lutande, snett belastade pålar	3
Maximalt sidomotstånd	5
Beräkningsresultat	6
Jämförelser med försöksresultat	7
Beräkning av tillåten last	9
Exempel	10
Sammanfattning	11
Summary	11
Litteratur	12

INLEDNING

Vid uppstagning av radio- och TV-master eller som förankring av spontväggar användes ofta lutande pålar, såsom visas i fig. 1. Dessa pålar påverkas av en last Q som kan delas upp i en komponent H , som verkar vinkelrätt mot pålens axel, och en komponent V , som verkar längs pålens axel. Brott i jorden eller pålen inträffar när a) den vertikala komponenten V (som verkar längs pålaxeln) överstiger pålens uppdragningsmotstånd eller bärförmåga, b) den horisontella komponenten H når jordens horisontella motståndsförmåga och pålen roterar i jorden kring en punkt, som är belägen nära pålens spets eller c) det maximala böjmomentet i pålen når pålens brottmoment. I denna artikel diskuteras metoder för beräkning av jordens brotthållfasthet vid lutande, snett belastade pålar.

PÅLARS UPFDRAGNINGSMOTSTÅND

En påle som är påverkad av en axiell uppdragskraft visas i fig. 2a. Denna kraft verkar längs pålaxeln, och brott inträffar när pålen drages upp ur jorden. Sådant brott kallas här pålens uppdragningsmotstånd och kan beräknas, om man känner jordtrycksfördelningen längs pålen. Modellförsök med slagna pålar har visat, att jordtrycket ökar i stort sett linjärt med djupet under markytan. Denna jordtrycksfördelning visas i fig. 2b. Det horisontella jordtrycket vid pålens spets är lika med $K_0 \gamma LD$. I detta uttryck är K_0 en horisontell jordtryckskoefficient, γ är jordens volymvikt, L är pålens längd och D är pålens diameter. Uppdragningsmotståndet Q_v kan beräknas för en cirkulär påle ur ekvationen

$$\frac{Q_v}{L^2 D \gamma} = \frac{\pi K_0 \tan \phi_a}{2} \quad (1)$$

där πD är pålens omkrets och $\tan \phi_a$ friktionskoefficienten mellan påle och jord. Jämförelse med försöksresultat visar att koefficienten K_0 är beroende av mantelytans råhet, den omgivande jordens relativa täthet och pålens rörelseriktning (Broms & Silberman, 1964).

Volymvikten γ är över grundvattennivån lika med jordens naturliga volymvikt och är under grundvattenytan lika med volymvikten under vatten.

Uppdragningsmotståndet hos snett nedslagna pålar har ej blivit

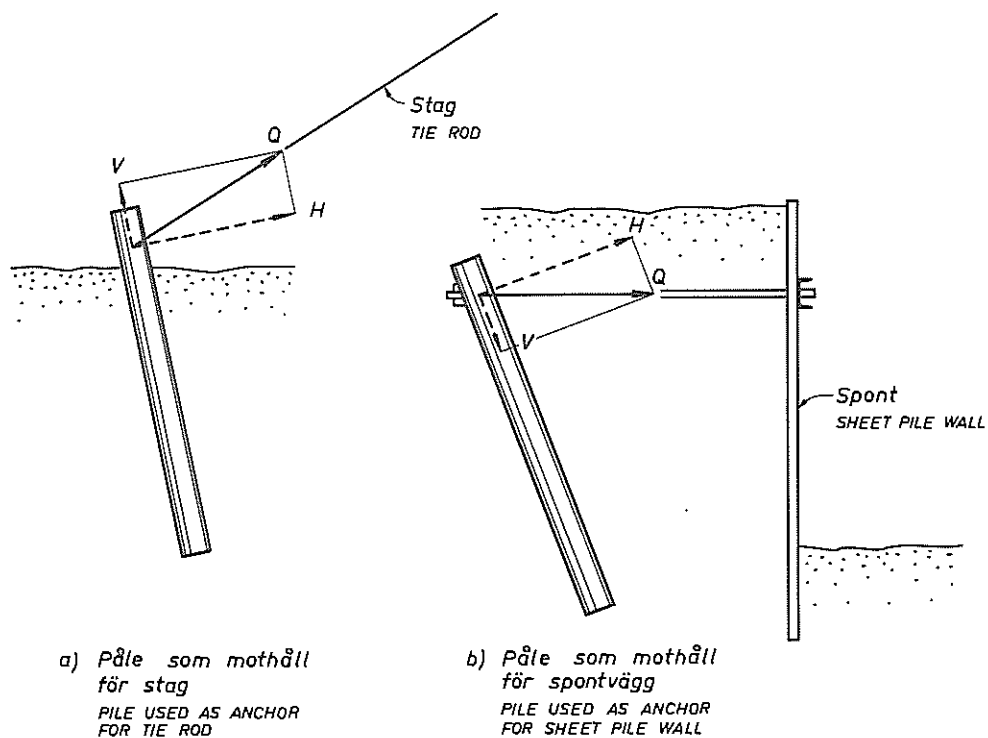


Fig. 1. EXEMPEL PÅ LUTANDE, SNETT BELASTADE PÅLAR

Fig. 1. Batter piles which are subjected to inclined loads.

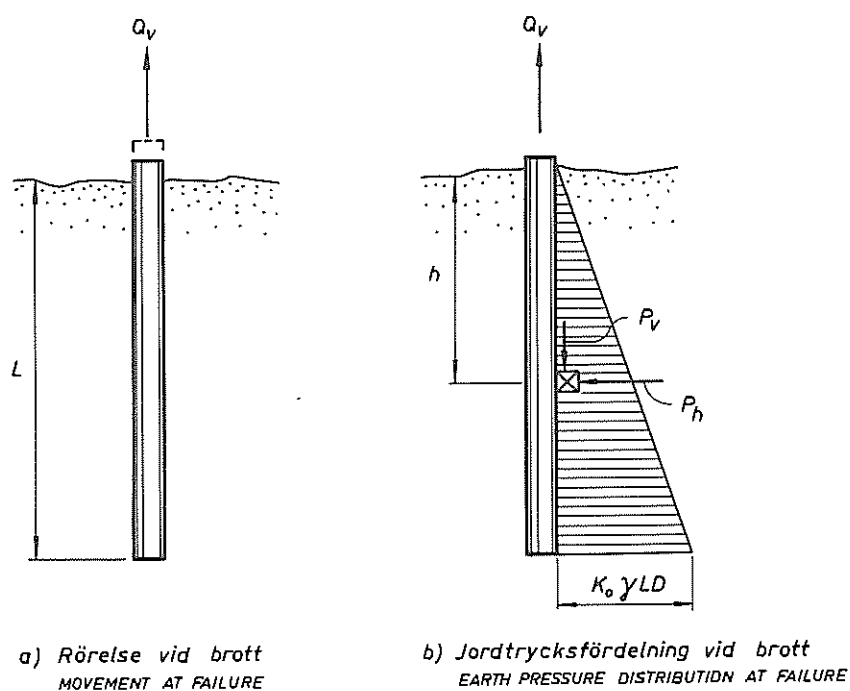


Fig. 2 BERÄKNING AV DRAGHÅLLFASTHETEN FÖR EN VERTIKAL PÅLE

Fig. 2. Evaluation of pull-out resistance for a vertical pile.

föremål för några systematiska undersökningar. Emellertid är troligtvis uppdragningsmotståndet ej beroende av lutningsvinkeln β fig. 3, så länge denna vinkel är mindre än 30° . När lutningsvinkeln β överstiger 30° , minskar det effektiva övertrycket snabbt, och man kan förvänta att pålens uppdragningsmotstånd minskar kraftigt. Om uppdragningsmotståndet är proportionellt mot det effektiva trycket av det ovanliggande materialet, är det lika med 86 %, 71 % och 50 % av den vertikala pålens uppdragningsmotstånd, när vinkeln β är lika med resp. 30° , 45° och 60° , se fig. 3. Ytterligare laboratorie- och fältförsök erfordras emellertid för att utröna detta förhållande.

SIDOBELASTADE PÅLAR

Ett annat extrempall av en snett belastad påle visas i fig. 4. Den påförda lasten verkar i detta fall vinkelrätt mot pålens axel. Brott i jorden äger rum när pålen roterar kring en punkt som är belägen nära pålens spets. Sådant brott kallas i fortsättningen sidobrott. Försöksresultat (Broms 1964) har visat att sidomotståndet för friktionsjordarter ökar linjärt med djupet och är lika med 3 till 9 ggr det passiva jordtrycket enligt Rankine. Dessa resultat visar således att den sidobelastade pålens effektiva diameter är 3 till 9 ggr pålens nominella diameter. Vid pålens spets verkar ett stort, lokalt jordtryck i motsatt riktning mot det jordtryck som verkar närmare markytan. Beräkningsmässigt kan det jordtryck som visas i fig. 4b ersättas med det som visas i i fig. 4c. Härvid har det antagits, att det jordtryck som är lika med en koefficient "A" gånger jordtrycket enligt Rankine verkar längs pålens hela längd och att en koncentrerad last R verkar vid pålens spets. Denna koefficient varierar mellan 3 och 9. Den avvikelse som äger rum mellan verklig och antagen jordtrycksfördelning är liten och kan i allmänhet försummas. Den horisontella, dimensionslösa brottlasten $Q_h/L^2 D_y$ kan sedan beräknas ur pålens jämviktsvillkor

$$\frac{Q_h}{L^2 D_y} = \frac{AK_p}{6(1+e/L)}$$

där e är avståndet mellan markytan och lastens angreppspunkt, se fig 4a, och K_p är den passiva jordtryckskoefficient enl. Rankine som

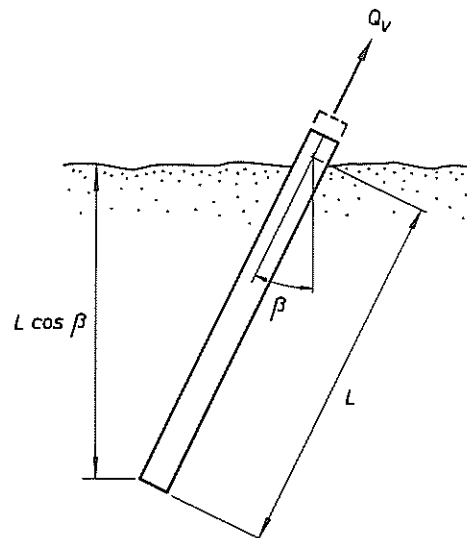


Fig. 3. UPPDRAGNINGSMOTSTÅNDET FÖR EN LUTANDE PÅLE

Fig. 3. Pull-out resistance of an inclined pile.

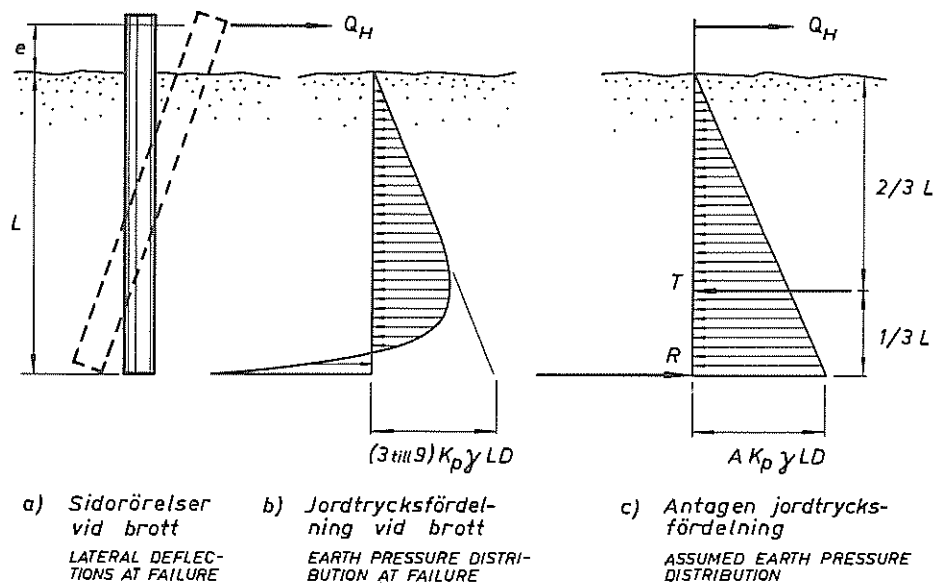


Fig. 4. SIDORÖRELSE OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING VID BROTT AV SIDOBELASTAD VERTIKAL PÅLE

Fig. 4. Lateral deflection and earth pressure distribution at failure of a laterally loaded vertical pile

för ett friktionsmaterial kan beräknas ur formeln

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{1}{2} \phi') \quad (3)$$

I denna ekvation är ϕ' lika med friktionsjordartens inre friktionsvinkel, som erhålles vid dränerade treaxiella eller direkta skjuvförsök.

Laboratorie- och fältförsök (Broms 1964) har visat att brottlasten vid horisontell belastning kan beräknas ur ekv. (2). Medelvärde för koefficienten A är enligt försöksresultaten lika med 5. Ytterligare försök erfordras emellertid för att fastställa giltighetsområdet för ekv. (3).

Sidomotståndet mot lutande snett belastade pålar har ej blivit föremål för systematiska undersökningar, men det kan förväntas att sidomotståndet för den lutande påle som visas i fig. 5a är proportionell mot det vinkelräta avståndet från pålspetsen till markytan. Således kan antas att sidomotståndet för denna påle skall vara proportionellt mot koefficienten $L \cos \beta$ och att sidomotståndet för en påle vars lutning är lika med 30° skall vara lika med 87 % av den motsvarande vertikala pålens brottlast.

Sidomotståndet bör rimligtvis vara större för pålen i fig. 5b än för pålen i fig. 5a. Emellertid är skillnaden troligtvis relativt ringa så länge vinkeln β är mindre än 30° . För att utvärdera inverkan av vinkeln β på pålens sidomotstånd erfordras laboratorie- och fältförsök.

BROTTLAST HOS LUTANDE, SNETT BELASTADE PÅLAR

Dragbrott

Jordtrycksfördelningen för en snedbelastad, vertikal påle visas i fig. 6. När riktningen av den påförda lasten sammanfaller med pålens axel, dvs. när vinkeln δ närmar sig 0° , sker såsom tidigare nämnts brott när pålen drages upp ur jorden. När vinkeln δ är liten, är ökningen av jordtrycket längs pålen ringa på grund av att komponenten H är liten. Jordtrycksfördelningen kan beräknas under antagande att elasticitetsläran kan tillämpas i detta fall. Emellertid kommer de teoretiskt beräknade jordtrycken att överstiga jordens sidomotstånd vid markytan och vid pålens spets och lokala brott inträffar. Eftersom friktionsjordarters

