



PÅLKOMMISSIONEN

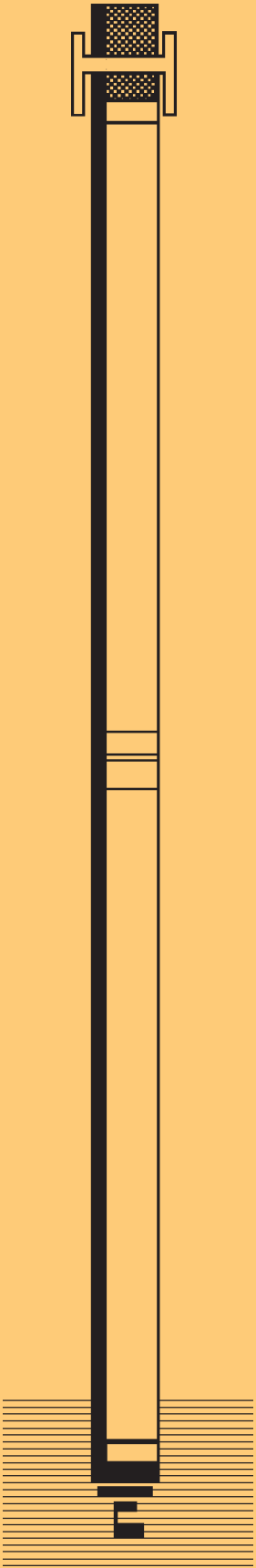
Commission on Pile Research

Slagna friktionspålar

GARY AXELSSON
SADEK BAKER

Linköping 2007

rapport 103



PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 103

Slagna friktionspålar

GARY AXELSSON
SADEK BAKER

Linköping 2007

Rapport	Pålkommisionen 581 93 Linköping
Beställning	Statens geotekniska institut Informationstjänsten Tel: 013-20 18 04 Fax: 013-20 19 14 e-post: info@swedgeo.se internet: www.byggforum.com/pk
ISSN	0347-1047
ISRN	IVA/PAL/R--07/103--SE

Förord

Denna rapport omfattar **friktionspålar**, specifikt **massundanträngande slagna pålar** i friktionsjord. Med friktionsjord avses i rapporten jordar med huvudfraktionen silt till grus.

Syftet med rapporten är att den ska vara ett hjälpmedel vid projektering, dimensionering, utförande och kontroll av slagna friktionspålar. Målsättningen är att den även ska bidra med en kunskapshöjning och förståelse av vad som händer både vid neddrivning och belastning av friktionspålar. Rapporten ger en övergripande bild över dagens kunskapsnivå gällande slagna friktionspålar. Stora delar av det som redovisas utgör relativt nya forskningsresultat kring verkningsätt hos friktionspålar. Nya beräkningsmetoder och förklaringsmodeller presenteras. Dessutom redogörs för den projekteringspraxis som gradvis utvecklats i Sverige i takt med att stötvågsmätning och datorbaserad slagningssimulering blivit allt vanligare.

Rapportarbetet har skett i Pålkommisionen under 2005 – 2007. Även SBUF, Vägverket och Banverket har bidragit med finansiella medel. Författare till rapporten är:

- Gary Axelsson, ELU Konsult AB (tidigare på Skanska Teknik)
- Sadek Baker, Skanska Teknik

Följande personer har ingått i en remissgrupp som granskat rapporten och bidragit med värdefulla synpunkter:

- Jan Ekström, Vägverket
- Magnus Karlsson, Banverket

Vi vill gärna tacka alla andra som också bidragit med material och synpunkter på rapporten. Ett varmt tack riktas även till Jan Lindgren, SGI, som svarat för redigering och utformning av rapporten.

Stockholm, juni 2007

Författarna

Innehållsförteckning

Förord	3
Beteckningar och symboler	8
Summary	9
Sammanfattning	10
1 Inledning och problemställningar	11
1.1. Inledning	11
1.1.1 Allmänt	
1.1.2 Definition – friktionspåle	
1.2. Projektering av slagna pålar i friktionsjord	12
1.2.1 Allmänt	
1.2.2 Projekteringsmetodik (checklista)	
1.2.3 Olika entreprenadformer vid pålning	
2. Installation av pålar i friktionsjord	15
2.1. Geotekniska förutsättningar	15
2.1.1. Bakgrund	
2.1.2. Sveriges friktionsjordarter	
2.2. Geotekniska undersökningsmetoder	16
2.2.1. Allmänt	
2.2.2. Geotekniska undersökningsmetoder vid friktionspålning	
2.3. Installationssätt	17
2.3.1. Vibrerade eller slagna pålar	
2.3.2. Installationsutrustningar	
2.3.3. Val av lämplig hejare	
2.4. Utredning av drivbarheten	18
2.4.1. Drivbarhet och pålbarhet	
2.4.2. Korrelation mot hejarsondering	
2.4.3. Datorbaserad slagningssimulering	
2.5. Effekter vid installation	22
2.5.1. Problem vid installation	
2.5.2. Falsa pålstopp	
2.5.3. Fjädrande jord	
2.5.4. Packningseffekter vid slagning	
2.5.5. Inducerade spänningar i jorden / valvverkan	
2.5.6. Slagningens inverkan på pålmaterialet	
2.5.7. Hinder i jord, sten och block	
2.5.8. Omgivningspåverkan	
3. Funktion och verkningsätt hos friktionspålar	30
3.1. Inverkan av olika faktorer	30
3.1.1. Jordrelaterade faktorer	
3.1.2. Installationsrelaterade faktorer	
3.1.3. Pålrelaterade faktorer	
3.1.4. Belastningsrelaterade faktorer	

3.2.	Belastning av friktionspåle	31
3.2.1.	Last-rörelsesamband	
3.2.2.	Inverkan av residualspänningar	
3.2.3.	Skillnad mellan drag- och tryckbelastning	
3.3.	Bärförmågetillväxt med tiden	35
3.3.1.	Allmänt	
3.3.2.	Erfarenheter av bärförmågetillväxt hos friktionspålar	
3.3.3.	Hållfasthetstillväxt hos friktionsjord (jordåldring)	
3.3.4.	Bakomliggande mekanismer	
3.3.5.	Förklaringsmodell för bärförmågetillväxt	
3.4.	Pålar i grupp	41
3.4.1.	Konsekvenser av pålar i grupp	
3.4.2.	Samverkansgrundläggning	
4.	Dimensionering av axialbelastade friktionspålar	43
4.1.	Beräkning av last-deformationssamband	43
4.1.1.	Last-deformationssamband för en enskild påle	
4.1.2.	Last-deformationssamband för en pålgrupp	
4.2.	Beräkning av geoteknisk bärförmåga	55
4.2.1.	Allmänt	
4.2.2.	Geostatisk dimensionering enligt klassisk jordmekanik.	
4.2.3.	Dimensionering baserad på sonderingsresultat.	
4.2.4.	Dimensionering enligt ICP-metoden.	
4.2.5.	Bärförmåga hos pålgrupper	
4.2.6.	Bärförmåga hos dragbelastade pålar	
4.2.7.	Bärförmåga vid cyklisk belastning	
4.3.	Säkerhetsfaktorer och partialkoefficienter	68
4.3.1.	Inledning	
4.3.2.	Nuvarande och äldre svensk praxis	
5.	Verifiering av geoteknisk bärförmåga och funktion	69
5.1.	Allmänt	69
5.2.	Metoder för bestämning av geoteknisk bärförmåga	69
5.2.1.	Statisk provbelastning	
5.2.2.	Instrumentering av påle	
5.2.3.	Dynamisk provbelastning	
5.3.	Övriga kontroller	71
5.3.1.	Slagräkning	
5.3.2.	Slag-sjunkningsmätning	
5.3.3.	Fjädringsmätning	
5.3.4.	Rakhet och integritet	
6.	Beräkningsexempel: Bärförmåga för en axiellt belastad påle	74
6.1.	Indata	74
6.1.1.	Beskrivning av påle	
6.1.2.	Beskrivning av jordmaterial	
6.2.	Exempel 1: Geostatisk metod enligt API	76
6.2.1.	Beräkning av spetsbärförmåga	
6.2.2.	Beräkning av mantelbärförmåga	
6.3.	Exempel 2: Geostatisk metod enligt Beta-konceptet	77
6.3.1.	Beräkning av spetsbärförmåga	
6.3.2.	Beräkning av mantelbärförmåga	
6.4.	Exempel 3: Korrelation med CPT	78
6.4.1.	Beräkning av spetsbärförmåga	
6.4.2.	Beräkning av mantelbärförmåga	
6.5.	Exempel 4: Korrelation med hejarsondering (SPT)	79
6.5.1.	Beräkning av spetsbärförmåga	
6.5.2.	Beräkning av mantelbärförmåga	