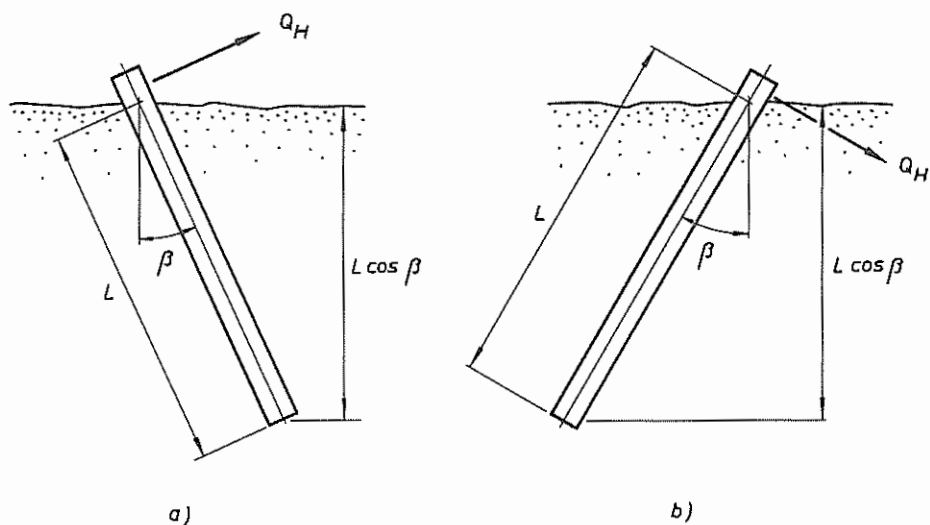


Fig. 5. BERÄKNING AV UPPDRAGNINGSMOTSTÅNDET FÖR SIDOBE-
LASTAD, LUTANDE PÅLE

Fig. 5. Pull-out resistance of laterally loaded inclined pile

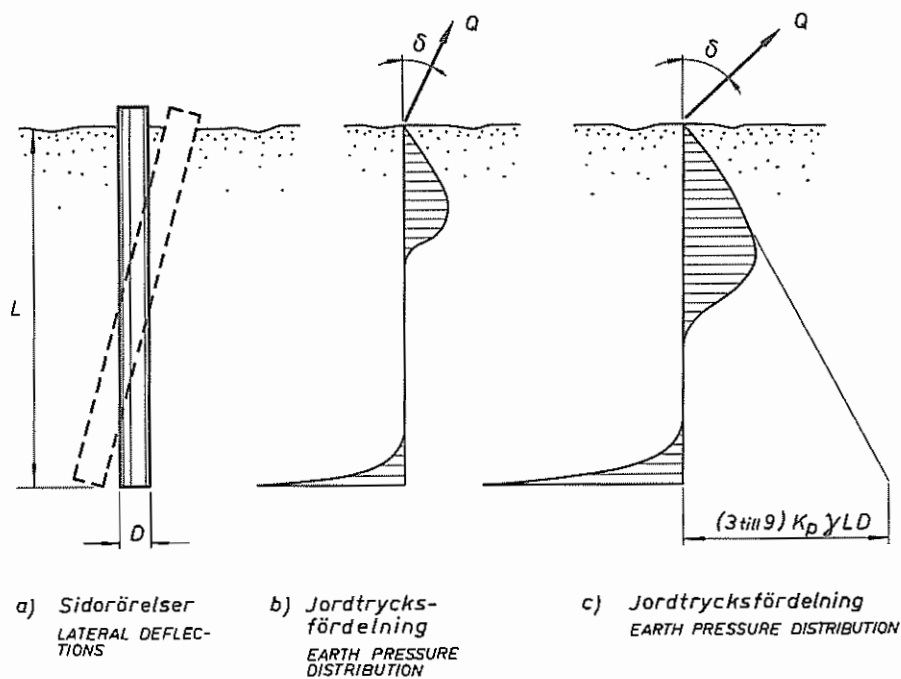


Fig. 6. SIDORÖRELSE OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING FÖR SIDO-
BELASTAD VERTIKAL PÅLE

Fig. 6. Lateral deflections and earth pressure distri-
bution for a laterally loaded vertical pile

maximala sidomotstånd är proportionellt mot avståndet till markytan är sidomotståndet vid markytan mycket ringa och ökar närmast markytan linjärt med djupet, såsom visas i fig. 6b och 6c. Vid pålspetsen närmar sig det laterala jordtrycket på grund av valvbildning det som kan beräknas enligt elasticitetsläran.

När lastriktningen avviker från pålens axel och brott inträffar i jorden längs pålens övre del, förändras jordtrycksfördelningen såsom visas i fig. 6c. En snett belastad påles maximala sidomotstånd kan beräknas, om den jordtrycksfördelning som visas i fig. 6b och 6c ersättes med den som visas i fig. 7. Det har här antagits att jordtrycket är lika med "A" gånger det passiva jordtrycket enligt Rankine från markytan ned till ett djup "g". Det koncentrerade jordtryck som bildas vid pålens spets har ersatts med en koncentrerad kraft R, som verkar vid pålens spets. Pålens brottlast kan beräknas ur pålens jämviktsvillkor. Som framgår av fig. 7 är brottlasten Q lika med $\sqrt{V^2 + H^2}$. I denna ekvation är V och H brottlastens projektion längs resp. vinkelrätt mot pålaxeln.

Uppdragningsmotståndet kan beräknas ur ekvationen

$$V = Q_v + \Delta Q_v \quad (4)$$

där Q_v = pålens uppdagningsmotstånd, verkande längs pålaxeln, och ΔQ_v = den ökning av uppdagningsmotståndet, som är förorsakad av de horisontella krafterna T och R (fig. 7).

När en påle belastas av en sidokraft minskar emellertid jordtrycket mot pålens baksida. Således kan man förvänta att uppdagningsmotståndet Q_v minskar med ökad sidokraft. Motståndskrafterna Q_v och ΔQ_v är emellertid proportionella mot resp. koefficienterna K_o och AK_p . Koefficienten K_o är liten jämförd med AK_p , och således är sidokraftens inverkan på Q_v jämförelsevis liten i förhållande till dess inverkan på ΔQ_v och kan troligtvis försummas.

Antagandet att reaktionskraften R verkar vid pålens spets har betydelse för det beräknade värdet av tilläggsmotståndet ΔQ_v . I själva verket är reaktionskraften R fördelad längs pålens nedre del och denna krafts inre momentarm blir således något mindre än beräknat. Detta har till följd att de horisontella krafterna T och R blir något större än de beräknade. Detta i sin tur förorsakar att tilläggsmotståndet ΔQ_v blir något större än beräknat. Ökningen av tilläggsmotståndet ΔQ_v kompenserar i viss mån den minskning av uppdagningsmotståndet

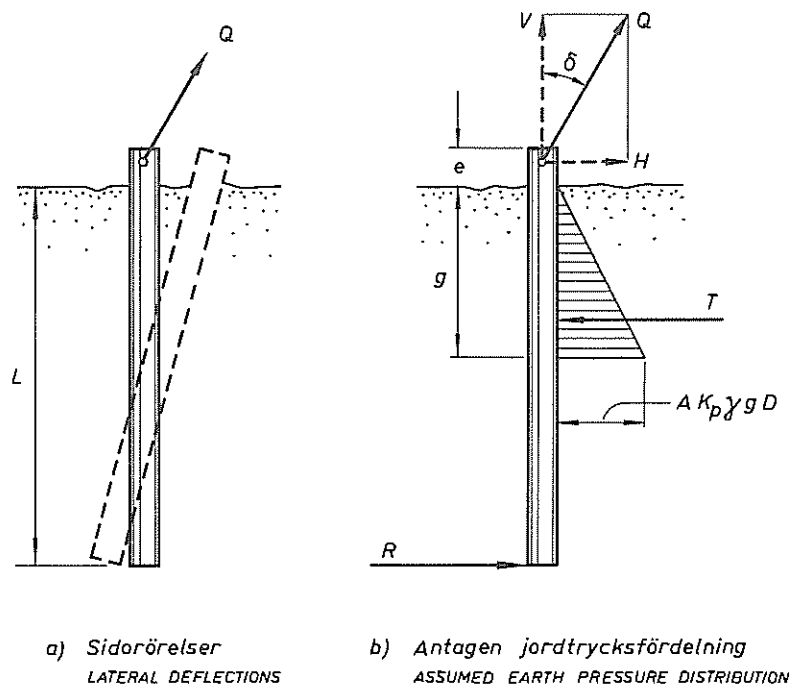


Fig. 7. SIDORÖRELSE OCH JORDTRYCKSFÖRDELNING VID BROTT AV SIDOBELASTAD VERTIKAL PÅLE

Fig. 7. Lateral deflections and earth pressure distribution at failure of a laterally loaded vertical pile

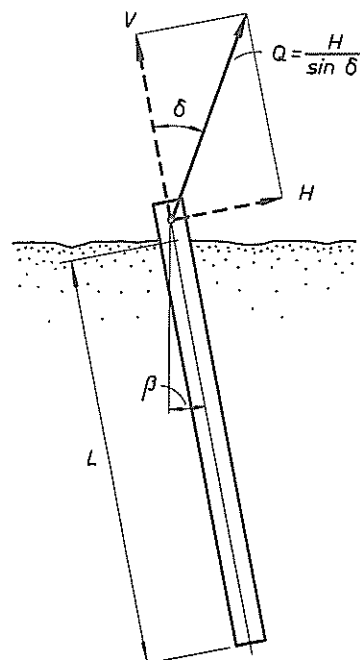


Fig. 8. SIDOMOTSTÅND FÖR EN LUTANDE PÅLE

Fig. 8. Lateral resistance of an inclined pile

det Q_v , som är förorsakad av sidokrafterna T och R . För att förenkla beräkningsförfarandet har det således antagits att det uppdragningsmotstånd Q_v som är förorsakat av jordens egen vikt ej påverkas av krafterna T och R . Ökningen ΔQ_v kan beräknas ur ekvationen

$$\Delta Q_v = (T + R) \tan \phi_a \quad (5)$$

I denna ekvation är krafterna T och R jordens reaktionskrafter (som är förorsakade av den horisontella komponenten H), och vinkeln ϕ_a är friktionsvinkeln för mantelytan visavi den omgivande jorden. Krafterna T , H och R kan beräknas ur pålens jämviktsvillkor. Således

$$\frac{T}{L^2 D_v} = \frac{AK_p (g/L)^2}{2} \quad (6a)$$

$$\frac{H}{L^2 D_v} = \frac{AK_p (1 - 2g/3L)(g/L)^2}{2(1 + e/L)} \quad (6b)$$

och

$$\frac{R}{L^2 D_v} = \frac{AK_p (2g/3L + e/L)(g/L)^2}{2(1 + e/L)} \quad (6c)$$

Pålens maximala uppdragningsmotstånd kan sedan beräknas ur ekvationerna (4), (5) och (6) såsom en funktion av pålens dimensioner och den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper.

MAXIMALT SIDOMOTSTÅND

När lastens angreppsvinkel δ ökar, ändrar sig brottmekanismen från ett uppdragningsbrott till sidobrott i jorden. Sidobrott inträffar när pålen roterar i jorden kring en viss punkt och här jordens brotthållfasthet nåtts längs pålens hela längd. Försöksresultatet har visat (fig. 4) att sidobrott endast är beroende av komponenten H (fig. 8) Denna kraft kan beräknas ur ekv. (2). När an-

greppsvinkeln är lika med δ , kan brottlasten vid sidobrott beräknas ur ekvationen

$$Q = \frac{H}{\sin \delta} \quad (7)$$

Brottlasten kan beräknas ur ekv. (7) endast när lastens angreppsvinkel är stor.

Vid sidobrott kan man i allmänhet observera stora deformationer i jorden innan slutligt brott sker. På grund av de stora sidodeformationerna ("segt" brott) bör en lägre säkerhetsfaktor användas än vid uppdragningsbrott ("sprött" brott).

BERÄKNINGSRESULTAT

Den brottlast som har beräknats enligt de ovan angivna metoderna visas i fig. 9, 10, 11, 12 och 13 såsom en funktion av kraftens angreppsvinkel δ . I fig. 9 visas detta samband när jordens friktionsvinkel är 30° , koefficienten $A = 3,0$, jordtryckskoefficienten $K_0 = 1,0$, mantelfriktionsvinkeln $\phi_a = 15^\circ$ och när lasten verkar vid markytan ($e = 0$). Den vänstra kurvan i denna figur (markerad "uppdragningsbrott") visar sambandet mellan brottlast och kraftens angreppsvinkel, när sambandet har beräknats ur ekv. (6). Den högra kurvan på fig. 9 (markerad "sidobrott") visar sambandet mellan brottlast och kraftens angreppsvinkel när brott sker genom att pålen roterar i marken. Detta samband har beräknats ur ekv. (7).

Man kan se på fig. 9 att uppdragningsmotståndet ökar med ökad angreppsvinkel (A - B). Denna ökning är speciellt stor när angreppsvinkeln δ närmar sig 40° . När angreppsvinkeln δ är 44° (punkt B) ändrar sig brottet från ett dragbrott till ett sidobrott. Vid ytterligare ökning av angreppsvinkeln minskar brottlasten (C - E). När angreppsvinkeln är lika med 90° och kraften verkar vinkelrätt mot pålaxeln, är den dimensionslösa brottlasten $Q/L^2 D\gamma = 1,50$.

I fig. 10 visas inverkan av materialets friktionsvinkel på brottlasten. Man kan se att en ökning av friktionsvinkeln från 30° till 40° har en stor inverkan på pålens brottlast både vid stora och små värden på kraftens angreppsvinkel.

Fig. 11 visar inverkan av mantelytans friktionsvinkel på brottlasten. Denna inverkan är särskilt stor när angreppsvinkeln δ är

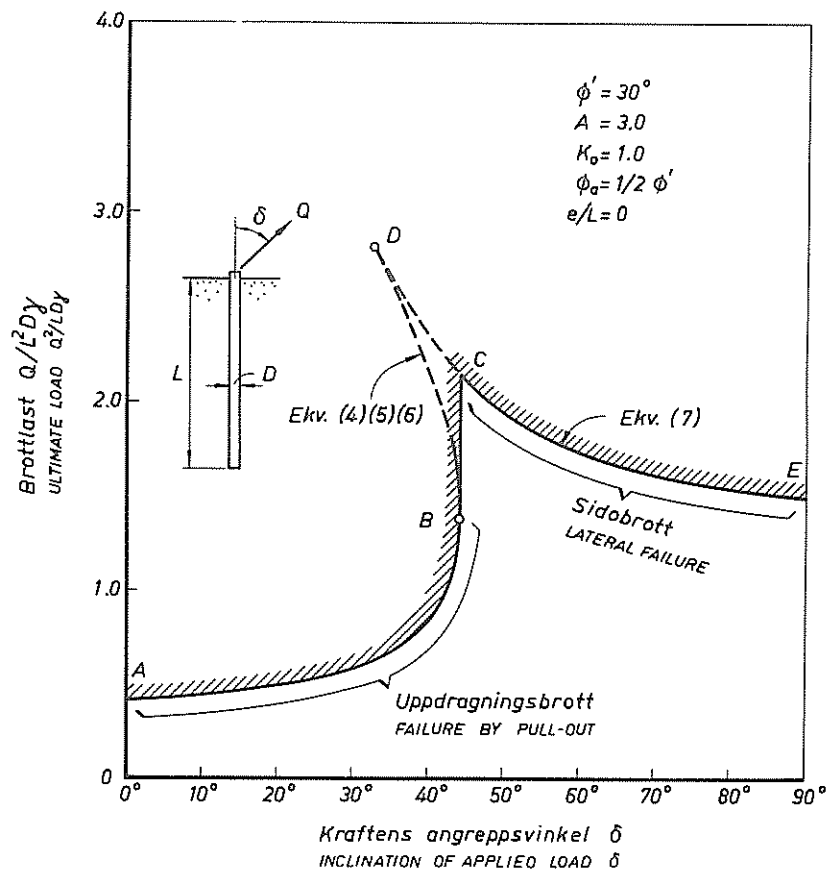


Fig. 9. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH ANGREPPSVINKEL

Fig. 9. Relationship between ultimate load and inclination of applied load.

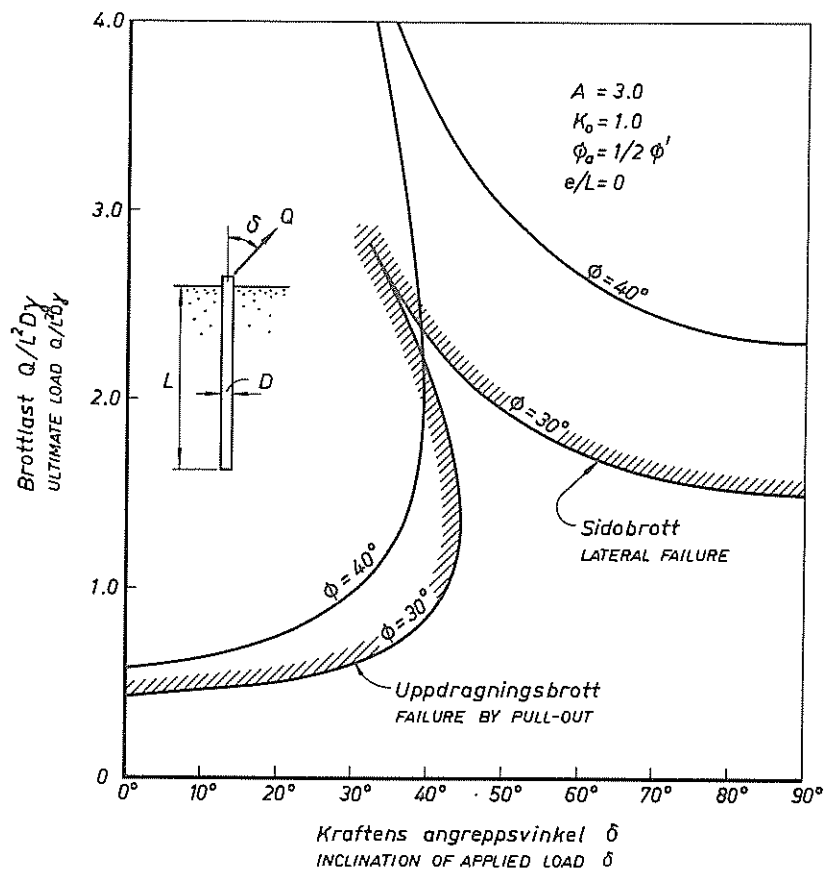


Fig. 10. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH ANGREPPSVINKEL VID VARIERANDE FRIKTIONSVINKEL HOS JORDMATERIALET

Fig. 10. Relationship between ultimate load and inclination of applied load at different angles of internal friction.

mellan 30° och 60° för $\phi_a = 1/4 \phi'$ till $3/4 \phi'$. För det fall då kraftens angreppsvinkel är lika med 40° ökar brottlasten 3,1 ggr när mantelfriktionsvinkeln ökar från $7,5^\circ$ till 15° (från $1/4 \phi'$ till $1/2 \phi'$). Som visas i fig. 11 har friktionsvinkeln ϕ_a ingen inverkan på brottlasten vid sidobrott.

Koefficienten A:s inverkan på brottlasten visas i fig. 12. Dess inverkan är liten så länge kraftens angreppsvinkel är mindre än $c:a 40^\circ$. När angreppsvinkeln överskrider detta värde, har koefficienten A stor inverkan på pålens brottlast.

I fig. 13 visas jordtryckskoefficienten K_0 :s inverkan på brottlasten. Som synes är koefficienten K_0 :s inverkan stor när kraftens angreppsvinkel δ är mindre än 45° . Vid 20° ökar brottlasten 3,2 gånger, när koefficienten K_0 ökar från 1,0 till 3,0. När vinkeln överstiger 45° , har koefficienten K ingen inverkan vid $K_0 \geq 1,0$. I fig. 14 visas hur pålens brottlast är beroende av avståndet "e" mellan kraftens angreppspunkt och markytan. Dess inverkan är stor då kraftens angreppsvinkel överstiger 15° . Från fig. 10, 11, 12, 13 och 14 kan man dra slutsatsen att parametrarna ϕ' , K_0 , ϕ_a och e har stor inverkan på brottlasten för snett belastade pålar.

JÄMFÖRELSE MED FÖRSÖKSRESULTAT

Undersökningar av lutande snett belastade pålars brottlast har utförts av Yoshimi (1964), Matuo (1939) och Matuo och Takahasi (1938).

Undersökningar av Yoshimi (1964). Yoshimi har utfört modellförsök med lutande snett belastade pålar. Tre olika påltyper användes i tre försöksserier.

I försöksserie nr 1 provbelastades en påle med en längd av 254 mm och en diameter av 26,7 mm. Pålen var försedd med gängor för att motsvara en verklig påle med mycket rå yta. Denna påle nedslogs i olika lutningar i en normalsand (Ottawasand) med en kornstorlek som varierade mellan 0,4 mm och 0,8 mm. Sanden placerades i torrt tillstånd i en rektangulär låda, 58,5 cm x 28,5 cm x 100 cm, och packades till en volymvikt av $1,66 \text{ ton/m}^3$. Denna packningsgrad motsvarar en friktionsvinkel av $35,6^\circ$. Den nedslagna pålen utsattes för en dragkraft, som verkade i 60° lutning mot markytan. Försöksresultaten redovisas i fig. 15 såsom en funktion av pålens nedslagningsvinkel β . Det teoretiska uppdragningsmotståndet, som visas i fig. 15, har beräknats enligt de metoder som beskrivits tidigare.

Mantelfriktionsvinkeln ϕ_a har varit föremål för flera undersök-

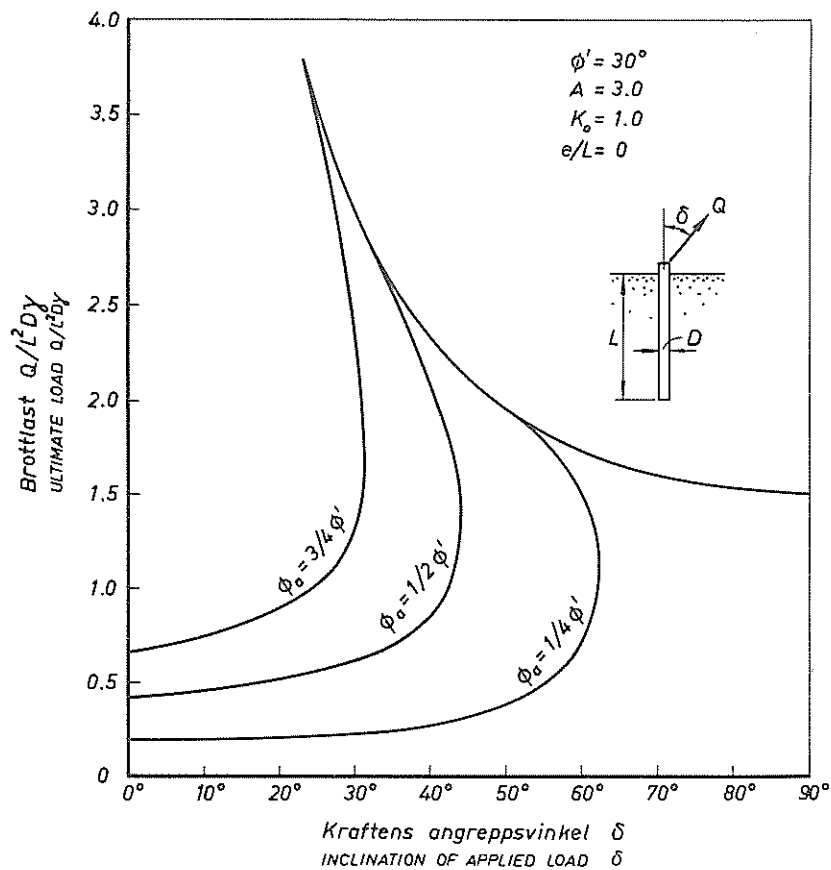


Fig. 11. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH KRAFTENS ANGREPPSVINKEL VID VARIERANDE MANTELFRIKTIONSVINKEL

Fig. 11. Relationship between ultimate load and inclination of applied load at different friction angles between soil and pile surface

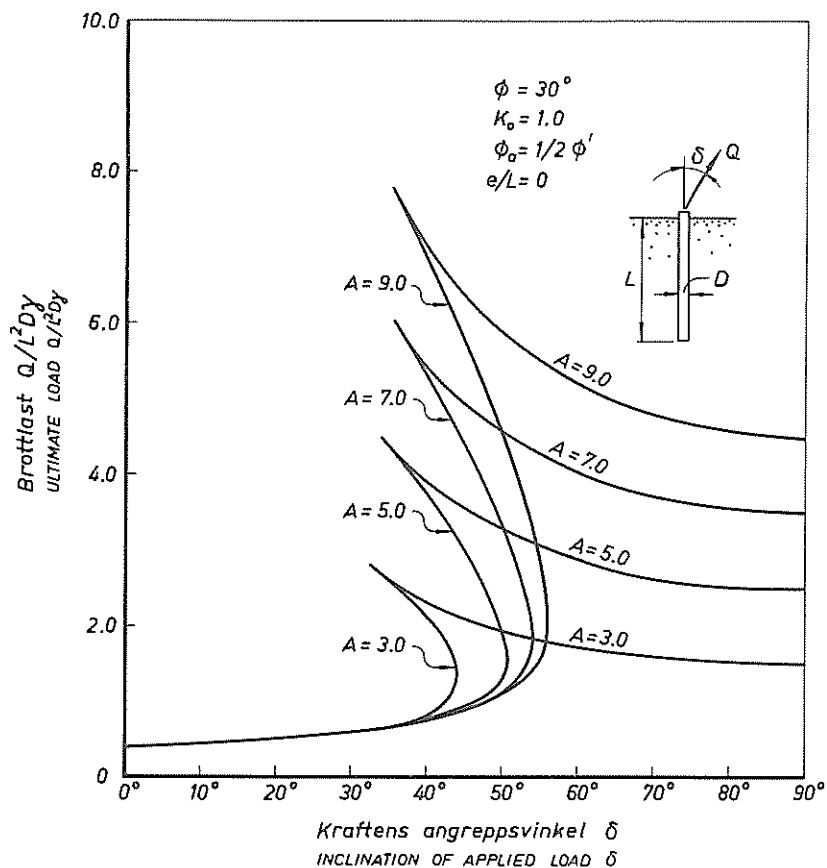


Fig. 12. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH KRAFTENS ANGREPPSVINKEL VID VARIERANDE VÄRDEN PÅ KOEFFICIENTEN A

Fig. 12. Relationship between ultimate load and inclination of applied load at different values of the coefficient A

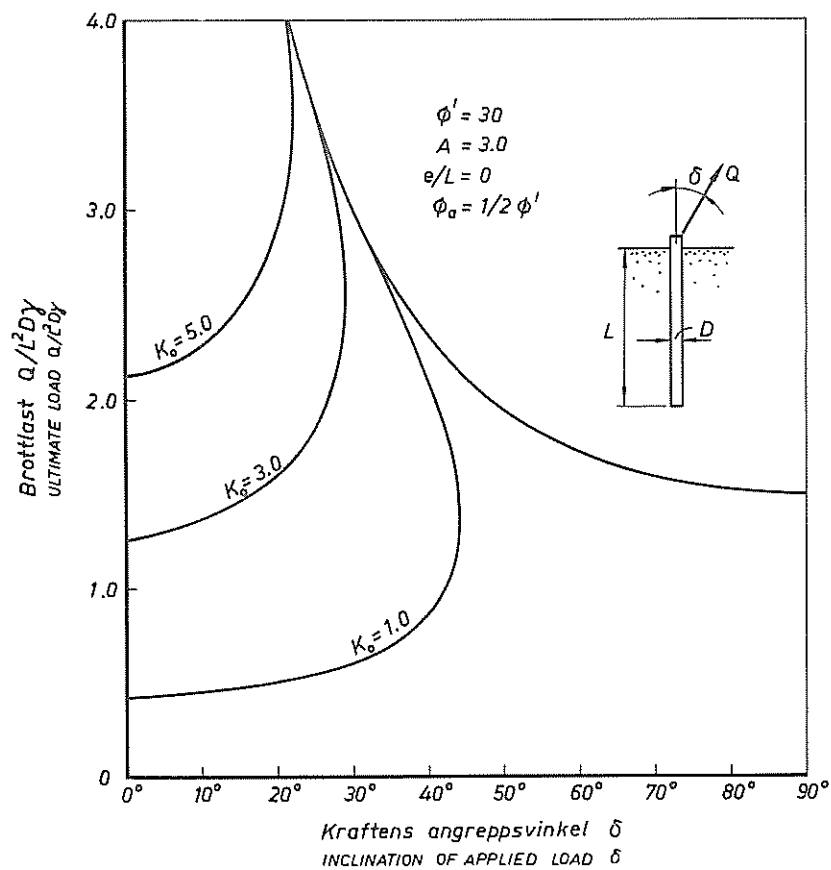


Fig. 13. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH KRAFTENS ANGREPPSVINKEL VID VARIERANDE JORDTRYCKSKOEFFICIENT K_0

Fig. 13. Relationship between ultimate load and inclination of applied load at different values of the earth pressure coefficient K_0

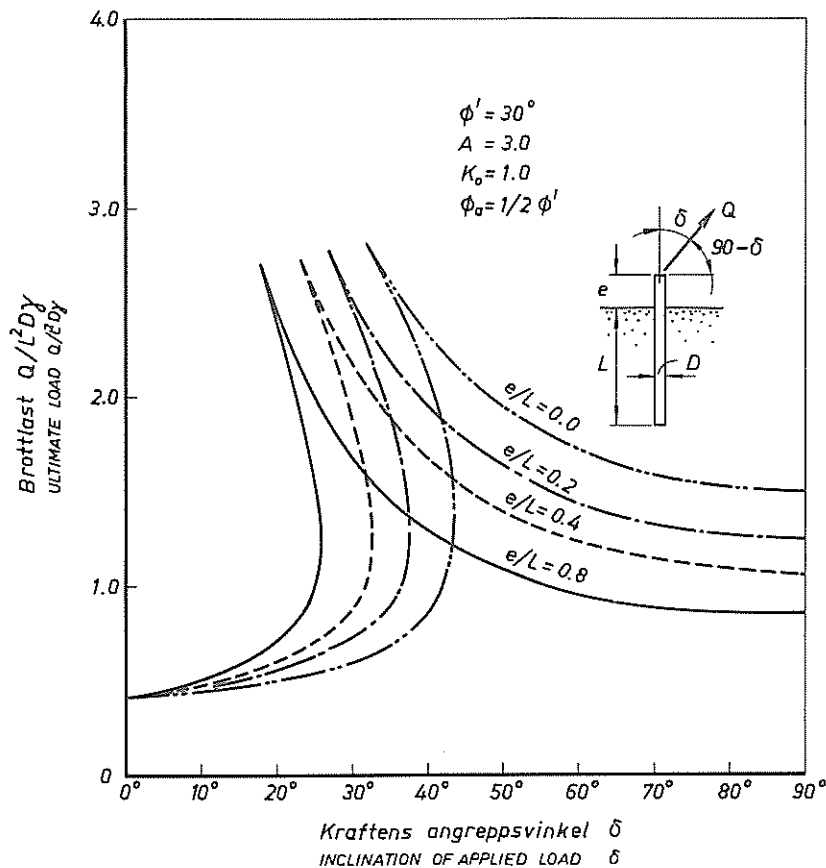


Fig. 14. SAMBAND MELLAN BROTTLAST OCH ANGREPPSVINKEL VID VARIERANDE AVSTÅND MELLAN LASTENS ANGREPPSPUNKT OCH MARKYTAN.

Fig. 14. Relationship between ultimate load and inclination of applied load at different values of the distance between point of load application and ground surface

ningar. Broms & Silberman (1964) och Potyondy (1961) har funnit att friktionsvinkeln ϕ_a mellan en slipad stålyta och en mellan-sand varierar mellan 23° och 25° och är oberoende av friktions-materialets packningsgrad. Mantelfriktionsvinkeln mot en räfflad stålyta befanns vara lika med friktionsmaterialets inre friktions-vinkel ϕ' eftersom brott ägde rum i jorden. Vid beräkning av brottlasten har det antagits att jordtryckskoefficienten $K_0 = 3,0$ mantelfriktionsvinkeln $\phi_a =$ normalsandens friktionsvinkel ($35,6^\circ$) och koefficienten $A = 5,0$. Man kan se från fig. 15 att de sålunda beräknade brottvärdena stämmer väl överens med uppmätta värden.

Försöksserie nr 2. Den påle som användes i denna försöksserie hade samma dimensioner som den som användes i försöksserie nr 1 men med den skillnaden att den ej var försedd med gängor, dvs. mantel-ytan var slät. Pålen drevs ned i olika lutningsvinklar i samma ma-terial som användes vid försöksserie nr 1. Försöksresultaten visas i fig. 16. De teoretiska brottlasterna har här beräknats under an-tagande att jordtryckskoefficienten $K_0 = 3,0$ och mantelfriktionsvin-keln $= 23,6^\circ$ ($2/3 \times 35,6^\circ$). Man kan se av fig. 16 att de sålunda be-räknade brottvärdena överensstämmer väl med de uppmätta värdena.

Försöksserie nr 3. Här användes utvändigt släta stålrörspålar med en längd av 457 mm och en diameter av 47,9 mm. Pålarna nedför-des i en grovsand som i torrt tillstånd placerats i en trälåda med måtten 178 cm x 178 cm x 107 cm. Därefter vibrerades sanden till en volymvikt av $1,55 \text{ ton/m}^3$. Sanden bestod av väl rundade partiklar med en effektiv kornstorlek av 1,2 mm och en ojämnkornighet av 2,9.

Sandens friktionsvinkel var 42° . Försöksresultaten redovisas i fig. 17, där brottlasten anges såsom funktion av pålens lutnings-vinkel β .