6.6.	Exempel 5: ICP-metoden	80
6.6.1.	Beräkning av spetsbärförmåga	
6.6.2.	Beräkning av mantelbärförmåga	
6.7.	Sammanfattning	82
6.7.1.	Sammanställning av resultaten	
6.7.1.	Kommentarer till resultaten	
7.	Beräkningsexempel: Sättning hos friktionspålar i grupp	83
7.1.	Indata	83
7.1.1.	Slagna grova stålrörspålar	
7.1.2.	Jord	
7.1.3.	Last	
7.2.	Sättningsberäkning enligt Poulos & Davis	84
7.2.1.	Sättningsberäkning för enskild påle	
7.2.2.	Sättning för en pålgrupp	
7.2.3.	Sättning för två pålgrupper	
7.3.	Sättningsberäkning enligt Randolph och Fleming	86
7.3.1.	Sättningsberäkning för enskild påle	
7.3.2.	Sättning för en pålgrupp	
7.3.3.	Sättning för två pålgrupper	
7.4.	Sättningsberäkning enligt PLAXIS 2D	88
7.4.1.	Sättningsberäkning för enskild påle	
7.4.2.	Sättning för en pålgrupp	
7.4.3.	Sättning för två pålgrupper	
7.5.	Sättningsberäkning enligt PLAXIS 3D foundation	90
7.5.1.	Sättningsberäkning för enskild påle	
7.5.2.	Sättning för en pålgrupp	
7.5.3.	Sättning för två pålgrupper	
7.6.	Sammanfattning	93
8.	Referenser	94

Beteckningar och symboler

Romerska bokstäver

A	tillväxtfaktor, area
D	diameter
E	elasticitetsmodul, slagenergi
G	jordens skjuvmodul
I	Influensfaktor
I_d	lagringstäthet
K	pålstyvhet
K_m	jordtryckscoefficient vid manteln i brottillstånd
L	pållängd
M_v	vridmoment
N	samverkansfaktor
N_{20}	sonderingsmotstånd per 20 cm
N_q	bärförmågefaktor för spetsmotstånd
P	pållast
P_a	atmosfäriskt tryck (100 kPa)
Q	bärförmåga
R	bärförmåga, radie
R_A	förhållandet mellan pålens effektiva area och dess massiva area
R_k	korrektionsfaktor som tar hänsyn till pålens styvhet
R_h	korrektionsfaktor som tar hänsyn till begränsat djup
R_v	korrektionsfaktor som tar hänsyn till Poissons tal
S	korrelationsfaktor, sjunkning
W_p	slagningsarbete
c	vågutbredningshastighet
d	påldiameter
f_m	mantelmotstånd
h	fallhöjd
h	avstånd från spetsen till aktuell nivå
n	korrelationsfaktor
n_r	antal pålrader
m	massa
p	påle
q_T	totalt spetstryck (CPT)
q_c	spetstryck (CPT)
q_s	spetsmotstånd
r	radiellt avstånd från pålcentrum
r_{max}	radiellt avstånd från pålcentrum där deformationen blir noll
r_0	pålradie
s	centrumavstånd
t	tid, tjocklek, total
u	portryck

Grekiska bokstäver

α	samverkansfaktor
β	korrelationsfaktor
δ	sättning, deformation, rörelse
δ_h	dilatans
δ'_m	friktionsvinkel mellan jord och mantel
δ'_{cv}	friktionsvinkel mellan jord och mantel vid kritisk lagring
ϕ'	jordens inre friktionsvinkel
γ	tunghet
η	effektivitetsfaktor för pålgrupp, kvoten mellan pålens radie vid spets och i topp
λ	kvoten mellan pålens styvhet och jordens styvhet i nivå med spetsen
μ	reduktionsfaktor för dragkraft
μ	effektivitetsfaktor för drivningssystem
ρ	kvoten mellan jordens medelstyvhet längs pålen och jordens styvhet i nivå med spetsen
$\bar{\sigma}'_{v0}$	vertikalt effektivtryck (medelvärde)
ν	tvärkontraktionstal, Poissons tal
τ	skjuvhållfasthet
ξ	kvoten mellan jordens styvhet i nivå med spets och jordens styvhet under spetsen

Index

O	initiell
b	botten /eng. base)
c	konsolidering (portrycksutjämning)
d	dilatation, drag
ekv	ekvivalent
f	brott (eng. failure)
G	group
h	horisontell
i	inre
m	mantel
max	maximum
p	påle
r	radiell
s	spets
t	total
v	vertikal, vridning
y	yttre

Summary

The report deals with **friction piles**, in particular **driven displacement piles in non-cohesive soil**. In the report, non-cohesive soil is soil that for the most part consists of silt to gravel. The aim of the report is to assist in the project planning, design, installation and quality assurance of driven friction piles. This objective is based on a project planning procedure that has gradually evolved in Sweden concurrently with wave-equation based drivability analysis and stress-wave measurements, which is increasingly in general use and to date constitutes the dominating design method for driven friction piles.

A brief description of the main contents of each chapter is given as follows:

Chapter 1 – Project planning. In this chapter a project planning method is shown based on bearing capacity that is ultimately determined by dynamic stress wave measurements and/or load testing. The method is presented in the form of a checklist.

Chapter 2 – Installation of driven friction piles. Recommendations are put forward of suitable geotechnical methods of investigation that form the basis of project planning of friction piles. Different methods are presented in order to evaluate pile drivability based on dynamic probing, as well as recommendations for carrying out wave equation analysis for drivability studies. In addition, pile installation problems in non-cohesive soil such as false refusal, soil compaction and boulder density as well as recommended countermeasures are explored. Moreover, a new system to classify boulder density and the risk of encountering boulders based on soil-rock probing is also presented.

Chapter 3 – Function and mode of operation of friction piles. In this chapter all the factors that influence the function of a pile, its mode of operation upon installation and bearing capacity are described in brief. The underlying causes of long-term setup of friction piles are expounded as well as the consequences with regard to driven piles in

groups and the principle surrounding pile-raft foundation.

Chapter 4 – methods of determination with regard to settlement and bearing capacity. Different analytical methods for the determination of settlement of both single piles and piles in groups are presented. A scrupulous account of the methods of Poulos and Davis as well as Randolph and Fleming is given, both of which are founded on the theory of elasticity. The determination of settlement by numerical methods is also considered. Different analytical methods for the determination of bearing capacity are presented: two geostatic methods, two based on correlation to the probing result from dynamic probing and CPT, as well as a relatively new method, the ICP method, that is a combination of a geostatic method and a CPT based method.

Chapter 5 – Methods of measurement for verification of bearing capacity and function. In this chapter static and dynamic load testing are presented as well as pile instrumentation with load testing. Control methods such as blow-count, permanent settlement and dynamic displacement measurements are taken into account, as well as methods to determine the deflection and integrity of a pile.

Chapters 6 and 7 – Examples. Two examples are presented. In the first example, all the aforementioned methods of determination that are relevant to bearing capacity are applied to a well-documented case history. The results are then compared to both dynamic and static pile testing. In the second example, the load deformation for two interacting 4-pile groups is determined by utilizing analytical methods based on the theory of elasticity. Furthermore, numerical methods to determine load deformations are carried out in accordance with both PLAXIS 2-D and 3-D.