I fig. 17 visas också den teoretiska brottlasten som har beräk-nats under antagande att jordtryckskoefficienten $K_0 = 5,0$, mantel-friktionsvinkeln $= 27,8^\circ$ ($2/3 \times 42^\circ$) och koefficienten $A = 5$. Såle-des har ett högre värde valts för jordtryckskoefficienten K_0 än vid försöksserie 1 och 2, beroende på att tidigare undersökningar visat att koefficienten K_0 varierar med packningsgraden. Förfarandet att vibrera sanden efter det att pålen nedförts har visat sig ge ett större sidotryck än när pålen nedföres i packat material (Broms & Silberman, 1964). God överensstämmelse har erhållits mellan beräknad

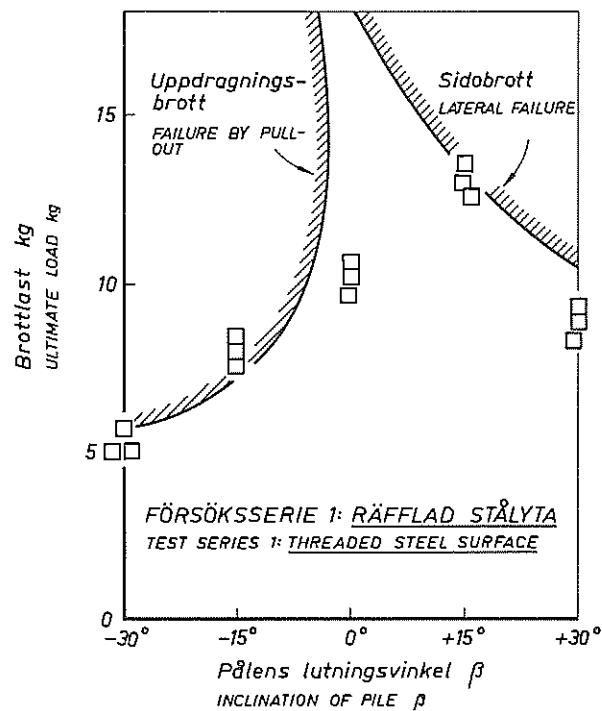


Fig. 15. JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNAD OCH UPPMÄTT BROTTLAST

Fig. 15. Comparison between calculated and measured ultimate capacity

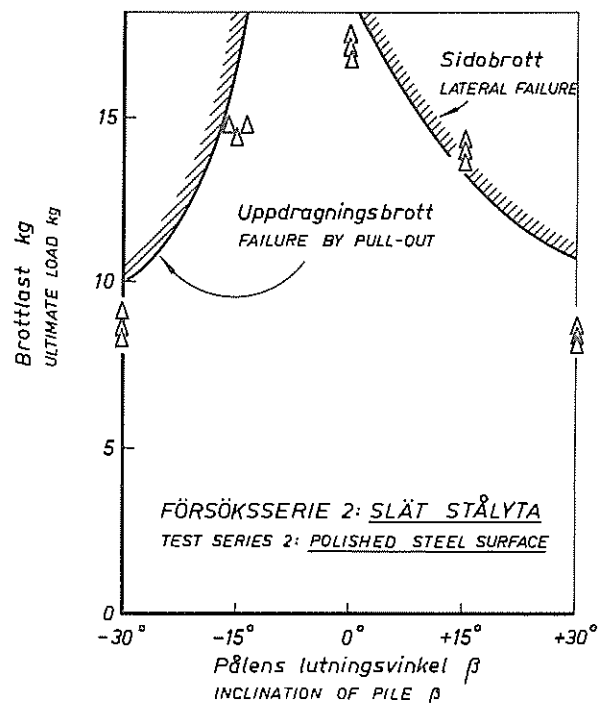


Fig. 16. JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNAD OCH UPPMÄTT BROTTLAST

Fig. 16. Comparison between calculated and measured ultimate capacity

och uppmätt brottlast.

Koefficienterna K_0 , A och ϕ_a inverkar på den beräknade brottlasten. Av betydelse är det förhållandet att försöksresultaten synes bekräfta den beskrivna beräkningsmetodens giltighet. Det har dessutom varit möjligt att verifiera brottorsaken beräkningsmässigt (uppdragningsbrott contra sidobrott).

BERÄKNING AV TILLÅTEN LAST

På grundval av ovannämnda försöksresultat föreslås preliminärt nedanstående värden på koefficienterna K_0 , A och ϕ_a för beräkning av brottlasten Q . Stor försiktighet bör emellertid iakttas vid beräkningar, enär de angivna preliminära värdena har erhållits från ett mycket ringa antal fältförsök. Innan man erhållit tillräcklig erfarenhet med den beskrivna metoden bör beräkningarna i regel kompletteras med fältförsök.

Koefficienten K_0 . Analys av försöksresultat, rapporterade av bl.a. Müller (1939), Ireland (1957), Broms & Silberman (1964) och Nordlund (1963) har visat att koefficienten K_0 påverkas av pålens volym per längdenhet, mantelytans råhet och jordens relativa täthet. Följande värden på jordtryckskoefficienten K_0 rekommenderas.

Tabell I

Jordtryckskoefficienten K_0 för friktionsjordarter.

	Löst lagrad sand	Fast lagrad sand
Stålpålar	0,5	1,0
Betongpålar	1,0	2,0
Träpålar	1,5	4,0

Koefficienten A . Försöksresultat (Broms 1964) har visat att koefficienten A varierar med bl.a. jordartens relativa täthet. Om värdet 3,0 användes erhålles resultat som i allmänhet ligger på den säkra sidan (dvs. den beräknade brottlasten blir mindre än den verkliga brottlasten).

Friktionskoefficienten $\tan \phi_a$. Mantelfriktionsvinkeln ϕ_a är beroende av mantelytans råhet (Broms & Silberman 1964 och Potyondy 1961). Följande värden rekommenderas preliminärt för mantelfriktionsvinkeln.

Tabell II

Mantelfriktionsvinkel ϕ_a i relation till det omgivande materialets inre friktionsvinkel ϕ' .

	Mantelfriktions- vinkeln ϕ_a
Stålpålar	20°
Betongpålar	$3/4 \phi'$
Träpålar	$2/3 \phi'$

Vid beräkning av tillåten last bör en högre säkerhetsfaktor användas för dragbrott än för sidobrott på grund av skillnader i brottets karaktär. En säkerhetsfaktor av minst 3,0 bör användas vid dragbrott och minst 2,0 vid sidobrott.

EXEMPEL

Uppgift

Beräkna det maximala uppdragningsmotståndet hos en 10 m lång vertikal betongpåle som slagits ned i en löst lagrad mellansand. Lasten verkar vid markytan och dess angreppsvinkel δ är 20° . Grundvattenytan sammanfaller med markytan. Sandens volymvikt under vatten är $1,2 \text{ ton/m}^3$. Pålens tvärsnitt är kvadratisk med sidan 25 cm.

Lösning

Sandens inre friktionsvinkel antages till 30° , koefficienten K_0 till 1,0 (Tabell I) och mantelfriktionsvinkeln ϕ_a till $22,5^\circ$ ($3/4 \times 30^\circ$). Koefficienten K_p beräknas ur ekv. (3) och blir 3,0.

Pålens uppdragningsmotstånd Q_v kan beräknas ur ekv. (1) och är 24,9 ton. Krafterna T, H och R bestäms från ekv. (6a), (6b) och (6c) för olika värden av avståndet "g". Kraften H blir 7,0 ton, 22,5 ton och 38,0 ton, när avståndet "g" är lika med resp. 2,5 m, 5,0 m och 7,5 m. Motsvarande värden för tilläggskraften ΔQ_v ekv. (5) är 4,1 ton, 18,7 ton och 47,3 ton. Uppdragningskraften Q vid dragbrott ($= \sqrt{v^2 + H^2}$) beräknas som funktion av lastens angreppsvinkel δ , se fig. 18.

Brottlasten vid sidobrott bestäms ur ekv. (2), och dess variation med kraftens angreppsvinkel visas även i figur 18.

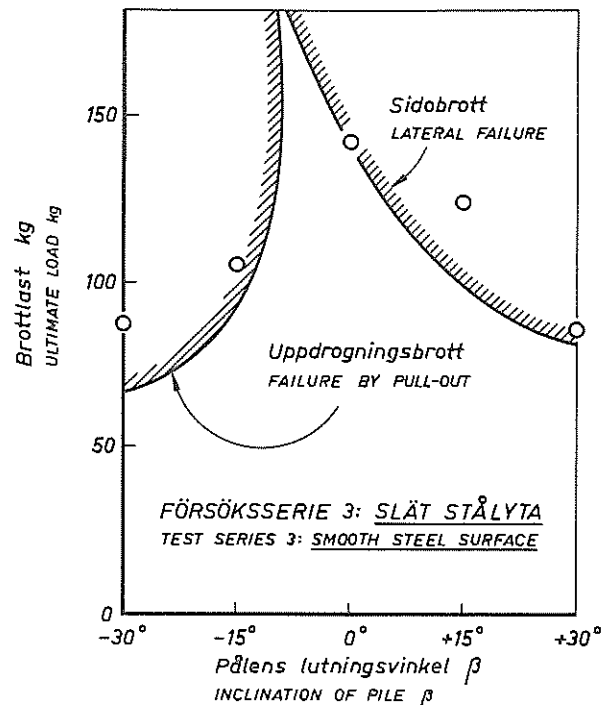


Fig. 17. JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNAD OCH UPPMÄTT BROTTLAST

Fig. 17. Comparison between calculated and measured ultimate capacity

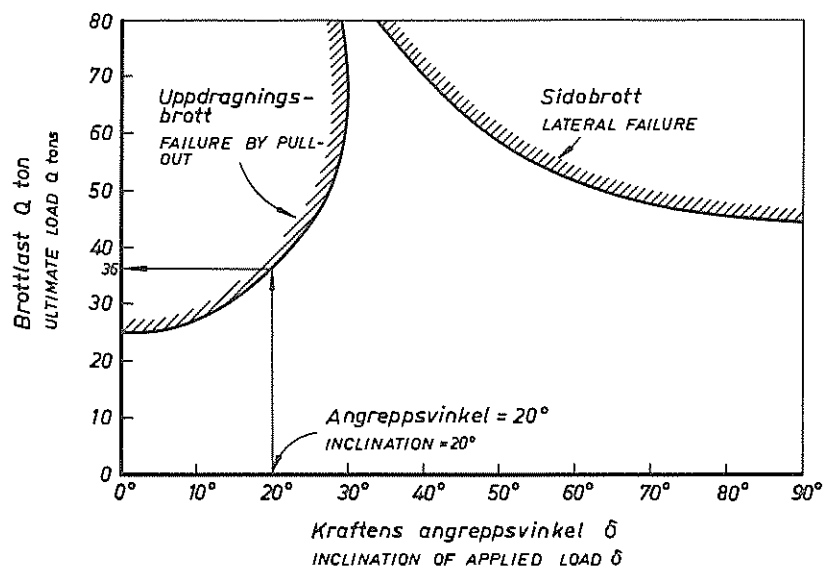


Fig. 18. BERÄKNINGSEXEMPEL

Fig. 18. Example

Vid en angreppsvinkel av 20° är uppdragningskraften 36 ton. Vid brott kommer pålen att dragas ur jorden (dragbrott) och brottets karaktär blir således sprött (dvs. brott kommer att ske vid mycket små deformationer). Om en säkerhetsfaktor av 3,0 väljes, blir tillåten belastning 12 ton.

SAMMANFATTNING

I denna artikel har föreslagits en metod för beräkning av snett belastade pålars brottlaster.

Enligt dessa beräkningar antages att brott äger rum antingen som sidobrott, dvs. pålen roterar i jorden kring en punkt, belägen under markytan eller som uppdragningsbrott, då pålen dras upp ur jorden. När den pålagda kraftens riktning har måttlig avvikelse från pålaxelns riktning erhålles uppdragningsbrott och när avvikelsen blir avsevärd erhålles sidobrott.

De beräknade brottlasterna har redovisats i diagram- eller tabellform. Beräkningarna visar, att jordens relativa täthet, pålens dimensioner och ytjämnhet samt kraftens angreppspunkt och angreppsvinkel har stor inverkan på brottlaster.

En jämförelse med försöksresultat rapporterade av Yoshimi (1964) visar god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta värden.

SUMMARY

A method for calculation of the ultimate capacity of piles subjected to inclined loads is presented in this article.

According to these calculations it is assumed that failure take place either as lateral failure when the pile rotates around a point located below the ground surface or as tension failure when the pile is pulled out of the ground. When the applied load acts or deviates slightly from the pile axis tension failure takes place and when the load acts perpendicular or almost perpendicular to the pile axis lateral failure of the pile takes place.

The calculated ultimate capacities have been presented in the form of graphs or tables. The calculations show that the ultimate capacity depends on the relative density of the soil, the dimensions of the piles, the roughness of the pile surface, the point of application and the inclination of the applied load.

Comparisons with test data reported by Yoshimi (1964) show good comparison between calculated and measured values.

LITTERATUR

- (1) Broms, B.B., (1964) "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Proc. ASCE, Soil Vol 90, No SM3, May 1964, pp 123 - 156.
- (2) Broms, B.B. & (1964) "Skin Friction Resistance for Piles in Silberman, I.O. Cohesionless Soils", Sols-Soils, No. 10, September 1964, pp 33 - 43.
- (3) Ireland, H.O., (1957) "Pulling Tests on Piles in Sand" Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 43 - 45, 1957.
- (4) Matuo, H. och (1938) "The Lateral Resistance of Piles", Report Takahasi T. No. 42, Research Inst. of Civil Engineering, Ministry of Home Affaires, Japan, Aug. 1938, 9 pp.
- (5) Matuo, H., (1939) "Tests on the Lateral Resistance of Piles", Research Inst. of Civil Engineering, Ministry of Home Affaires, Japan, July 1939, 16 pp.
- (6) Müller, R., (1939) "Modellversuche über das zusammenwirken von Pfählen", Veröff. Inst. Deutschen Forschungsges. f. Bodenmech. (Degebo) Techn. Hochsch. Berlin, Vol. 7, pp 9 - 27, 1939.
- (7) Nordlund, R.L. (1963) "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils", Journal Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Vol. 89, No SM3, paper 3506, May 1963, pp 1 - 35.
- (8) Potyondy, J.G., (1961) "Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials", Geotechnique, Vol. XI, No. 4, Dec. 1961, pp 339 - 353
- (9) Yoshimi, Y., (1964) "Piles in Cohesionless Soil Subject to Oblique Pull", Proc. ASCE, Vol. 90, No SM6, November 1964, pp 11 - 24.
- (10) Vey, E., (1957) "Frictional Resistance of Steel H-Piling in Clay", Proc. ASCE, Vol. 83, NoSML, Jan. 1957, pp 1 - 31.

- (11) v. Weele, A.F. (1964) "Negative Skin Friction on Pile Foundation in Holland", Symposium on Bearing Capacity of Piles, pp 1 - 10, Roorkee, India, 1964.
- (12) v. Weele, A.F. (1961) "Deep Sounding Tests in Relation to the Driving Resistance of Piles", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 165 - 169.
- (13) Woodward, R.J.,
Lundgren, R. &
Boitano, J.D. (1961) "Pile Loading Tests in Stiff Clays", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 177 - 184.
- (14) Zweck, H., (1953) "Mesures sur modèles réduits du frottement latéral et de la résistance de pointe des pieux", Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, No. 63 - 64, mars - avril, 1953. pp 367 - 370.

Beräkning av vertikala pålars bärförmåga.

Innehåll

	Sid.
Inledning	1
Förändringar av jordarters hållfasthetsegenskaper under nedslagning av pålar	1
Utvärdering av pålars bärförmåga ur statiska beräkningar	3
Friktionsjordarter	4
Beräkning av mantelmotståndet	4
Beräkning av spetsmotståndet	7
Kohesionsjordarter	10
Beräkning av mantelmotståndet	10
Beräkning av spetsmotståndet	13
Utvärdering av pålars bärförmåga ur statiska sonderingar	15
Beräkning av spetsmotståndet	15
Beräkning av mantelmotståndet	16
Utvärdering av pålars bärförmåga ur dynamiska sonderingar	17
Beräkning av spetsmotståndet	17
Beräkning av mantelmotståndet	17
Sammanfattning	18
Summary	19
Litteraturhänvisning	20

INLEDNING

En påles maximala bärförmåga är begränsad av antingen pålmaterialets eller den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper (dvs. brott inträffar, när pålens eller jordens bärförmåga har överskridits).