Sammanfattning

Rapporten behandlar **friktionspålar**, specifikt **massundanträngande slagna pålar** i friktionsjord. Med friktionsjord avses i rapporten jordar med huvudfraktionen silt till grus. Syftet med rapporten är att den ska vara ett hjälpmedel vid projektering, dimensionering, utförande och kontroll av slagna friktionspålar. Inriktningen baseras på den projekteringspraxis som gradvis utvecklats i Sverige i takt med att stötvågsmätning och datorbaserade slagningssimulering blivit allt vanligare och som idag utgör det helt dominerande dimensioneringsförfarandet för slagna friktionspålar. Nedan beskrivs kortfattat huvudinnehållet i respektive kapitel:

Kapitel 1 – Projektering. Detta kapitel redovisas en projekteringsmetodik som bygger på att bärförmågan slutligen bestäms genom dynamisk (stötvågsmätning) och/eller statisk provbelastning. Metodiken presenteras i form av en checklista.

Kapitel 2 – Installation av slagna friktionspålar. Förslag ges på lämpliga geotekniska undersökningsmetoder som underlag för projektering av friktionspålar. Här redogörs också för olika metoder för att bedöma drivbarheten baserat på hejarsondering, samt rekommendationer för utförande av datorbaserade drivbarhetsanalyser. Dessutom behandlas vanliga installationsproblem i friktionsjord med förslag på åtgärder, t.ex. vid falska stopp, packningseffekter, blockighet. Vidare presenteras ett nytt system för att klassificera blocktätheten och blockrisken baserat på jordbergs-sondering.

Kapitel 3 – Funktion och verkningsätt hos friktionspålar. I detta kapitel beskrivs kortfattat alla de faktorer som inverkar på en påles funktion och verkningsätt vid installation och belastning. Vidare förklaras den bakomliggande mekanismen till långsiktig bärförmågetillväxt hos friktionspålar. Dessutom behandlas konsekvenser av pålar slagna i grupp och principen kring samverkansgrundläggning.

Kapitel 4 – Beräkningsmetoder för sättning och bärförmåga. Olika analytiska metoder för beräkning av sättning hos både enskilda pålar och pålar i grupp presenteras. En noggrann redogörelse ges av både Poulos och Davis samt Randolph och Flemings metoder, både baserade på elasticitetsteori. Här diskuteras också sättningsberäkning enligt numeriska metoder.

Vidare presenteras olika beräkningsmetoder för bärförmåga, två stycken geostatiska metoder, två stycken baserade på korrelation till sonderingsresultat från hejarsondering respektive CPT, samt en relativt ny metod som är en kombination av geostatisk metod och korrelation till CPT (ICP-metoden).

Kapitel 5 – Mätmetoder för verifiering av bärförmåga och funktion. I detta kapitel presenteras statisk och dynamisk provbelastning samt instrumentering av pålar vid provbelastning. Vidare redogörs för olika kontrollmetoder såsom slagräkning, sjunkningsmätning, fjädringsmätning samt metoder för bestämning av en påles rakhet och integritet.

Kapitel 6 och 7 – Beräkningsexempel. Två beräkningsexempel presenteras. I det första exemplet appliceras samtliga i rapporten redovisade beräkningsmetoder för bärförmåga på ett väldokumenterat praktikfall. Resultaten jämförs sedan med både dynamiska och statiska provbelastningar.

I det andra exemplet beräknas sättningen för två samverkande 4-pålsgrupper med analytiska metoderna baserade på elasticitetsteori. Dessutom utförs numeriska sättningsberäkningar enligt både PLAXIS 2-D och 3-D.

1. Inledning och problemställningar

1.1 INLEDNING

1.1.1 Allmänt

Rapporten behandlar **slagna massundanträngande** pålar som är helt eller delvis neddrivna i friktionsjord (fraktionen silt och grövre) och där mantelmotståndet har en stor andel av pålens totala bärförmåga. Med begreppet **friktionspålar** avses inte bara pålar med stort mantelmotstånd och litet spetsmotstånd utan också pålar där både spets och mantel ger ett betydande tillskott till den totala bärförmågan. Pålar i friktionsjord som är huvudsakligen spetsburna och där mantelmotståndet är koncentrerat till nära spetsen omfattas inte av rapporten.

Information kring spetsburna kan hittas i handboken Pågrundläggning. Generella stoppslagningskriterier för **spetsburna** pålar redovisas däremot i Pålkommisionens rapport 94 och Bro 2004. För att kunna utnyttja högre tillåtna pållaster än vad som anges häri är det brukligt att ta fram objektspecifika stoppslagningskriterier genom provpållning med stöt-vågsmätning.

Syftet med rapporten är att ge en praktiskt användbar förståelse kring slagna pålar i friktionsjord, både vad det gäller installationsförfarandet och vid belastning. Stora delar av det som redovisas utgör relativt nya forskningsresultat kring hur friktionspålar beter sig vid neddrivning och under belastning. Nya beräkningsmetoder och förklaringsmodeller presenteras. Dessutom redogörs för den projekteringspraxis som gradvis utvecklats i Sverige i takt med att stöt-vågsmätningar och datorbase-erade slagningssimuleringar blivit allt vanligare.

1.1.2 Definition – friktionspåle

Pålar definieras i Sverige bl a med avseende på lastöverföringen till jorden (funktionssätt) som antingen mantelburna eller spetsburna.

Det finns ingen tydlig gräns mellan mantelburna och spetsburna pålar. Definitionerna i bl a handboken Pågrundläggning och i handboken Bygg - Geoteknik är att:

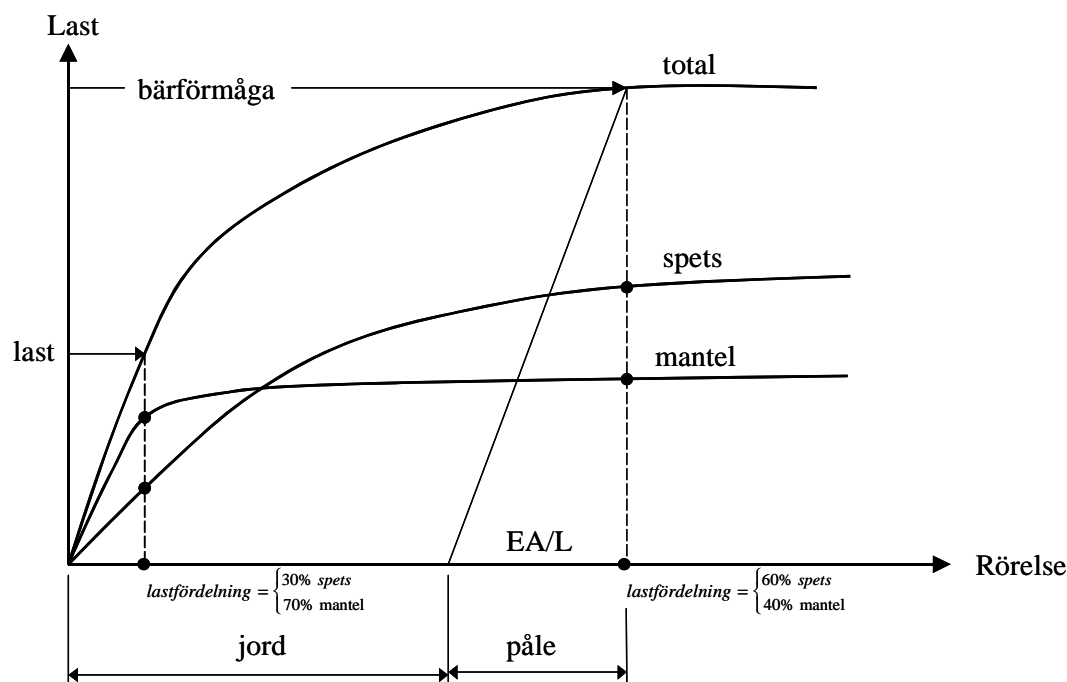
- En **mantelburen** påle överför lasten huvudsakligen via manteln till omgivande jordlager ¹⁾.
- En **spetsburen** påle överför lasten huvudsakligen via spetsen till berg eller bärför-tigt jordlager.

Detta betyder att pålen definieras som antingen spetsburna eller mantelburna och inget mellanting förekommer. Detta förenklade synsätt innebär också att det är **andelen överförd last** snarare än **andelen bärförmåga** som definierar pålens funktionssätt. Detta har viss betydelse eftersom det kan innebära att en påle med huvuddelen av bärförmågan vid spetsen i verkligheten kommer att överföra huvuddelen av lasten via manteln och därmed skall definieras som mantelburen. Orsaken till att manteln alltid tar en större andel av lasten än dess andel av bärförmågan beror på:

- Lasten på pålen är mindre än dess geotekniska bärförmåga.
- Spetsen har en klart vekare respons än manteln.
- Pålens elastiska hoptryckning som gör att lasten överförs gradvis från påltoppen och nedåt.