Pålars bärförmåga kan bestämmas med

- a) Beräkningsmetoder baserade på uppmätta eller beräknade värden av den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper,
- b) statisk sondering med registrering av det motstånd som uppmätes när en sond tryckes eller pressas ned i jorden,
- c) dynamisk sondering, där man vid beräkning av pålars bärförmåga utgår från t. ex. det antal slag som erfordras för att driva en sond en viss sträcka (exempelvis 20 cm) ned i jorden,
- d) pålformler, där bärförmågan beräknas på grundval av det arbete som erfordras för att driva en påle en given sträcka eller
- e) belastningsförsök.

Bestämning av pålars bärförmåga enligt metoderna a), b) och c) beskrives i denna artikel och metodernas giltighetsområde och noggrannhet diskuteras. Jämförelser göres mellan beräknad och uppmätt bärförmåga samt mellan bärförmågan hos enstaka pålar och hos pålgrupper. För att kunna beräkna en påles bärförmåga måste hänsyn tagas till hållfasthetsegenskaperna hos det ostörda jordmaterialet före nedslagning av pålen samt de förändringar som äger rum under och efter själva nedslagningen. Bestämning av pålars bärförmåga på grundval av pålformler eller belastningsförsök (provb belastning) behandlas ej i denna artikel.

FÖRÄNDRINGAR AV JORDARTERS HÅLLFASTHETSEGENSKAPER UNDER NEDSLAGNING AV PÅLAR

Bärförmågan hos pålar nedslagna i friktionsjordarter beror till stor del på jordens relativa täthet. Under nedslagningen ökar tätheten i omedelbar närhet av den nedslagna pålen på grund av uppträdande vibrationer. Jorden packas inom ett område med en diameter, som motsvarar 7 till 12 påldiametrar och till ett djup under pålspetsen av ungefär 3 till 5 påldiametrar, se fig. 1.

Packning av jorden förorsakad av pålslagning har undersökts av

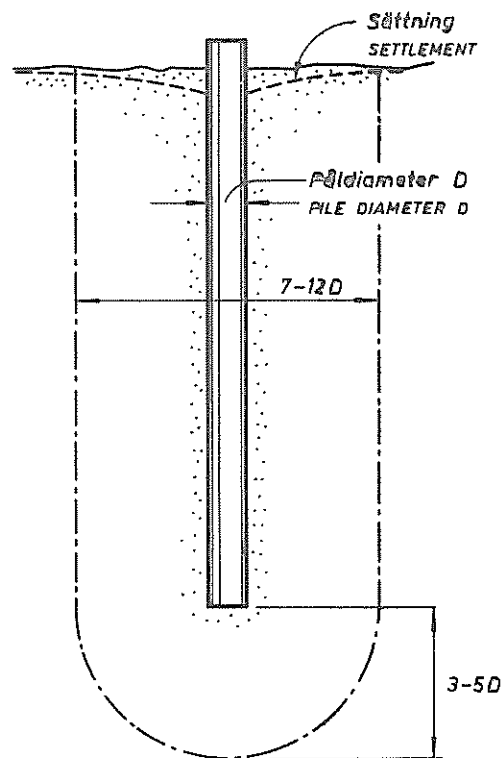


Fig. 1. PACKNING AV FRIKTIONSMATERIAL VID NEDSLAGNING AV PÅLE.

Fig. 1. Compaction of cohesionless soils during driving of piles.

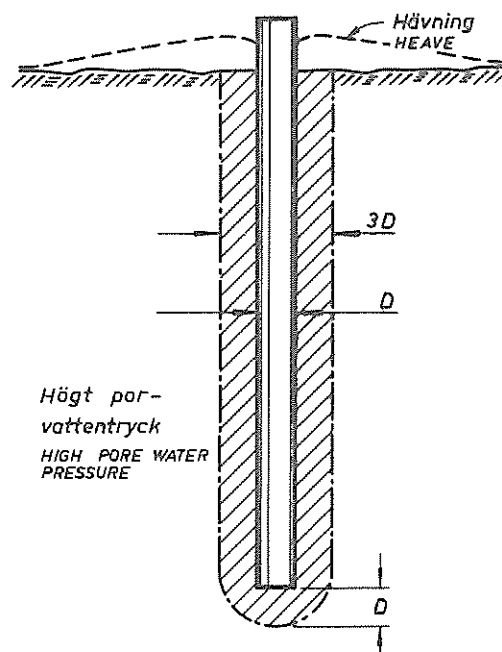


Fig. 2. OMRÖRING AV KOHESIONSMATERIAL VID NEDSLAGNING AV PÅLE.

Fig. 2. Disturbance of cohesive soils during driving of piles.

t.ex. Plantema & Nolet (1957) med hjälp av den s.k. holländska trycksonden. Denna sond består i princip av en spets med en genomskärningsyta av 10 cm^2 , som nedtryckes med hjälp av en stång. För att kunna mäta sondens spetsmotstånd oberoende av mantelfriktionen är stången innesluten i ett foderrör. Plantema och Nolet uppmätte de förändringar som äger rum under och efter nedslagning av en betongpåle i en löst lagrad sand genom att föra ned trycksonden genom ett rör som var ingjutet i pålen. Det spetsmotstånd som uppmättes med trycksonden var närmast pålens spets ungefär fyra gånger så stort som före neddrivningen. På ett avstånd av ungefär tre påldiametrar var det uppmätta spetsmotståndet ca 1,5 gånger så stort som spetsmotståndet hos det ostörda materialet. På avståndet omkring fem påldiametrar under pålens spets iaktogs ingen förändring. Liknande observationer har gjorts av Meyerhof (1959), Széchy (1960), Kézdi (1960), Weele (1961), Nishida (1961), Kerisel (1961), Robinsky & Morrison (1964) och Weele (1964).

Dessa undersökningar har visat att ökningen av sandens relativa täthet på grund av påslagning är större för löst lagrad sand än för tät lagrad sand. Ökningen av sandens relativa täthet påverkar härvid bärförmågan hos enstaka pålar och pålgrupper. På grund av denna ökning kan man förvänta att drivna pålars bärförmåga skall vara högre än den beräknade bärförmåga som motsvaras av den ostörda jordens hållfasthet i friktionsjordarter. Vidare kan man förvänta att bärförmågan hos pålar som har placerats i borrarade hål eller som drivits med hjälp av spolning bör ha lägre bärförmåga än slagna pålar. Detta förhållande har observerats och påtalats av bl.a. de Beer (1964).

I kohesionsmaterial sker en störning under pålneddrivningen (t.ex. Seed & Reese, 1955). Mätningar har visat att jorden omröres, så att en märkbar ändring av jordens skjuvhållfasthet äger rum ut till ca en påldiameter utanför pålens yta och till ca en påldiameter under pålens spets, se fig. 2. Mätningar har vidare visat att skjuvhållfastheten närmast mantelytan sjunker på grund av lerans omröring till ett värde som motsvarar den fullt omrörda lerans skjuvhållfasthet. På en å två påldiametrars avstånd från pålen är minskningen av lerans skjuvhållfasthet obetydlig (Cummings, Kerkhoff & Peck, 1948). Omedelbart efter nedslagningen är pålens mantelmotstånd minst lika med produkten av den omrörda lerans skjuvhållfasthet och pålens man-

telyta. Emellertid ökar lerans skjuvhållfasthet med tiden och därmed pålens bärförmåga. Mätningar visar att leran kring pålen återvunnit skjuvhållfastheten en till sex månader efter neddrivningen. Denna hållfasthetstillväxt sker i allmänhet snabbare för träpålar än för betongpålar på grund av skillnaden i pålmaterialens permeabilitet. Vid vattenmättade leror påverkar mantelytans beskaffenhet och pålens rakhet pålens bärförmåga, så att mantelmotståndet för en påle med skrovlig yta blir lägre än för en påle med slät yta (Fellenius, 1955).

Mätningar har vidare visat att porvattentrycket i den omgivande kohesionsjorden ökar betydligt under nedslagningen och att, såsom har visats av Bjerrum & Johannesen (1960), detta portryck i många fall är lika med det totala vertikala trycket av den överliggande jordmassan. Dock kan porvattentrycket överstiga detta värde närmast pålen. Dessa höga uppmätta porvattentryck visar att pålslagning i lerslänter, exempelvis för brolandfästen, temporärt försämrar stabiliteten och kan förorsaka skred.

Nedslagning av pålar i kohesionsjordarter åstadkommer dessutom markhävning runt pålen. Denna hävning är störst närmast den nedslagna pålen och minskar med ökat avstånd från pålen, så att den i allmänhet är obetydlig på avståndet 10 till 15 påldiametrar från pålen. Hävningen kan dock åstadkomma att närbelägna pålar lyftes. Stödpålar kan härvid förlora sitt spetsmotstånd och påländar i skarvar med ringa draghållfasthet dras isär. Efterslagning är i sådana fall nödvändig.

UTVÄRDERING AV PÅLARS BÄRFÖRMÅGA UR STATISKA BERÄKNINGAR

Metoder har utarbetats för beräkning av en påles bärförmåga med ledning av den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper. En nedslagen påle visas i fig. 3. Denna påles brottlast Q_{brott} är sammansatt av pålens mantelmotstånd Q_{mantel} och pålens spetsmotstånd

Q_{spets} .
Således:

$$Q_{\text{brott}} = Q_{\text{mantel}} + Q_{\text{spets}} \quad (1)$$

För beräkningsändamål antas i allmänhet att mantelmotståndet och spetsmotståndet ej påverkar varandra. Teoretiska beräkningar

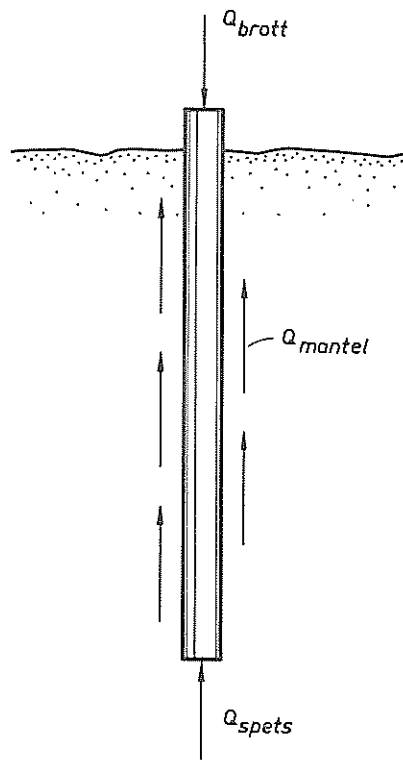


Fig. 3. MANTELMOTSTÅND OCH SPETSMOTSTÅND.

Fig. 3. Skin friction resistance and end bearing.

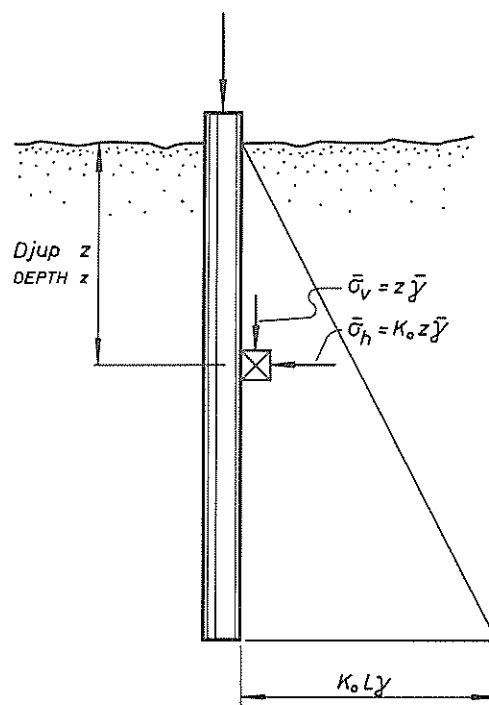


Fig. 4. SIDOTRYCKSFÖRDELNING FÖR PÅLE NEDSLAGEN I FRIKTIONSMATERIAL.

Fig. 4. Lateral pressure distribution for a pile driven in cohesionless soils.

samt försöksresultat beskrivna av bland andra Cambefort (1953), Kézdi (1957) och Stuart, Hanna och Naylor (1960) har emellertid visat att mantelmotståndet påverkar spetsmotståndet i friktionsmaterial. Emellertid är denna inverkan ofta liten och kan försummas. För kohesionsmaterial är däremot spetsmotståndet oberoende av mantelmotståndets storlek.

Det erfordras i allmänhet mycket små deformationer för att helt mobilisera mantelmotståndet längs en påle, som drivits genom friktionsjord. Detta har påvisats av bland andra Müller (1939), Schenck (1951), Zweck (1953), D'Appolonia & Romualdi (1963), D'Appolonia & Hribar (1963) och Weele (1964). Däremot erfordras relativt stora axiala deformationer innan det maximala spetsmotståndet har uppnåtts. Den påförda lasten överföres således vid låga belastningar från pålen till den omgivande jorden till största delen längs pålens mantelyta (Fellenius, 1938, Mansur & Kaufman 1958, Mohan, Jain & Kumar 1963).

Följande metoder för beräkning av pålars bärförmåga är begränsade till antingen grus, sand eller lera och kan ej användas för pålar nedslagna i mellanjordarter, mo eller mjäla.

FRIKTIONSJORDARTER

Beräkning av mantelmotståndet Q_{mantel}

En påles maximala mantelmotstånd mobiliseras först närmast markytan (Mogami & Kishida, 1961, D'Appolonia & Romualdi, 1963), och fördelas därefter med ökad belastning längs pålen för att vid brott vara utbildat utefter pålens hela längd. För en påle nedslagen i ett friktionsmaterial ökar mantelmotståndet approximativt linjärt med djupet under markytan med undantag av området närmast pålens spets. Vid pålens spets är mantelmotståndet ofta lägre än det som verkar på ett avstånd av ca 3 - 4 påldiametrar över spetsen (Mohan, Jain & Kumar, 1963 och Mansur & Kaufman, 1958). Denna avvikelse försummas i följande beräkningsmetod.

Mantelmotståndet för pålar nedslagna i friktionsmaterial kan beräknas med ledning av sidotryckets fördelning längs pålen. På ett avstånd z (fig. 4) under markytan kan det vertikala effektiva

trycket $\bar{\sigma}_v$ beräknas ur ekvationen:

$$\bar{\sigma}_v = \bar{\gamma}z$$

där $\bar{\gamma}$ är antingen lika med jordens volymvikt (när grundvattenytan är belägen på större djup än z) eller jordens volymvikt under vatten (när grundvattenytan är belägen vid markytan). Det vertikala effektiva trycket antages således öka linjärt med djupet.

Det motsvarande horisontella effektiva sidotrycket $\bar{\sigma}_h$ är lika med

$$\bar{\sigma}_h = K_o \bar{\gamma}z$$

(3)

där koefficienten K_o är en jordtryckskoefficient som är beroende av den nedslagna pålens volym per längdenhet och den omgivande jordens relativa täthet. I det fall då pålens volym per längdenhet är liten dvs. då volymen av undanträngd jord är liten, (t.ex. för stålplålar) närmar sig koefficienten K_o jordens vilotryck (Mansur & Kaufman, 1948, D'Appolonia & Romualdi, 1963). För en påle med relativt stor volym per längdenhet (t.ex. för trä- eller betongplålar) kan koefficienten K_o antaga mycket höga värden såsom har visats av bland andra Müller (1939), Ireland (1957), Feda (1963), Nordlund (1963) och Broms & Silberman (1964). I det fall då den omgivande friktionsjordartens täthet är hög, mantelytan är ojäm, pålens volym per längdenhet är stor och pålen är konformad kan koefficienten K_o antaga mycket stora värden på grund av valvverkan. Då i allmänhet mantelmotståndet för ej konformade friktionsplålar av normal längd ofta är mindre än 30 - 40 % av en påles totala bärförmåga (Skempton, Yassin & Gibson, 1953, Meyerhof, 1960) är det i allmänhet tillräckligt att endast uppskatta mantelmotståndets värde. Mantelmotståndets andel i en påles totala bärförmåga är i allmänhet större för löst lagrad än för fast lagrad sand. För kilformade plålar är ofta mantelmotståndet betydligt större än spetsmotståndet (Robinsky, Sagar & Morrison, 1964 och D'Appolonia & Hribar, 1963) även i det fall när plåarna är nedslagna i ett friktionsmaterial med hög relativ täthet. För beräkningsändamål har Meyerhof (1951) föreslagit att koefficienten K_o sättes lika med 0,5 för löst lagrad sand och 1,0 för tät lagrad - oberoende av pålens volym, ytjämnhet och eventuella konform.