Detta betyder att lasten i första hand kommer att överföras via manteln, och en mindre andel (än dess andel av bärförmågan) överförs via spetsen, se figur 1.1. Problemen med en definition som bygger på andel överförd last är att det är mycket svårt bestämma vad den egentliga fördelningen är mellan spets och mantel.

¹⁾ Jämför med Bro 2004. "Med en mantelburen påle avses en påle där den helt övervägande delen av bärförmågan utgörs av jordens bärförmåga längs pålens mantelyta".



Figur 1.1.
Typiskt last-rörelse
samband för en frik-
tionspåle.

För att undvika detta definitionsmässiga problem föreslås att man istället beskriver en påle med avseende **mantelns respektive spetsens bidrag till den totala bärförmågan**, t ex:

- Huvuddelen av bärförmågan hänförs till spetsen.
- Huvuddelen av bärförmågan hänförs till manteln.
- Bärförmågan hänförs till både spetsen och manteln.

Dessutom kan man beskriva en påle med avseende på vilka **jordarter** som bidrar till bärförmågan, t ex:

- Påle med större delen av manteln i lera och med spetsen på berg (dvs huvuddelen av bärförmågan hänförs till spetsen).
- Påle med större delen av manteln i lera och med spetsen i fast morän / fast lagrad friktionsjord (dvs huvuddelen av bärförmågan hänförs till spetsen).
- Påle med manteln delvis i friktionsjord och spetsen i fast lagrad friktionsjord (dvs bärförmågan hänförs till både spetsen och manteln).
- Påle med huvuddelen av manteln i friktionsjord (dvs bärförmågan hänförs huvudsakligen till manteln alternativt både spetsen och manteln).

Eftersom både spetsen och manteln bidrar till den **dimensionerande bärförmågan** för vanliga **friktionspålar**, är denna benämning bättre att använda.

Med begreppet **slagen friktionspåle** menas en påle neddriven en sträcka i friktionsjord (silt, sand, grus) så att manteln ger ett betydande bidrag till den totala bärförmågan. För en påle som slås i en friktionsjord kan oftast även en relativt stor del av den totala bärförmågan hänföras till spetsen. Spetsens lägre styvhet och pålens elastiska hoptryckning gör däremot att den andel av lasten som överförs till spetsen är mindre än dess andel av bärförmågan. Ett exempel på detta visas i figur 1.1. Om man i ett tidigt skede av den geotekniska utredningen är osäker på vilket funktionssätt pålen kommer att få, föreslås att detta istället bestäms i samband med propålningen.

1.2 PROJEKTERING AV SLAGNA PÅLAR I FRIKTIONSJORD

1.2.1 Allmänt

Projektering av slagna friktionspålar är en relativt komplicerad process som kräver nära samarbete mellan flera olika kompetensområden. Vidare måste det finnas en tydlig projekteringsstyrning för att slutresultatet skall bli lyckat. Speciellt viktigt, för att få ett bra slutresultat och en optimering av pålgrundläggningen, är att bro- / huskonstruktör jobbar i nära samarbete med geotekniker / geokonstruktör under både projektering, utförande och uppföljning. Projektering av friktionspåling är oftast en iterativ process där det först är vid propålningen, eller t o m vid själva produktionskontrollen, som den slutliga utformningen bestäms (pålängd och dimensionerande bärförmåga).

Vid projektering av friktionspålar rekommenderas alltså ett förfarande som kan liknas vid ”aktiv design” (observationsmetoden). I dag är det ett förläggat arbetssätt att först bestämma bärförmåga och pållängd med en geostatisk beräkningsmetod och sedan endast använda provbelastning av pålar som en verifiering av beräkningarna. Ett sådant arbetssätt ger nästan alltid en oekonomisk grundläggning, samt ger en liten flexibilitet när det gäller oförutsedda händelser under pålningen, som t ex försvårad neddrivning på grund av packning, ”falska stopp”, bortslagning, stopp på block, vattensprängning hos betongpålar etc.

1.2.2 Projekteringsmetodik (checklista)

Nedan redovisas en arbetsgång som numera i regel används vid projektering av slagna pålar i friktionsjord. Listan kan också ses som en checklista över vanligen förekommande arbetsmoment. Hänvisning görs till tillämpliga delar av denna rapport samt till annan relevant litteratur. Arbetsgången speglar ett förfarande som växt fram i samband med att stötvågsmätning har visat sig vara ett kraftfullt hjälpmedel för att optimera en pålgrundläggning med hänsyn till lokala förhållanden. Även om arbetsmomenten är listade i nummerordning, förekommer det inte en strikt turordning. Flera av arbetsmomenten utförs ofta parallellt och ibland måste iterativt förfarande tillämpas (dvs man får testa nya lösningar för att hitta en optimal utformning). Samtliga arbetsmoment är inte alltid nödvändiga att utföra. Det gäller speciellt om man har god kännedom om lokala pålningsförhållanden, påltyp, påldimension och slagningsutrustning. I Pålkommisionens informationsblad 2007:1 finns praktisk information avseende projektering av pålgrundläggning i allmänhet,

1. Planering och utförande av **geoteknisk undersökning**.
Förslag på lämpliga undersökningsmetoder med avseende på friktionspålning beskrivs i avsnitt 2.2.
2. **Geoteknisk utredning** med bedömning av pålbarhet, drivningsmotstånd, omgivningsspåverkan och som underlag för dimensionering. Rekommendationer på lämpliga påltyper och påldimensioner.
3. **Riskanalys** med bedömning av omgivningsspåverkan (t ex packningseffekter, markhävning markvibrationer, buller).
I Pålkommisionens rapport 95 redogörs för omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning.

4. Val (preliminärt) av **påltyp**. Utformning av **pålgrupper** och upprättande av en **pålplan**.

5. Beräkning av **pållaster**.

6. **Val av lämplig geoteknisk jordlagerföljd (beräkningsmodell) för geostatiska beräkningar och påldimensionering.**

7. **Beräkning av geoteknisk bärförmåga** för uppskattning av:
 - a. Max last för en antagen pållängd.
 - b. Erforderlig pållängd för en given last.
 - c. Optimal påldimension för en given längd och last.

I avsnitt 4.3 redogörs för olika typer av beräkningsmetoder och i kapitel 6 redovisas några beräkningsexempel

8. Beräkning av **pålgruppens sättning**.
I avsnitt 4.2 redogörs för några olika typer av beräkningsmetoder för att först bestämma en enskild påles sättning och sedan sättningen hos en pålgrupp. I kapitel 7 redovisas två beräkningsexempel.

9. **Dimensionering av pålelement.**

Anvisningar (riktlinjer) finns i Pålkommisionens rapport 94 (standard betongpålar), rapport 98 (slanka stålpålar) samt i rapport 90 (grova stålrörspålar).

Underlag till dimensionering finns också i Pålkommisionens rapport 84a (lastkapacitet för slagna pålar) och rapport 96:1 (dimensioneringsprinciper för pålar).

Utformning och drivning av betongpålar för att förhindra s.k. vattensprängning vid slagning i öppet vatten eller i friktionsjord beskrivs i Pålkommisionens rapport 88.

10. **Drivbarhetsanalys** (slagningssimulering) för uppskattning av:

- a. Drivningsmotstånd (totalt antal slag)
- b. Lämplig slagningsutrustning (hejarvikt, fallhöjd)
- c. Kontroll av slagningssgenererade drag- och tryckspänningar (gäller i första hand betongpålar).
- d. Lämplig pålimpedans (dynamisk styvhet) m.h.t. hejarvikt och pållast.

I Pålkommisionens rapport 92 beskrivs datorbaserad slagningssimulering relativt utförligt, med bl.a. rekommendationer till lämpliga indatavärden. Se även avsnitt 2.6 i denna rapport.

11. Slutligt val av **påltyp / dimensioner / pålgruppformning**.

12. Upprättande av en **arbetsbeskrivning** för pålningsarbetena, **kontrollplan** för att säkerställa pålarnas kvalitet och för kontroll av omgivningspåverkan. Eventuellt upprättas även ett separat **mätprogram** för provpålning.

Se handboken Pågrundläggning, kapitel 10, för exempel på vad en kontrollplan bör innehålla.

13. **Provpålning (inkl provbelastning)** för bestämning av t ex:

- Geoteknisk bärförmåga (från statisk eller dynamisk provbelastning) och dess tillväxt med tiden.
- Slagningsmotstånd (totalt antal slag och slag per meter).
- Maximala drag- och tryckspänningar i pålen under slagning (från stötvågsmätning).
- Förekomst av eventuella skador, s k integritetskontroll (från stötvågsmätning). I Pålkommisionens rapport 89 redovisas bl.a. resultat från integritetskontroll på standard betongpålar.
- Stoppsjunkning (max tillåten sjunkning per 10 slag).
- Dimensionerande pållängd.

Anvisningar för provpålning med efterföljande provbelastningar (statiska provbelastningar) finns i Pålkommisions rapport 59. En beskrivning av dynamisk provbelastning med stötvågsmätning finns i handboken Pågrundläggning, kapitel 9. Se även avsnitt 2.7 och kapitel 5 i denna rapport.

14. **Produktionspålning**. Neddrivning av pålarna till dess att en viss längd i jord (eller specifik stoppnivå) alternativt till dess att en viss stoppsjunkning uppnås (eller en kombination av båda).

15. **Kontroll och uppföljning** av pålningsarbetena med exempelvis:

- Stötvågsmätning i samband med produktionspålning
- Slagningsräkning, sjunkningsmätning och fjädringsmätning.
- Vibrationsmätning i omgivningen
- Mätningar av markrörelser och portryck i omgivningen.
- Mätningar av portryck.

16. **Inmätning** av pålläge och lutning.

17. **Kontrollberäkning av pållaster**.

1.2.3 Olika entreprenadformer vid pålning

Ovanstående projekteringsmetodik beskriver i stort de normalt förekommande arbetsmomenten vid projektering, dimensionering och utförande av friktionspålning.

De handlingar som byggherrens respektive pålningsentreprenörens geotekniker / konstruktör skall upprätta beror på entreprenadformen för pålningsarbetena:

- Utförandeentreprenad.
- Totalentreprenad.
- Totalunderentreprenad.

Det är inte ovanligt att en pålningsentreprenad utförs som en **totalunderentreprenad**, även i de fall där huvudentreprenören är upphandlad enligt en utförandeentreprenad. Speciellt vanligt är detta när det gäller friktionspålning. Byggherrens geotekniker / konstruktör föreslår oftast en lämplig påltyp, pållast och ibland även en preliminär pållängd (baserad på geostatiskt dimensionering) som underlag för upphandling. Sedan utför pålningsentreprenörens geotekniker den slutliga dimensioneringen av pålelement, ger förslag på påldimension (m.h.t. givna pållaster) och bestämmer slutligt påslagningsdjup (pållängd) baserat på provbelastningar.

Vid en **totalentreprenad** utför vanligtvis byggherrens geotekniker den geotekniska undersökningen och utredningen samt riskanalysen och bestämmer sedan pålningsens utförandesätt (t ex slagna pålar), bl a med hänsyn till omgivningspåverkan och pålbarhet. Entreprenören bestämmer sedan påltyp, utformning av pålgrupper, val av pållaster och utför påldimensioneringen (geoteknisk bärförmåga och lastkapacitet) samt bestämmer slutlig pållängd.

Vid en ren **utförandeentreprenad**, vilket är en relativt ovanligt upphandlingsform för slagna friktionspålar, utför byggherrens geotekniker / konstruktör samtliga arbetsmoment enligt ovan inklusive bestämning av pållängd vid provpålningen.

I handboken Pågrundläggning beskrivs upphandling av pålningsentreprenader generellt.

2. Installation av pålar i friktionsjord

2.1 GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

2.1.1 Bakgrund

Med jordart menas lösa massor på jordens yta, vilket i byggsammanhang ofta avser grävbara massor. Den övervägande delen av Sveriges jordarter bildades under den senaste istiden (glacial tid) som varade ca 80 000 år och slutade för ca 10 000 år sen samt tiden därefter (postglacial tid). Man har bara funnit jordarter som är äldre än den senaste istiden på två ställen i Sverige; Stenberget i Skåne (torv) och Svappavaara i Norrland (morän).

Jordarterna indelas efter kornstorleksfördelning samt efter bildningssätt och bildningsmiljö. Den dominerande jordarten i Sverige är morän. Det är en sorterad jordart som bildades när inlandsisen slipade eller bröt loss bitar av berggrunden, samt krossade och blandade materialet med äldre jordarter. En stor del av Sveriges yta består även av isälvs- och isjösediment, samt sediment avsatta efter den senaste istiden, sk postglaciala sediment.

Från de geologiska kartbladen med tillhörande beskrivning som ges ut av SGU (Sveriges Geologiska Undersökning) kan man få information om typ av jordart och dess bildningsätt för den aktuella platsen.

2.1.2 Sveriges friktionsjordarter

Stora delar av Sveriges yta är täckt av friktionsjordarter såsom morän och isälvsavlagringar av sand och grus. Men för att friktionspålning ska vara aktuellt krävs normalt en relativt stor jordmäktighet, oftast mer än 25 m, samt att lösa jordlager eller öppet vatten förekommer ovan friktionsjorden som gör att ytgrundläggning inte är aktuellt. Nedan beskrivs kortfattat de jordarter som i första hand kan vara aktuella när det gäller friktionspålar, dvs moränjordarter, isälvsavlagringar och postglaciala sediment.

Morän

Morän består av sorterade jordarter med varierande mängder block, sten, grus sand, silt och ler. Morän täcker ca 75 % av Sveriges yta och den vanligaste moränen är sandig-siltig.

På grund av moränens varierande kornstorlek och blockförekomst kan problem uppstå i samband med pålning. Ur pålningssynpunkt är det speciellt viktigt att särskilja på ytmorän och bottenmorän. Ytmoränen bildades i isavsmältningens slutskede och avsattes som en relativt lucker morän. Bottenmoränen däremot utsattes för isen tryck och packades mycket hårt. Morän har avlagrats som olika formationer, som till exempel drumliner, ändmorän och randmorän.

Isälvsavlagringar (glaciala sediment)

Isälvsavlagringar avsätts vanligen som åsar (rullstensåsar), kames, isälvsdeltan eller issjösediment. Isälvsavlagringar utgörs bland annat av block, sten, grus sand och silt, vilka är sorterade i skikt och lager med en eller ett fåtal kornstorlekar. Skikten i de olika isälvsavlagringarna är i flera fall inte horisontella utan svagt lutande. Ett delta är en utbredd isälvsavlagring som byggts upp intill en sjö eller havsytta. En ås känns igen genom den långsträckt ryggsformade isälvsavlagringen och kames är oregelbundna högar av isälvsmaterial. Åsarna under högsta kustlinjen (HK) är ofta stora och längden kan uppgå till 250 km. Grus och sand är ofta förekommande i isälvsavlagringar. Det största problemet ur pålningssynpunkt är blockförekomst i dessa ofta relativt löst lagrade jordar.

Postglaciala sediment

Postglaciala sediment brukar i första hand förknippas med leror, samt gyttja och torvmarker. Havs- och sjösediment innefattar bland annat klapper, svallgrus, svallsand mm, där det grövsta svallsedimentet är klapper. Älvsediment- och svämsedimentbankar avsatta i älvsloppen och på sidorna i vattenfåran kan bestå av friktionsmaterial. Inom gruppen postglaciala sediment återfinns även vindavlagringar så som flygsand och flygmo (förekommer huvudsakligen vid Hallands och Skånes kuster samt på Fårö och Gotska Sandön).