Analys av försöksresultat har emellertid visat att de värden som är angivna av Meyerhof (1951) för betong- och träpålar ger något för lågt beräknat mantelmotstånd (Nordlund, 1963). Följande värden rekommenderas därför för jordtryckskoefficienten K_0 .

Tabell I. Jordtryckskoefficienten K_0 för friktionsjordarter

Påltyp	Löst lagrat material	Fast lagrat material
Stålpålar (massiva sektioner)	0,5	1,0
Betongpålar	1,0	2,0
Träpålar	1,5	4,0

Hänsyn har tagits till de olika påltypernas volym per längdenhet. Värdena för stålpålar motsvarar jordens vilotryck, eftersom volymen per längdenhet av t.ex. H-profilpålar är mycket liten. Vid beräkning av koefficienten K_0 för betongpålar har hänsyn tagits till mantelytans ojämnheter och pålarnas relativt stora volym per längdenhet. För träpålar har dessutom hänsyn tagits till pålarnas konform (Peck, 1958, Nordlund, 1963, Robinsky, Sagar & Morrison, 1964).

Med ledning av den antagna jordtrycksfördelningen kan mantelmotståndet beräknas ur följande ekvation, som först har föreslagits av Dörr (1922)

$$Q_{\text{mantel}} = \frac{1}{2} K_0 L \bar{\gamma} \tan \phi_a A_{\text{mantel}} \quad (4)$$

I denna ekvation är A_{mantel} pålens mantelyta (πDL för en cirkulär påle och $4 DL$ för en kvadratisk påle, där D är pålens diameter resp. sida) och $\tan \phi_a$ den s.k. mantelfriktionskoefficienten. Friktionskoefficienten $\tan \phi_a$ har experimentellt bestämts av bland andra Potyondy (1961) och Broms & Silberman (1964). För en slipad stålyta mot grovmo eller mellansand har mantelfriktionsvinkeln uppmätts till $23^\circ - 25^\circ$. Detta värde har visat sig vara oberoende av jordartens relativa täthet. För en slät betongyta har uppmätts ett värde 4° till 5° lägre än jordmaterialets inre friktionsvinkel. Mantelfriktionsvinkeln för en träyta varierar med rörelseriktningen relativt fiberriktningen. Vid rörelse i fiberriktningen har friktionsvinkeln ϕ_a bestämts till mellan 4° och 10° lägre än jordmaterialets inre friktionsvinkel.

Med ledning av dessa försöksresultat rekommenderas nedanstående värden för mantelfriktionsvinkeln ϕ_a .

Tabell II. Mantelfriktionsvinkeln ϕ_a i relation till det omgivande friktionsmaterialets inre friktionsvinkel ϕ' .

Påltyp	ϕ_a
Stålpålar	20°
Betongpålar	$3/4 \phi'$
Träpålar	$2/3 \phi'$

Om dessa värden användes, blir den beräknade mantelfriktionen troligtvis något lägre än den verkliga mantelfriktionen och bör således ge resultat, som är något på den säkra sidan.

Beräkning av spetsmotståndet Q_{spets} .

En påles spetsmotstånd kan beräknas ur följande allmänna ekvation (angiven av bl.a. Terzaghi, 1943) gällande för ett fundament.

$$q_{spets} = \frac{Q_{spets}}{A_{spets}} = K_c c N_c + K_y \bar{\gamma} D N_y + K_q \bar{\gamma} L N_q \quad (5)$$

I denna ekvation är faktorerna K_c , K_y och K_q formfaktorer, som är beroende av fundamentets form, faktorerna N_c , N_y och N_q är bärighetsfaktorer, som endast är beroende av den omgivande jordens inre friktionsvinkel, D är fundamentets sida eller diameter och L fundamentets djup under markytan. Formfaktorerna K_c , K_y och K_q har bestämts genom laboratorieförsök av bl.a. Meyerhof (1951), Feda (1961), Hansen (1961) och Herminier, Habib, Tchong & Bernede (1961). Försöksresultaten har visat, att för ett cirkulärt fundament är koefficienterna K_c , K_y och K_q resp. 1.3, 0.6 och 1.0.

För en friktionsjord är kohesionen c lika med noll. Ekv. (5) kan således för ett sådant jordmaterial förenklas till

$$q_{spets} = 0,6 \bar{\gamma} D N_y + \bar{\gamma} L N_q \quad (6)$$

I denna ekvation är bärighetsfaktorerna N_y och N_q av ungefär samma storleksordning. För pålar är emellertid pålens längd L (djupet under markytan) stor i förhållande till dess diameter eller sida,

och således den första termen i högra ledet av denna ekvation liten och kan försummas. Ekv. (6) kan därför skrivas

$$q_{spets} = \bar{\gamma} L N_q \quad (7)$$

För friktionsmaterial är skjuvhållfastheten proportionell mot det effektiva trycket. Termen $\bar{\gamma} L$ är således det vertikala effektiva trycket, som verkar vid pålens spets. Volymvikten $\bar{\gamma}$ är t.ex. lika med jordens volymvikt under vatten, när grundvattenytan är belägen vid markytan.

Till den omgivande jorden skall överföras ej endast den påförda lasten utan pålens egen vikt. Nettospetsmotståndet q_{spets}^{netto} (den nyttiga last som bäres av pålens spets) blir således:

$$q_{spets}^{netto} = \bar{\gamma} L N_q - \gamma_{påle} L \quad (8)$$

där $\gamma_{påle}$ är pålmaterialets volymvikt. I denna ekvation är termen $\bar{\gamma} L N_q$ stor i förhållande till termen $\gamma_{påle} L$. Om man överslagsmässigt antar att jordmaterialets volymvikt är lika med pålmaterialets volymvikt kan ekv. (8) skrivas

$$q_{spets}^{netto} = \bar{\gamma} L (N_q - 1) \quad (9)$$

Bärighetsfaktorn N_q kan beräknas med hjälp av plasticitetsläran. Värdet på denna faktor varierar med den antagna brottytan. Den brottyta som Meyerhof (1951) har använt vid sina beräkningar visas i fig. 5. Meyerhof har härvid antagit att under pålens spets utformas en konformad zon (markerad "I", fig. 5), den s.k. aktiva Rankineska zonen, som vid brott rör sig tillsammans med pålen. Denna konformade zon som skjuter åt sidan en cirkelformad zon (markerad "II" i fig. 5), den s.k. Prandtska zonen. Denna zon i sin tur påverkar en triangelformad zon, den s.k. passiva Rankineska zonen (markerad "III"). I fig. 6 visas den på detta sätt beräknade bärighetsfaktorns N_q variation med friktionsvinkeln ϕ . Man ser att N_q ökar snabbt med ökat värde för den inre friktionsvinkeln ϕ . När $\phi = 30^\circ$, är bärighetsfaktorn N_q ungefär = 50, och när $\phi = 40^\circ$ är bärighetsfaktorn $N_q = 450$. Emellertid har fält- och laboratorieförsök visat att dessa

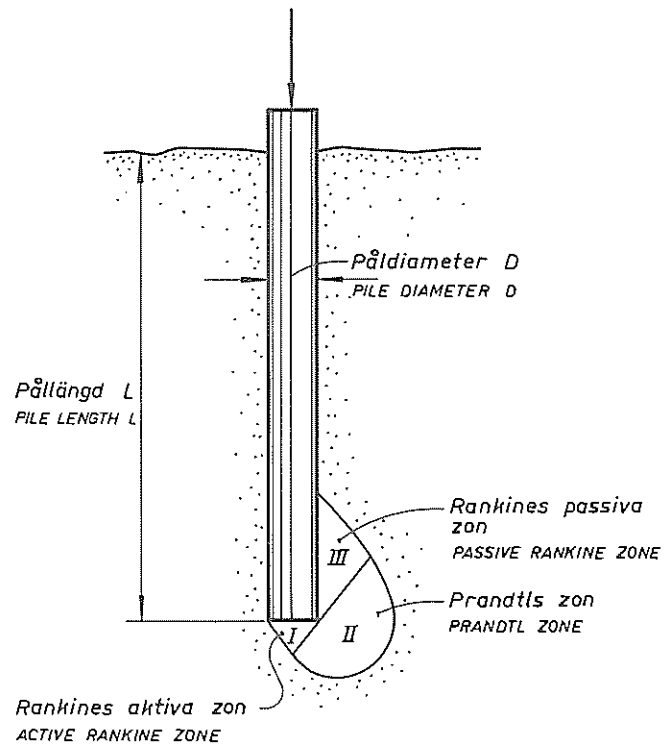


Fig. 5. BROTTZONER FÖR PÅLE NEDSLAGEN I FRIKTIONSMATERIAL.

Fig. 5. Rupture zones for a pile driven in cohesionless soils.

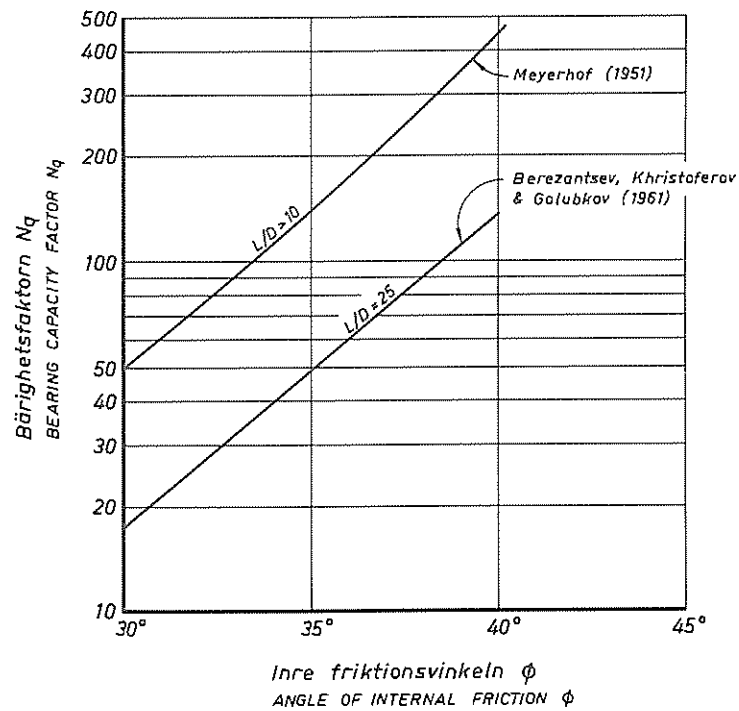


Fig. 6. SAMBAND MELLAN BÄRIGHETSFAKTORN N_q OCH INRE FRIKTIONSVINKELN ϕ .

Fig. 6. Relationship between bearing capacity factor N_q and angle of internal friction ϕ .

värden på N_q ger en beräknad bärighet som betydligt överstiger uppmätta värden. Jämförelser med försöksresultat (Nordlund, 1963) har däremot visat, att de värden som föreslagits av Berezzantsev, Khristoferov & Golubkov (1961) ger god överensstämmelse för pålar med relationstalet $L/D = 25$. Dessa värden rekommenderas för beräkning av pålars bärförmåga, när relationstalet $L/D = 25$. Bestämning av en påles bärförmåga enligt ekv. (9) blir emellertid osäker, beroende på att det i allmänhet är mycket svårt att uppskatta eller mäta jordartens inre friktionsvinkel ϕ' .

Friktionsvinkeln ϕ' utvärderas i allmänhet ur laboratorieförsök. Därvid bestäms först volymvikten eller portalet av upptaget material. Därefter utföres en serie dränerade triaxial- eller direkta skjuvförsök vid olika portal hos friktionsmaterialet, och friktionsvinkeln ϕ' bestäms som en funktion av portalet. Med ledning av det ostörda materialets portal (som tidigare bestämts) erhåller man friktionsvinkeln ϕ' för det ostörda materialet.

Vinkeln ϕ' kan även uppskattas med ledning av jordens effektiva korndiameter, gradering och relativa täthet samt av kornens kantighet, såsom föreslagits av bl.a. Lundgren & Brinch-Hansen (1958).

Ofta drives pålar genom lager med kohesionsmaterial ned till ett friktionsmaterial med hög bärförmåga såsom visas i fig. 7. Spetsmotståndet motsvarar i detta fall det värde av koefficienten N_q som gäller för en grundläggning vid markytan. Pålarnas spetsmotstånd kommer att överskattas, om det i detta fall beräknas med hjälp av det värde på bärighetskoefficienten N_q som föreslagits av Berezzantsev, Khristoferov & Golubkov (1961).

I fig. 8 visas ytterligare ett vanligt fall. Här vilar den nedslagna pålen på ett relativt tunt lager med hög bärförmåga. Brott kan ske längs någon av glidyterna A eller B. Om brott sker längs glidyta A, kan pålens bärförmåga beräknas på vanligt sätt. Sker brott längs glidyta B, kan man uppskatta brottlasten genom att antaga att den påförda lasten är fördelad över en yta vid det fasta lagrets undersida, vars diameter ökar proportionellt med lagrets tjocklek. Brottlasten i detta fall motsvarar brottlasten av en påle med diametern $(D + t)$ och längden $(L + t)$, där t är det fasta lagrets tjocklek.

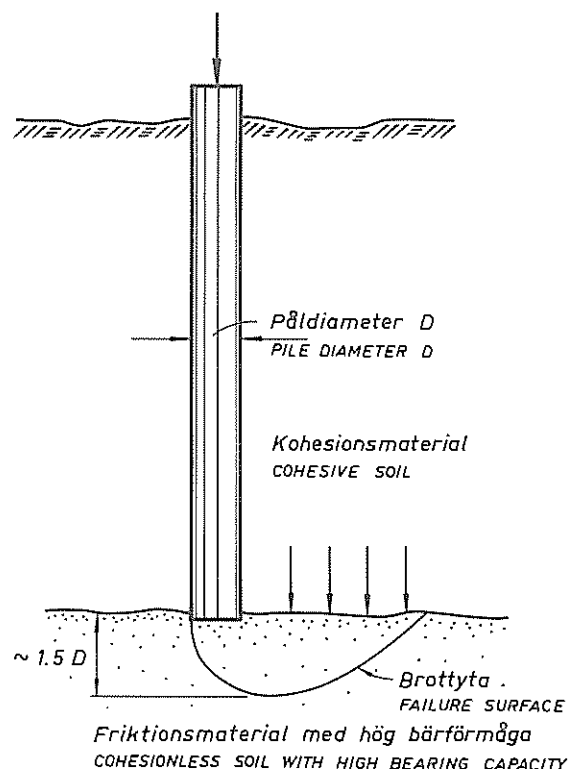


Fig. 7. BERÄKNING AV SPETSMOTSTÅNDET FÖR PÅLE NEDSLAGEN GENOM KOHESIONSMATERIAL NED TILL ETT FRIKTIONSMATERIAL MED HÖG BÄRFÖRMÅGA.

Fig. 7. Determination of end bearing capacity for a pile which has been driven through a cohesive material to a cohesionless material with high bearing capacity.

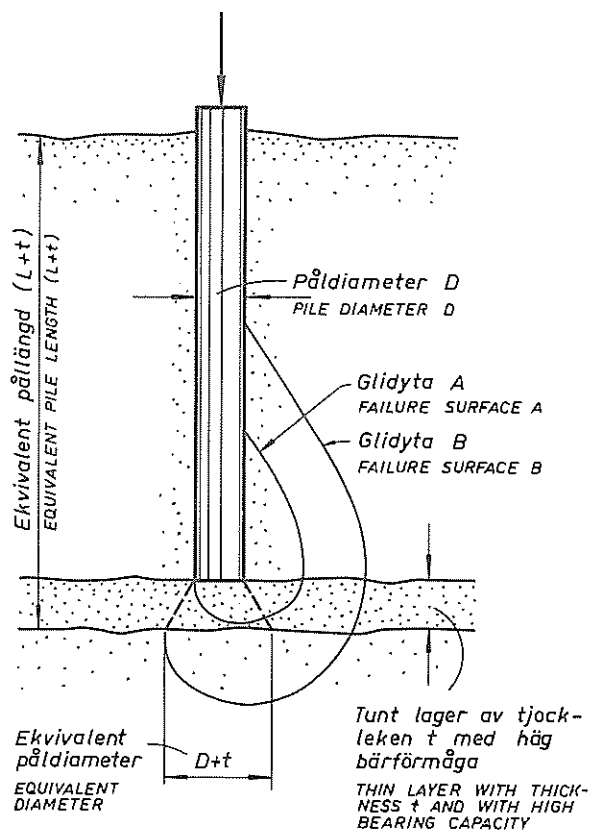


Fig. 8. BERÄKNING AV SPETSMOTSTÅNDET FÖR PÅLE NEDSLAGEN TILL ETT TUNT LAGER MED HÖG BÄRFÖRMÅGA.