2.2 GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGSMETODER

2.2.1 Allmänt

En geoteknisk utredning där friktionspålar är ett grundläggningsalternativ har oftast som syfte att bilda underlag till att:

- Ge en övergripande bild över de geologiska, geotekniska och geohydrologiska förhållandena i området (t ex för bedömning av olika typer av omgivningspåverkan).
- Bedöma pålbarheten (jordens egenskaper med avseende på pålslagning).
- Bedöma drivbarheten (egenskaper vid drivning med en viss slagutrustning).
- Bedöma pålarnas verkningssätt (t ex friktionspåle, kohesionspåle, spetsburen påle).
- Bedöma pålarnas beständighet (t ex korrosion, beständighet hos betong).
- Dimensionering av pålelement (jordens bäddmodul för beräkning av böjknäckning).
- Beräkna pålarnas geotekniska bärförmåga.
- Dimensionera temporära arbetsvägar för pålkrantar m m.
- Bedöma framkomligheten i terrängen för arbetsfordon m m.

Som komplement till de geotekniska undersökningarna rekommenderas starkt att en inventering görs av tidigare utförda geotekniska undersökningar och pålningsarbeten i området.

2.2.2 Geotekniska undersökningsmetoder vid friktionspålning

Val av geotekniska undersökningsmetoder som är mest lämpliga beror bland annat på de lokala förutsättningarna, vilket skede utredningen befinner sig i och vilken utrustning som finns tillgänglig. En kombination av följande geotekniska undersökningsmetoder används normalt i Sverige som underlag för friktionspålning:

- Hejarsondering (HfA).
- Viktsondering med slagsondering (Vim + Slb).
- Totaltrycksondering (TrT).
- Jord-bergsondering (Jb).
- CPT-sondering (med portrycksmätning).
- Jordprovtagning med lämplig metod (Skr, K, Ps eller Mn).
- Portrycksmätning med hjälp av portryckspetsar eller öppna rör.

CPT-sondering är att rekommendera som huvudalternativ när detta är möjligt. Utrustningen måste dock vara anpassad så att höga spetstryck kan uppnås (förslagsvis $q_c \approx 15 - 20$ MPa) för att kunna vara ett bra underlag för dimen-

sionering av friktionspålar. Detta kan innebära att foderörsborring måste utföras för att komma ned till stora djup. Foderrör kan även behövas för att förhindra böjknäckning av sondstängen i lösa jordlager eller vid öppet vatten.

Jordprovtagning bör alltid utföras tillsammans med hejarsondering eftersom mantelfriktionen kraftigt påverkar sonderingsmotståndet vid sondering till större djup. Ett vridmoment hos sondstängen under neddrivningen $M_v > 100$ Nm kan vara en indikation på att sonderingsmotståndet ($N_{20,netto}$) är kraftigt påverkat av mantelfriktion. Det kan då vara mycket svårt att särskilja silt och lera från sand, och som en följd av detta även att uppskatta jordens lagringstäthet. På jordproverna utförs sedan sedvanlig rutinanalys. Problemen med tolkning av resultaten från hejarsondering när det gäller både drivmotstånd och bärförmåga hos pålar beskrivs senare i avsnitt 2.4.2 samt 4.2.3.

Viktsondering kan man aldrig räkna med kommer ned till några större djup i friktionsjord varför den inte är speciellt användbar för friktionspålar. Totaltrycksondering i kombination med jordprovtagning är att föredra framför viktsondering.

Jord-bergsondering kan användas för att uppskatta mängden sten och block i jorden samt för att bestämma bergnivån. Jord-bergsondering är alltid att rekommendera som komplement till CPT-sondering, trycksondering och hejarsondering.

Sondering och provtagning bör utföras till minst 10 m under prognostiserat maximalt spetsdjup, för att kontrollera att inga lösa, sättningssärliga jordlager förekommer under denna nivå.

Ibland kan även följande undersökningsmetoder vara aktuella som alternativ eller som komplement till ovanstående metoder:

- SPT-sondering som alternativ till hejarsondering. Vid SPT-sondering utförs även provtagning.
- Pressometerförsök (PMT) för bestämning av modul.
- Dilatometerförsök (DMT) för bestämning modul och friktionsvinkel.
- Stötvågmätning på hejarsondstänger för utvärdering dynamiska parametrar, spets och mantelmotstånd samt bärförmågetillväxt (Eriksson 1992, Pålkommisionens rapport 91 samt Axelsson 2000a).
- Momentvridningsförsök på hejarsondstänger för utvärdering av mantelmotstånd och bärförmågetillväxt (se Axelsson 2000b)

samt Axelsson & Westin 2000). Momentvridningsförsök har även utförts i samma syfte vid SPT-sondering, sk SPT-T (se Bull-ock et al, 2005).

SPT-sondering kan vara ett utmärkt alternativ i fastare jordlager där CPT-sondering kan få problem. Fördelen med SPT-sondering jämfört med hejarsondering är, förutom att man erhåller ett jordprov, att sonderingsmotståndet bestäms punktvis vid varje provtagningsnivå. Detta innebär att sonderingsmotståndet endast påverkas av mantelmotstånd lokalt, på provtagaren och inte längs hela sondstången som vid hejarsondering.

En utförlig beskrivning av olika geotekniska undersökningsmetoder finns i Geoteknisk Fälthandbok, SGF rapport 1:96. I handboken Pålgrundläggning beskrivs dessutom olika undersökningsmetoder i relation till friktionspålning.

2.3 INSTALLATIONSSÄTT

2.3.1 Viberade eller slagna pålar

Denna rapport behandlar slagna massundanträngande pålar. I begreppet massundanträngande neddrivna pålar ingår däremot även pålar som viberats ned.

Vibrering är ett effektivt sätt att installera pålar men totalt sett kanske inte alltid den lämpligaste metoden. För det första så genereras stora dragspänningar i pålen som kan vara

skadliga för slakarmerade betongpålar (som exempelvis standard betongpålar SP1, SP2 och SP3). För det andra, har jämförelser med slagna pålar visat att viberade pålar i genomsnitt visar en lägre bärförmåga. För det tredje så kan det vara svårt att fastställa stoppsjunktionskriterier med vibratorer och de går ej att använda vid provbelastning med stötvågsmätning. Oftast betyder detta att en fallhejare ändå måste användas i slutskedet av drivningen för stoppslagningen. Rapporten behandlar därför inte vibroinstallerade friktionspålar. Mer information om vibrodrivning av pålar finns att hämta i Pålkommissionens rapport 99.

2.3.2 Installationsutrustningar

Vid drivning av friktionspålar av betong eller stål används i Sverige normalt hydraulhejare, se figur 2.1. Idag förekommer två olika typer, frifallande hydraulhejare och accelererande hydraulhejare.

Drivningssystemets effektivitet (andel av lägesenergin som överförs via dynan in i pålen) hos en frifallande hydraulhejare brukar ligga kring 0,8. Accelererande hydraulhejare (av typen Junttan) brukar normalt ha en effektivitetsfaktor på ca 1,2. Notera skillnad i den effektivitetsfaktor som brukar benämnas **hejarens** effektivitet (dvs lägesenergin eller levererad energi i förhållande till anslagsenergin mot dynan). För en frifallande hydraulhejare brukar denna antas vara 0,95.



Figur 2.1.
Junttan pålkran med en accelererande hydraulhejare under slagning av betongpålar genom en friktionsjord i Umeå.

Maximal fallhöjd för de i Sverige förkommande hydraulhejarna (båda typerna) brukar variera mellan 0,8 – 1,2 m. Hejarvikten (fallvikten) varierar normalt från 3 ton upp till 9 ton. Linhejare av den gamla typen (t.ex. Åkerman och Landsverk) används knappt idag. Däremot används ibland linhejare i samband med stöt-vågsmätning på grova stålrörspålar där stor anslagshastighet (hög fallhöjd) krävs för att mobilisera bärförmågan.

Övriga förekommande installationsutrustningar är dieselvejare (vanliga utomlands), lufthejare samt dubbelverkande hydraul- eller tryckluftshejare (de två sistnämnda typerna används bl a vid slagning av slanka stålpålar, t.ex. RR-pålar, krysspålar). Eftersom dessa utrustningar sällan används i Sverige vid slagning av friktionspålar beskrivs dessa inte här. I stället hänvisas till handboken Pålgrundläggning för en utförligare beskrivning av olika typer slagningsutrustningar.

2.3.3 Val av lämplig hejare

Vid val av slagutrustning för installation av friktionspålar bör man i första hand välja den tyngsta hejaren som finns tillgänglig (för den aktuella pålkranen). En tung hejare ger effektiv och skonsam drivning. Det beror på att en tung hejare ger en stötvåg med lång varaktighet. Med en tung hejare kan man alltså driva pålen med en lägre fallhöjd med bibehållen god drivbarhet. Det leder till minskade tryckspänningar i pålen och därmed minskad risk för utmattning. Lång varaktighet hos stötvågen har också fördelen att större andel av pålen är tryckt under slagningen, vilket minskar risken för att dragspänningar uppstår som är skadliga för betongpålar. En tung hejare (med lämplig dyna / mellanlägg) i kombination med sänkt fallhöjd minskar även risken för vattensprängning, sk hydraulisk utmattning, hos betongpålar. Utförligare beskrivning av detta fenomen och vilka konstruktiva åtgärder som kan tas för att minska risken för vattensprängning beskrivs i Pålkommissionens rapport 88.

Drivning i en friktionsjord innebär oftast att man stöter på ett stort drivningsmotstånd, speciellt vid drivning till stora djup eller efter ett längre avbrott i drivningen. Anledningen är att en stor andel av slagenergin breder ut sig radiellt från pålen ut i jorden och endast en liten del av slagenergin ger upphov till en permanent sjunkning av pålen. I vissa siltiga och finsandiga jordar kan man också råka ut för hög spetsfjädring eller till och med s.k. falska stopp. Då krävs en tung hejare för att överhuvudtaget kunna driva pålen.

Ett förslag till **tumregel** för uppskattning av lämplig hejare är att använda en fallvikt som är **minst 25 – 30 gånger pålens vikt per meter**. Detta betyder exempelvis minst ca 4,5 – 5,5 ton för en SP2 betongpåle och minst ca 7 – 8,5 ton för en grov stålrörspåle med dimensionerna 813 – 14,2 mm.

Att använda en tyngre hejare kan innebära merkostnader i de fall en större pålkran måste användas. Man bör därför utföra en **drivbarhetsanalys** genom datorbaserad slagningssimulering för att utreda vilken hejare som är tillräckligt effektiv för de aktuella geotekniska förutsättningarna och vald påltyp samt att inga skadliga spänningar uppstår vid drivningen. Ibland måste man även kontrollera om den maximala fallhöjden är tillräcklig för att mobilisera bärförmågan vid provbelastning med stötvågsmätning. Detta kan många gånger vara dimensionerande för val av hejare. Datorbaserad slagningssimulering av friktionspålar beskrivs i avsnitt 2.4.3.

2.4 UTREDNING AV DRIVBARHETEN

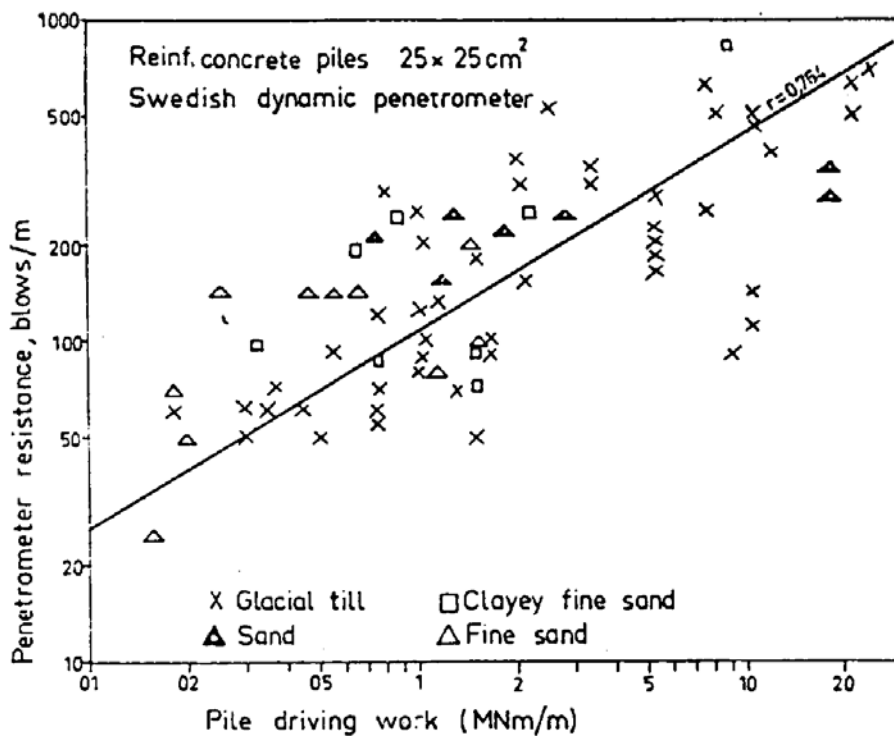
2.4.1 Drivbarhet och pålbarhet

Med pålbarhet menas jordens egenskaper med hänsyn till pålslagning, t ex blockighet, risk för falska stopp, packning etc. Med **drivbarhet** avses möjligheten att installera pålen i den aktuella jorden med en viss slagningsutrustning (hejare + dyna). Förenklat kan man säga att en utvärdering av pålbarheten görs utifrån den geotekniska undersökningen medan drivbarheten bedöms genom datorsimulering eller via tumregler och erfarenhet.

2.4.2 Korrelation mot hejarsondering

Helenelund (1974) presenterade ett samband mellan slagningsarbetet (MNm/m) för betongpålar av dimension 250 x 250 mm och slagningsmotståndet (slag/m) för hejarsondering i friktionsjord, se figur 2.2. I detta fall bestod hejarsonderingen av en 70 kg fallhejare som släpptes från 60 cm fallhöjd (potentiell energi: $E_{pot} = 420 \text{ Nm}$). Sondstången var 32 mm i diameter och den koniska spetsen var 40 mm i diameter.

Magnusson et al (1997) jämförde slagningsarbetet för hejarsondering HfA, (sondstång, $D = 32 \text{ mm}$ med konisk spets $D = 45 \text{ mm}$ och $E_{pot} = 311 \text{ Nm}$) med standard betongpålar (235 x 235 mm respektive 270 x 270 mm). Han fann ett grovt samband för slagningsarbetet mellan pålar och sondstänger, men endast under ”**drivningsfasen**”. Det observerades för ett antal pålar att det i grova drag krävs cirka



Figur 2.2. Samband mellan slagningsarbete för betongpåle och hejarsondering, enligt Helenelund (1974).

30 gånger mer energi att slå ned pålen till samma djup som hejarsonden. Vad som räknas som "drivningsfasen" definieras inte tydligt i artikeln men enligt figur 2.3 kan man sluta sig till att det rör sig om de första 22 m av drivningen när man kan anta att slagningsarbetet är relativt lågt. Magnusson et al noterade däremot inget samband mellan pålning och sondering vid stort slagningsmotstånd. Ur figuren kan man dock notera en viss ökning av energikvoten med djupet från ca 20 vid markytan till ca 40 vid 22 m djup. Energikvot är kvoten mellan pålens slagningsarbete och sondstångens slagningsarbete

Baserat på en ny utvärdering av hejarsonderingarna som utgör underlaget till Magnussons et al (1997), samt med en viss anpassning till Helenelunds resultat, föreslås följande samband för att **överslagsmässigt** beräkna slagningsarbetet för standard betongpålar utifrån sonderingsmotståndet (HfA):

$$W_p = 3 \cdot (N_{20})^{1,9} \quad (2.1)$$

Där

W_p = slagningsarbete [kNm/m] för standard betongpålar (235 x 235 mm och 270 x 270 mm)

N_{20} = sonderingsmotstånd, HfA (ej reducerat för mantelfriktion, dvs ej nettovärden).

Sambandet gäller endast i intervallet

$10 < N_{20} < 40$ och när pålen är nedslagen minst 15 a' 20 m i jord, dvs efter den inledande "drivningsfasen". I figur 2.4 visas sambandet i ett log log diagram tillsammans med Helenelunds samband och Magnussons et al (1997) energikvot på 30. Notera att det nya sambandet ligger något över Helenelunds samband för $N_{20} < 25$. Detta är rimligt eftersom slagenergin är lägre och spetsen är större för HfA.