Fig. 8. Determination of end bearing capacity for a pile driven to a thin layer with high bearing capacity.

Beräkningsexempel

Uppgift

Beräkna bärförmågan hos en träpåle, som slagits genom 10,0 m löst lagrad sand med en genomsnittlig friktionsvinkel $\phi^i = 32^\circ$. Pålens diameter vid spetsen och roten är respektive 15 cm och 25 cm. Spetsen står på en grovsand med en uppskattad friktionsvinkel $\phi^r = 35^\circ$. Grundvattenytan är belägen 5,0 m under marknivån. Jordmaterialiets totala volymvikt är $1,7 \text{ ton/m}^3$ över grundvattenytan och $1,1 \text{ ton/m}^3$ under grundvattenytan.

Lösning

Mantelmotståndet Q_{mantel}^I för den del av pålen som är belägen över grundvattenytan beräknas med ledning av ekv. (4). Längden L i denna ekvation är 5,0 m och koefficienterna K_0 och ϕ_a uppskattas till respektive 1,5 (Tabell I) och $21,3^\circ$ (Tabell II). Volymvikten och den genomsnittliga påldiametern är respektive $1,7 \text{ ton/m}^3$ och 22,5 cm. Den beräknade mantelfriktionen $q_{\text{mantel}}^I = 8,8 \text{ ton}$.

Mantelmotståndet Q_{mantel}^{II} för den del av pålen som är belägen under grundvattenytan är proportionell mot jordens volymvikt under vatten $1,1 \text{ ton/m}^3$, pålens genomsnittliga diameter 17,5 cm och det genomsnittliga effektiva sidotrycket. Mantelfriktionen q_{mantel}^{II} beräknas till 18,1 ton.

Spetsmotståndet Q_{spets} beräknas ur ekv. (9) och är proportionellt mot det vertikala effektiva trycket $\bar{\gamma}L$ vid pålens spets och bärighetsfaktorn N_q . Det vertikala effektiva trycket $\bar{\gamma}L$ beräknas till $14,0 \text{ ton/m}^2$. Bärighetsfaktorn $N_q = 48$ vid en inre friktionsvinkel av 35° . Det beräknade spetsmotståndet (ekv. 9) blir 11,9 ton.

Pålens beräknade totala bärförmåga (summan av mantelfriktion och spetsmotstånd) är således 38,8 ton. Om en säkerhetsfaktor av 3 väljes, blir pålens tillåtna last 13 ton (12,9 ton).

Exemplet är valt av pedagogiska skäl. Avskärningsplanet för träpålar bör ligga under grundvattenytan.

KOHESIONSJORDARTER

Beräkning av mantelmotståndet Q_{mantel}

Mantelmotståndet för kohesionspålar överstiger ofta 80 till 90 % av pålens totala brottlast. Det är således betydelsefullt att noggrant uppskatta mantelmotståndets storlek. Det totala mantelmotståndet är direkt proportionellt mot pålens totala mantelyta och det genomsnittliga mantelmotståndet τ_a mellan jord och påle. Således

$$Q_{\text{mantel}} = \tau_a A_{\text{mantel}} \quad (10)$$

Jämförelser mellan olika försöksresultat har visat, att mantelmotståndet mellan jord och påle τ_a är beroende av kohesionsmateriallets odränerade skjuvhållfasthet τ_u . Härvid har använts försöksresultat, rapporterade av bl.a. Bjerrum (1953), Fellenius (1955), Peck (1955), Seed & Reese (1955), Bergfelt (1957), Tomlinson (1957), Vey (1957), Peck (1958), Mohan & Jain (1961) och Woodward, Lundgren & Boitano (1961).

När skjuvhållfastheten τ_u är mindre än $5,0 \text{ ton/m}^2$ är mantelmotståndet τ_a ungefär lika med det omgivande materialets odränerade skjuvhållfasthet. Undantag kan dock förekomma, beroende på det omgivande jordmaterialets sammansättning och egenskaper. När den odränerade skjuvhållfastheten är större än $5,0 \text{ ton/m}^2$ varierar mantelmotståndet mellan jord och påle avsevärt och är i allmänhet mindre än jordmaterialets odränerade skjuvhållfasthet (Lo & Stermac, 1964). Detta gäller speciellt överkonsoliderade leror. Vibrationer i sidled i pålen under nedslagningen kan t.ex. vara en orsak till sådana variationer. Pålen formar nämligen på grund av vibrationerna ett hål i jorden med en diameter, som är något större än den egna diametern. Är härvid jordens skjuvhållfasthet tillräckligt stor för att hålla hålet öppet utan stöd, kommer jorden ej att flyta tillbaka runt pålen.

På grund av betongpålars stora styvhet är sidovibrationerna mindre för dessa än för stålrörs- och rälpålar. Således kan man förvänta att mantelmotståndet är mindre för stålplålar än för betongplålar, åtminstone närmast markytan. Detta har bekräftats av fältförsök (Tomlinson, 1957).

Vid nedslagning av kohesionspålar är det önskvärt att pålen helt fyller ut det utrymme som skapas under neddrivningen och att god kontakt erhålles mellan påle och omgivande jord. Försök har visat att full bärförmåga motsvarande helt mobiliserad skjuvhållfasthet hos omgivande jord erhålles för cylindriska träpålar och koniska träpålar, som slås med toppänden nedåt. Vid koniska pålar med rotänden vänd nedåt blir rekonsolideringen i leran runt pålen ofullständig och bärförmågan avsevärt reducerad (Fellenius 1955).

Som tidigare nämnts sker en omrörning av jorden intill en påle under nedslagningen, varvid ett porvattenövertryck uppstår. Beroende på pålmaterialets permeabilitet kommer pålen härvid att i större eller mindre grad dränera omgivande lera. Eftersom trä har större vattengenomsläpplighet än betong och stål sker lerans rekonsolidering hastigare kring träpålar än kring betong- och stålpålar. Detta är en förklaring till att ett högre mantelmotstånd ofta har uppmätts för träpålar än för betong- och stålpålar. Även andra förklaringar finnes. Dessutom är ofta adhesionen mellan jord och påle betydligt större för trä- och betongpålar än för stålpålar (Fellenius 1938 och 1955).

Stort mantelmotstånd har även uppmätts för platsgjutna Frankipålar (Lo & Stermac, 1964).

Fältförsök har visat att för stål- och betongpålar erfordras ofta tre till sex månader för att fulla mantelmotståndet skall utvecklas. För träpålar sker detta i allmänhet inom en månad.

Med ledning av dessa försöksresultat rekommenderas nedanstående värden på mantelmotståndet τ_a vid beräkning av slagna pålars bärförmåga.

Tabell III. Mantelmotståndet τ_a (ton/m²) mellan jord och påle i relation till det omgivande kohesionsmaterialets odränerade skjuvhållfasthet τ_u x)

(a) $\tau_u < 5,0$ ton/m ² (om leran är normal-konsoliderad)	Mantelmotstånd τ_a
Stålpålar	0,5 τ_u
Betongpålar	0,8 τ_u
Träpålar	1,0 τ_u
(b) $\tau_u > 5,0$ ton/m ² (i regel i överkonsoliderad lera)	
Stålpålar	1,0 (ton/m ²)
Betongpålar	3,0 (" ")
Träpålar	5,0 (" ")

x) En leras odränerade skjuvhållfasthet kan bestämmas med tryckförsök, odränerade treaxiella försök, odränerade direkta skjuvförsök, vingborrförsök, eller från konförsök. Den jämförelse som omnämnts ovan mellan mantelmotståndet som utvecklas längs en påles mantelyta och lerans odränerade skjuvhållfasthet har i allmänhet skett på grundval av tryckför-

sök, odränerade direkta skjuvförsök eller konförsök. Man bör observera att den skjuvhållfasthet som bestäms med vingborr ofta är högre än den som erhålles med övriga metoder och skillnaden ökar med djupet. Skjuvhållfastheten bestämd med vingborr bör därför i vissa fall reduceras, innan den användes vid beräkning av mantelmotståndet.

Mantelmotståndet kan vara mycket lågt för övre delen av en skarvad träpåle i det fall då överpålen har drivits med rotänden nedåt (Fellenius, 1955). Orsaken till detta låga mantelmotstånd är att den nedre pålsektionen formar med sin rotände ett hål med en diameter, som överstiger övre sektionens diameter. På grund av det ringa överlagringstrycket (avståndet till markytan är litet), förmår ej leran att flyta tillbaka och sluta tätt kring pålen. Som en följd härav blir mantelmotståndet lågt. I detta fall rekommenderas att mantelmotståndet helt försummas för den övre pålen.

Fältförsök har dessutom visat att mantelmotståndet för pålar som placerats i borrhåll eller spolade hål är betydligt lägre än för slagna pålar (Mohan & Chandra, 1961).

Beräkning av spetsmotståndet Q_{spets}

Spetsmotståndet vid kohesionsmaterial kan även det beräknas ur ekv. (5). För ett kohesionsmaterial är faktorerna N_v och N_q lika med respektive 0 och 1. Under dessa förhållanden kan ekv. (5) omskrivas till

$$q_{spets} = 1,3 \tau_u N_c + L\bar{\gamma} \quad (11)$$

För kohesionsjordarter är kohesionen c vid kortvariga belastningsfall lika med jordens odränerade skjuvhållfasthet τ_u , som kan bestämmas från vingborrförsök, konprov, odränerade direkta skjuvförsök eller tryckförsök.

En påles nettolast är emellertid lika med skillnaden mellan spetsmotståndet och pålens vikt. Om volymvikten av pålmaterialet antages vara lika med den omgivande jordens volymvikt, blir nettolasten q_{spets}^{netto} såsom visas av ekvationen

$$q_{spets}^{netto} = 1,3 \tau_u N_c \quad (12)$$

Bärighetsfaktorn N_c kan beräknas med hjälp av plasticitetsläran. Teoretiska beräkningar samt laboratorie- och fältförsök har visat att bärighetsfaktorn $1,3 N_c = 9,0$, när pålens spets är belägen på större djup än 4 påldiametrar under markytan (Meyerhof, 1951, Skemton, 1951). Således

$$q_{\text{spets}}^{\text{netto}} = 9,0 \tau_u \quad (13)$$

Pålens bärförmåga kan sedan beräknas såsom summan av spets- och mantelmotstånden. I allmänhet uppgår spetsmotståndet till 5 - 10 % av pålens totala bärförmåga. Således är det ej för kohesionspålar nödvändigt att noggrant beräkna spetsmotståndet, då variationer för spetsmotståndet ej har stor inverkan på pålens totala bärförmåga (Fellenius, 1938)

Beräkningsexempel

Uppgift

Beräkna maximala bärförmågan hos en 15,0 m lång betongpåle, som slagits genom 4 m lera med en genomsnittlig skjuvhållfasthet av 10 ton/m^2 och ett tjockt lerlager med en genomsnittlig skjuvhållfasthet av $3,0 \text{ ton/m}^2$. Skjuvhållfastheten hos kohesionsjordarterna har uppmätts med fältvingborr. Pålens tvärsnitt är kvadratisk med 25 cm sida.

Lösning

Pålens mantelmotstånd kan beräknas ur ekv. (10). Mantelmotståndet mellan pålmaterialet och det omgivande lermaterialet är för pålens övre del begränsad till $3,0 \text{ ton/m}^2$ (Tabell III) och är för pålens undre del lika med lerans reducerade odränerade skjuvhållfasthet. Om den skjuvhållfasthet som har bestämts från vingborrförsök reduceras med 25 % blir den reducerade skjuvhållfastheten $2,25 \text{ t/m}^2$. Det beräknade totala mantelmotståndet blir sedan 36,7 ton.

Pålens spetsmotståndet beräknas ur ekv. (13) och är beroende av lerans reducerade odränerade skjuvhållfasthet ($2,25 \text{ ton/m}^2$). Pålens totala spetsmotstånd beräknas till 1,3 ton. Pålens beräknade totala brottlast är således 38,0 ton. Om en brottsäkerhetsfaktor av 3 väljes, blir pålens tillåtna last 13 ton (12,7 ton). Det bör observeras att hänsyn ej har tagits till pålens eller pålgruppens sättningar som vid långtidsbelastning kan bli avsevärda. I det fall då den understödda konstruktionen ej kan tolerera stora sättningar, måste sättningarnas

storlek beräknas eller uppskattas och pållängderna anpassas härefter.

UTVÄRDERING AV PÅLARS BÄRFÖRMÅGA UR STATISKA SONDERINGAR

Pålars bärförmåga kan även i vissa fall uppskattas med hjälp av den s.k. holländska trycksonden. Även andra sonderingsmetoder finns (Schultz, 1957, Gamski, 1961, Haefeli & Bucher, 1961, och Shockley, Cunny & Strohm, 1961). Dessa metoder användes framför allt för att bestämma pålars bärförmåga i friktionsmaterial.

Beräkning av spetsmotståndet, Q_{spets}

Med den holländska trycksonden mätes det motstånd som utbildas vid nedtryckning av en konformad spets med 10 cm^2 tvärsnittsarea. Sonden har beskrivits av bl.a. Plantema (1948a), Vermeiden, (1948), Allart, Mierlo & Nanninga (1960).

Spetsmotståndet för en påle i friktionsmaterial är enl. ekv. (9) beroende av det vertikala effektiva trycket av det ovanliggande materialet (om man bortser från mantelmotståndets inverkan) och av bärighetsfaktorn N_q . Av ekvationen framgår även att spetsmotståndet per ytenhet är oberoende av spetsens dimensioner.

Man bör sålunda kunna uppskatta en påles spetsmotstånd och bärförmåga direkt ur resultat från sondering med den holländska trycksonden. Jämförelser har gjorts av t.ex. Menzenback (1961). Resultaten visar att de uppmätta intensiteterna hos spetsmotstånden är ungefär lika för den holländska sonden och pålarna, Detta gäller för spetsmotstånd upp till ca 100 kg/cm^2 för sonden. För högre spetsmotstånd har det visat sig att pålarnas bärförmåga blir lägre än den med resultat från sonden beräknade. Man bör sålunda kunna använda resultaten från sonden utan korrektion så länge spetsmotståndet understiger 100 kg/cm^2 . Liknande observationer har gjorts av Plantema (1948), van der Veen (1953), Kerisel (1961) och Mohan, Jain & Kumar (1963).

På grundval av dessa observationer rekommenderas att pålars spetsmotstånd vid brott sättes lika med den holländska trycksondens spetsmotstånd, dock högst 100 kg/cm^2 . Vidare rekommenderas att spetsmotståndet beräknas så att det motsvarar det genomsnittliga spetsmotstånd som uppmätes med trycksonden inom ett område som sträcker sig från $3,75$ påldiametrar över pålens spets till en påldiameter under

pålens spets (van der Veen & Boersma 1957). Meyerhof (1960) har föreslagit att spetsmotståndet för "rammade" pålar (t.ex. "Franki" pålar) sättes dubbelt så stort som spetsmotståndet uppmätt med den holländska trycksonden, då den omgivande friktionsjorden packas under slagningen med hejaren på betongbrukets översida.

Kerisel (1961) har visat att brottlasten för en påle med stor påldiamter understiger den last som motsvarar den holländska trycksondens spetsmotstånd. Av denna anledning förslås här att den holländska trycksonden endast bör användas utan korrektion för att beräkna en påles brottlast, när pålens diameter eller sida är mindre än 50 cm.

Beräkning av mantelmotståndet Q_{mantel} .

Även mantelmotståndet kan uppskattas med hjälp av den holländska trycksonden. Mantelmotståndet, som för friktionspålar ofta är litet i förhållande till pålens totala bärförmåga, kan beräknas ur ekv. (9).

Meyerhof (1956) har rekommenderat att mantelmotståndet sättes lika med 0,5 % av den holländska sondens spetsmotstånd. Dock har mätningar av Mohan, Jain & Kumar (1963) visat att mantelmotståndet kan vara betydligt större än detta värde.

Beräkningsexempel

Uppgift.

Beräkna bärförmågan hos en 15,0 m lång betongpåle med kvadratisk tvärsnitt med 25 cm sida. Pålen har drivits genom löst lagrad grovmo och mellansand ned till en tät lagrad grovsand med ett genomsnittligt uppmätt spetsmotstånd av 120 kg/cm^2 inom ett område som sträcker sig 0,94 m ($3,75 \times 0,25$) över pålens spets och 0,25 m ($1,0 \times 0,25$) under pålens spets. Grundvattenytan sammanfaller med markytan.

Lösning

Pålens mantelmotstånd beräknas ur ekv. (4). Koefficienten $K_0 = 1,0$ enligt Tabell I för en betongpåle slagen genom ett löst lagrat friktionsmaterial. Materialets volymvikt under vatten uppskattas till $1,1 \text{ ton/m}^3$. Friktionsvinkeln ϕ_a beräknas med ledning av Tabell II till $22,5^\circ$ ($3/4 \times 30^\circ$). Materialets friktionsvinkel ϕ' har således uppskattats till 30° . Med dessa värden blir mantelfriktionen $Q_{\text{mantel}} 51,3 \text{ ton}$.

Spetsmotståndet för pålen är begränsat till 100 kg/cm^2 , eftersom uppmätta spetsmotståndet med den holländska trycksonden överstiger

100 kg/cm^2 . Pålens beräknade spetsmotstånd är således 62,5 ton.

Pålens beräknade brottlast blir således 113,8 ton ($51,3 + 62,5$). Om en säkerhetsfaktor av 3,0 användes och hänsyn ej toges till pålsektionens bärighet, blir pålens tillåtna last 38 ton. (37,9 ton). Det bör i detta sammanhang noteras att det för pålar med stor spetsarea ofta användes en högre säkerhetsfaktor än för pålar med liten spetsarea (Allart, Mierlo & Nanninga, 1960).

UTVÄRDERING AV PÅLARS BÄRFÖRMÅGA UR DYNAMISKA SONDERINGAR

Bärförmågan hos pålar neddrivna i friktionsmaterial kan även uppskattas med hjälp av den s.k. "Standard Penetration Test". Vid denna sonderingsmetod bestäms det antal slag, det s.k. N-talet, som erfordras för att driva ned en standardprovtagare 30 cm i botten av ett öppet hål med en 63,5 kg hejare som får falla med 76 cm fallhöjd (Terzaghi & Peck, 1948)

Beräkning av spetsmotståndet Q_{spets}

Meyerhof (1956) har genom jämförelse med pålförsök visat att spetsmotståndet, uttryckt i kg/cm^2 , för pålar neddrivna i ett friktionsmaterial i genomsnitt är 4N. Försöksresultaten visar emellertid stor spridning. En undre gräns utgör relationen 2,5 N. Detta värde kan användas för beräkning av pålars spetsmotstånd i friktionsmaterial.

Beräkning av mantelmotståndet Q_{mantel}

Pålens mantelmotstånd kan beräknas med ledning av sandens relativa täthet, varvid vissa gränsvärden användes (Terzaghi & Peck, 1948). När N-talet är mellan 0 och 10 slag per 30 cm sjunkning anses materialet vara löst lagrat, när N-talet ligger mellan 10 och 30 normalt lagrat, och när N-talet är högre än 30 fast lagrat. Meyerhof (1956) har emellertid föreslagit att mantelmotståndet utvärderas direkt ur N-talet och sättes lika med $0,02 \text{ N (kg/cm}^2)$.

Bärförmågan hos kohesionspålar i fasta leror kan i vissa fall grovt uppskattas med ledning av "Standard Penetration Test". Emellertid är denna beräkningsmetod mycket osäker. Jämförelse med försöksresultat har visat att N-talet ökar med ökad skjuvhållfasthet hos kohesionsmaterialet. Approximativt är fasta lerors odränerade skjuvhållfasthet τ_u (kg/cm^2) lika med $N/5$. Enligt Terzaghi & Peck (1948) är en leras odränerade skjuvhållfasthet (kg/cm^2) ungefär $N/8$. Med ledning av denna

skjuvhållfasthet kan pålens spets- och mantelmotstånd beräknas.

Beräkningsexempel

Uppgift

Beräkna bärförmågan hos en 15 m lång träpåle som slagits genom löst lagrad sand med ett genomsnittligt N-tal av 5 slag per 30 cm sjunkning ned till en fast lagrad sand med ett genomsnittligt N-tal av 60. Pålens diameter vid spetsen är 20 cm och vid rotänden 36 cm. Grundvattenytan är belägen alldeles under marknivån. Sandens volymvikt under vatten är $1,2 \text{ ton/m}^3$.

Lösning

Den löst lagrade sandens inre friktionsvinkel uppskattas till 30° . Koefficienten K_0 (Tabell I) och mantelfriktionsvinkeln ϕ_a (Tabell II) antages till $1,5$ resp. 20° . Mantelmotståndet beräknad ur ekv. (4) är $64,8$ ton.

Spetsmotståndet beräknas ur sambandet

$$Q_{\text{spets}} = 2,5 \text{ N (kg/cm}^2\text{)}$$

och blir således 150 kg/cm^2 . Pålens totala spetsmotstånd blir således $47,2$ ton och dess totala bärförmåga $112,0$ ton. Om en säkerhetsfaktor av $3,0$ väljes, blir pålens tillåtna last 37 ton ($37,3$ ton) med avseende på jordartens bärförmåga.

SAMMANFATTNING

Metoder för utvärdering av pålars bärförmåga med ledning av statiska beräkningar samt statiska och dynamiska sonderingar har presenterats. Generellt kan sägas att det i dag 1965 ej existerar någon tillförlitlig metod att tillfredsställande bedöma en påles bärförmåga under alla förhållanden. De metoder som behandlats tillåter emellertid att bestämma pålars bärförmåga under vissa ideala förhållanden. Stor tvekan kan emellertid råda om en påles verkliga bärförmåga.

SUMMARY =====

Methods for the evaluation of the bearing capacity of piles from borings and soundings are summarized in this paper. The general statement can be made that an entirely satisfactory method does not exist today (1965) for the evaluation of the bearing capacity of piles under all conditions. With the methods which are described herein the pile bearing capacity can be determined under ideal conditions. However considerable uncertainty may exist concerning the actual bearing capacity of a pile.

LITTERATURHÄNVISNING

- Allaart, P.J., van Mierlo, W.C. & Nanninga, N (1960) "Survey of Regulations and Practice in Respect of the Application of Pile Foundations in the Netherlands, Symposium on Pile Foundations, Stockholm 1960, pp 13 - 19.
- D'Appolonia E., & Hribar, J.A. (1963) "Load Transfer in a Step-Taper Pile", Proc. ASCE, Vol. 89, No. SM6, Nov. 1963, pp 57 - 77.
- D'Appolonia, E., Romualdi, J.P. (1963) "Load Transfer in End-Bearing Steel H-Piles", Proc. ASCE, Vol. 89, No. SM2, March 1963, pp 1 - 25.
- Berezantsev, V.G., Khristoferov, V.S. & Golubkov, V.N. (1961) "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. II, pp 11 - 15.
- Bergfelt, A., (1957) "The Axial and Lateral Load Bearing Capacity, and Failure by Buckling of Piles in Soft Clay", Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol II, pp 8 - 13.
- Bjerrum, L., (1953) "Les Pieux Fondation en Norvège", Annales de l'Institut du Bâtiment et des Travaux Publics, No 63 - 64, mars - avril 1953, pp 375 - 376.
- Bjerrum, L. & Johannessen, I (1960) "Pore Pressures Resulting from Drivning Piles in Soft Clay", Conf. Pore Pressure and Suction in Soil, London, pp 108 - 111.
- Broms, B.B. & Silberman, J.O. (1964) "Skin Friction Resistance for Piles in Cohesionless Soils", Sols-Soils, Vol. III, No. 10, Sept. 1964, pp 33 - 43.

- Cambeftort, H. (1953) "La force portante des groupes de pieux", Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 22 - 29.
- Cummings, A.E., Kerkhoff, G.O. & Peck R.B. (1948) "Effect of Driving Piles in Soft Clay", Proc. ASCE, Vol. 74, 1948, pp 1553 - 1563.
- Dörr, H., (1922) "Die Tragfähigkeit der Pfähle", Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.
- Feda, J., (1961) "Research on the Bearing Capacity of Loose Soil", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, pp 635 - 642.
- Feda, J., (1963) "Skin Friction of Piles due to Dilatancy", Proc. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Budapest, Sept. 24 - 27, 1963, pp 243 - 252.
- Fellenius, B., (1938) Provbekastningar av i lera nedpressade järnrör. Teknisk Tidskrift, 22 okt. 1938, Häfte 38, pp 113 - 118.
- Fellenius, B., (1955) "Resultat från pålprovningar vid Göteborg C", Meddelande från Kungl. Järnvägsstyrelsens geotekniska Avdelning, No. 5, Stockholm, 22 pp.
- Gamski, K., (1961) "Appareil léger de pénétration en profondeur (Pénétrömètre G.C.)", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. I, pp 465 - 469.
- Haefeli, R. & Bucher, H., (1961) "New Methods for Determining Bearing Capacity and Settlement of Piles" Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 65 - 72.
- Hansen, B., (1961) "Bearing Capacity of Sand Tested by Loading Circular Plates", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. I, pp 659 - 664.

- 1° Herminier, R. Habib, P., Tcheng, Y. & Bernede J. (1961) "Fondations superficielles", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, pp 713 - 717.
- Ireland, H.O., (1957), "Pulling Tests on Piles in Sand", Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found Eng., Vol. II, pp 43 - 45.
- Kallstenius, T., (1961) "Development of two Modern Continuous Sounding Methods", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. I, pp 475 - 480.
- Kantey, B.A., (1951) "Significant Developments in Subsurface Explorations for the Foundations", Trans. South African Inst. Civil Eng., Vol. I, No. 6, pp 159 - 185.
- Kerisel, J., (1961) "Fondations profondes en milieux sableux: Variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et la vitesse d'enfoncement, Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., vol II, pp 73 - 83.
- Kézdi, A., (1957) "Bearing Capacity of Piles and Pile Groups", Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found Eng., Vol. II, pp 47 - 51.
- Kézdi, A., (1960) "Bemerkungen zur Frage der Tragfähigkeit von Pfahlgruppen", Symposium on Pile Foundations, Stockholm 1960, pp 89 - 96.
- Lo, K.Y. & Stermac, A.G., (1964) "Some Pile Loading Tests in Stiff Clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol. I, No. 2, March 1964, pp 63 - 80.
- Lundgren, H. & Brinch-Hansen, J. (1958) "Geoteknik", Teknisk Forlag, Kopenhagen 1958, 287 pp.

- Mansur, C.I. & Kaufman, R.I. (1958) "Dewatering Excavation, Low Sill Structure, Old River, Louisiana", Proc. ASCE, Vol. 84, NoSM1, 1958, pp 1 - 32.
- Menzenbach, E., (1961) "The Determination of the Permissible Point-load of Piles by Means of Static Penetration Tests", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol. II, pp 99 - 104.
- Meyerhof, G.G., (1951) "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Géotechnique, Vol. II, No. 4, Dec. 1951, pp 301 - 332.
- Meyerhof, G.G., (1956) "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesiveless Soils", Journal Soil Mech. and Found. Div. Proc. ASCE, Paper 866, Vol. 82, SM 1.
- Meyerhof, G.G., (1959) "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles", Journal Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE, Paper 2292, Vol. 85, No. SM 6, Dec. 1959.
- Meyerhof, G.G., (1960) "The Design of Franki Piles with Special Reference to Groups in Sands", Symposium on Pile Foundations, Stockholm, 1960 pp 105 - 123.
- Mogami, T. & Kishida, H., (1961) "Some Piling Problems", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 111 - 115.
- Mohan, D. & Chandra, S. (1961), "Frictional Resistance of Bored Piles in Expansive Clays", Geotechnique, Vol. XI, No. 4, Dec. 1961, pp 294 - 301.
- Mohan, D. & Jain, G.S. (1961) "Bearing Capacity of Bored Piles in Expansive Clays", Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Volym. II, pp 117 - 121.

- Mohan, D., Jain, G.S. & Kumar, V. (1963) "Load-Bearing Capacity of Piles", *Geotechnique*, Vol. XIII, No. 1, March 1963, pp 76 - 86.
- Müller, R., (1939) "Modellversuche über das Zusammenwirken von Pfählen", *Veröff. des Inst. der Deutschen Forschungsges. f. Bodenmech. (Degebo) an der Techn. Hochsch., Berlin*, Vol 7, pp 9 - 27.
- Nishida, Y., (1961) "Determination of Stresses around a Compaction Pile", *Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. II, pp 123 - 127.
- Nordlund, R.L., (1963) "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils", *Journal Soil Mech. and Found. Div., Proc. ASCE*, Vol. 89, No SM3, paper 3506, May 1963, pp 1 - 35.
- Peck, R.B. (1954) "Foundation Conditions in the Cuyahoga River Valley", *Proc. ASCE*, Vol. 80, Separate No. 513, Oct. 1954, 20 pp.
- Peck R.B. (1958) "A Study of the Comparative Behaviour of Friction Piles", *Highway Research Board, Special Report 36*, 72 pp.
- Peck, R.B. (1961) "Records of Load Tests on Friction Piles", *Highway Research Board, Special Report 67*, 412 pp.
- Plantema, G. (1948a) "Construction and Method of Operation of a New Deep Sounding Apparatus", *Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol. I, pp 277 - 279,

- Plantema, G., (1948b) "Results of a Special Loading-Test on a Reinforced Concrete Pile, a So-Called Pile Sounding. Interpretation of the Results of Deep-Soundings, Permissible Pile Loads and Extended Settlement Observations", Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. and Found Eng., Vol. IV, pp 112 - 118.
- Plantema, I.G. & Nolet, C.A. (1957) "Influence of Pile Driving on the Sounding Resistance in Deep Sand Layer", Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 52 - 55.
- Potyondy, J.G. (1961) "Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials", Geotechnique, Vol. XI, No. 4, Dec. 1961, pp 339 - 353.
- Robinsky, E.I. & Morrison, C.F. (1964) "Sand Displacement and Compaction around Model Friction Piles", Canadian Geotechnical Journal, Vol. I, No. 2, March 1964, pp 81 - 93.
- Robinsky, E.I. Sagar, W.L. & Morrison, C.F., (1964), Canadian Geotechn. Journal, Vol. 1, No. 4. Nov. 1964, pp 189 - 204.
- Schultze, E., (1957) "Experiences with Penetrometers", Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, pp 249 - 255.
- Seed, H.B. & Reese, L.C. (1955) "The Action of Soft Clay Along Friction Piles", Trans. ASCE, Vol. 122, 1957, pp 731 - 754.
- Shockley, W.G., Cunny, R.W. & Strohm, W.E. (1961) "Investigations with Rotary Cone Penetrometer, Proc. Fifth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, pp 523 - 526.
- Skempton, A.W. (1951) "The Bearing Capacity of Clays", Proc. Building Research Congress, Div. I, Part III, pp 180 - 189.

- Skempton, A.W. Yassin, A.A. & Gibson, R.E. (1953) "Theorie de la force Portante des Pieux dans le Sable", Annales de l'Inst. Techn. du Bâtiment et des Travaux Publics, mars - avril 1953, pp 285 - 290.
- Stuart, J.G., Hanna, T.H. & Naylor, A.H. (1960) "Notes on the Behaviour of Model Pile Groups in Sand". Symposium on Pile Foundations, Stockholm, 1960.
- Széchy, C., (1960) "A New Pile Bearing Formula for Friction Piles in Cohesionless Sands", Symposium on Pile Foundations, Stockholm, pp 73 - 76.
- Terzaghi, K., (1943) "Theoretical Soil Mechanics", Wiley and Sons, Inc., New. York, 510 pp.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1948) "Soil Mech. in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York, 1948, 566 pp.
- Tomlinson, M.J., (1957) "The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils", Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 66 - 71.
- v. der Veen, C. (1953) "The Bearing Capacity of a Pile", Proc. Third Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II pp 84 - 90.
- v. der Veen, C. & Boersma, L. (1957) "The Bearing Capacity of a Pile Pre-determined by a Cone Penetration Test", Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. II, pp 72 - 75.
- Vermeiden, T. (1948) "Improved Sounding Apparatus as Developed in Holland since 1936", Proc. Second Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. I, pp 280 - 287.