Beräkningsexempel:

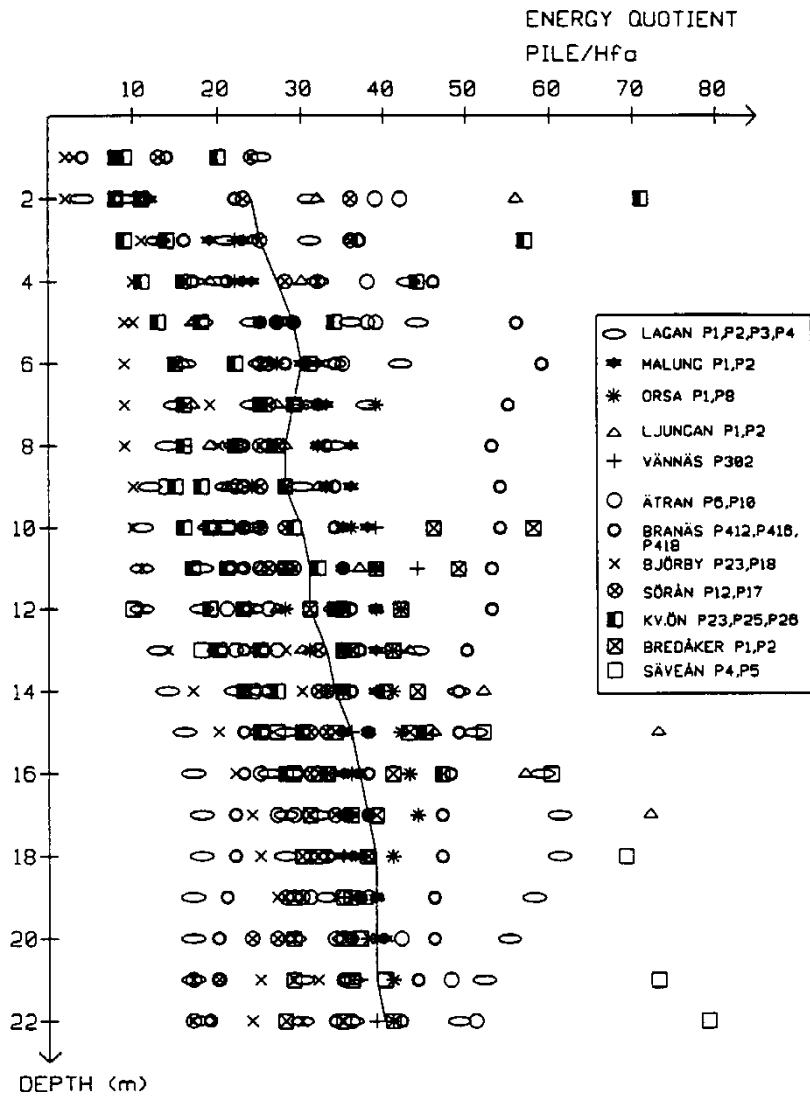
Ekvation 2.1 kan användas för att beräkna slagningsarbetet W_p för en påle vid ett visst djup från sonderingsmotståndet N_{20} . Från slagningsarbetet kan sedan antal slag per meter, N_{100} för pålen beräknas för en specifik kombination av hejarvikt, m , och fallhöjd, h , enligt:

$$W_p = \mu \cdot m \cdot h \cdot N_{100} \quad (2.2)$$

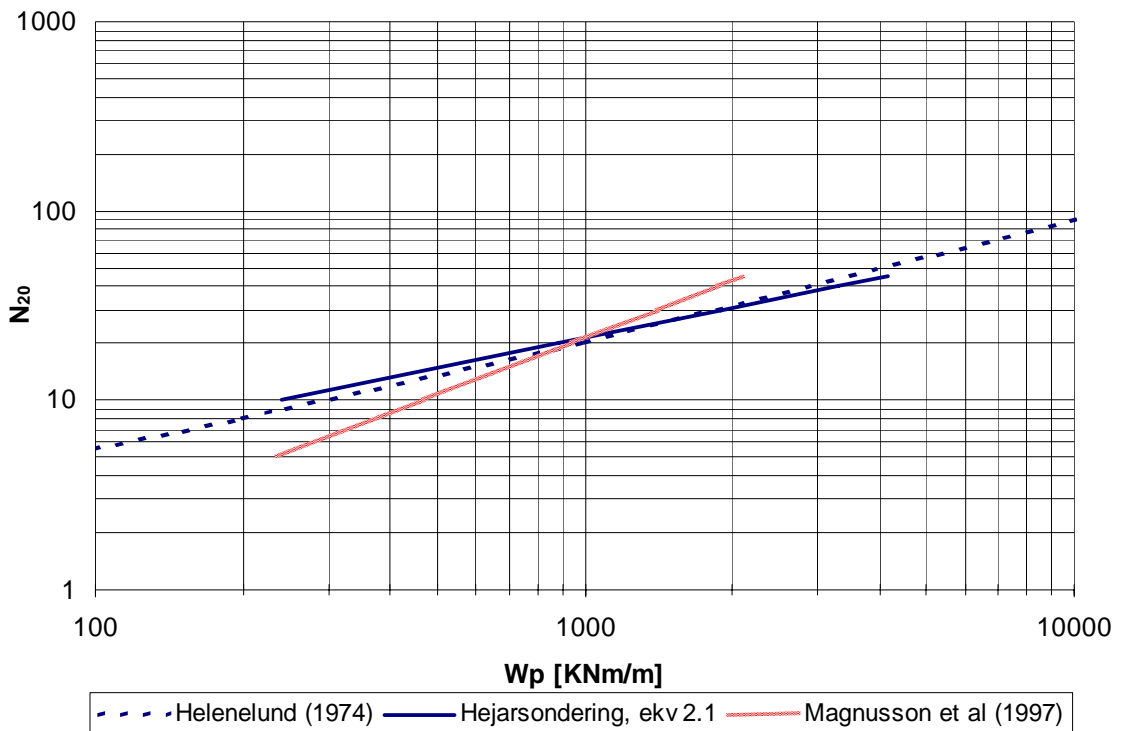
där $\mu = 0,8$ för frifallshejare och ca 1,2 för accelererande hejare (drivningssystemets effektivitet).

- För ett sonderingsmotstånd på $N_{20} = 10$ så ger ekvation 2.1 ett slagningsarbete på 238 kNm/m. Enligt ekvation 2.2 motsvarar detta ca 19 slag per meter för exempelvis en 4 tons frifallshejare och 40 cm fallhöjd ($0,8 \cdot 40 \cdot 0,4 \cdot 19 = 243 \text{ kNm/m}$).

Figur 2.3.
Energikvot mellan påslagning och hejarsondering, enligt Magnusson et al. (1997).



Figur 2.4.
Förhållandet mellan sonderingsmotstånd (N_{20}) och en betongpåles slagningsarbete enligt olika metoder.



- För ett sonderingsmotstånd på $N_{20} = 40$ så ger ekvation 2.1 ett slagningsarbete på ca 4 MNm/m. Enligt ekvation 2.2 motsvarar detta 250 slag per meter för exempelvis en 5 tons frifallshejare och 40 cm fallhöjd ($0,8 \cdot 50 \cdot 0,4 \cdot 250 = 4000 \text{ kNm/m}$).

Vid större sonderingsmotstånd (HfA) än 40 kan man räkna med att sondstångens/pålens impedans i förhållande till hejarvikten har så stort inflytande på resultatet att någon korrelation mellan pålar och sondstänger inte är att förvänta sig. När sonderingsmotståndet är så stort är det också viktigt att veta vilken typ av sondstång som använts vid sonderingen. En massiv stång ger i det här avseendet klart mindre sonderingsmotstånd i en fast lagrad jord än vad en ihålig stång gör (som har mindre impedans), se Axelsson & Bennermark (2000). Det är viktigt att påpeka att spridningen när det gäller korrelation mellan påslagning och hejarsondering avseende slagningsarbetet generellt är mycket stor. Stor försiktighet är därför på sin plats vid användning av ovanstående samband för bedömning av slagningsarbetet för pålar. En viktig slutsats är dock att ett sonderingsmotstånd på $N_{20} > 30$ kan vara en varningsflagga för mycket hård påldrivning. I det fallet är det speciellt värt att noga överväga vilken hejarvikt man tänker använda.

2.4.3 Datorbaserad slagningssimulering (drivbarhetsanalys)

När vi idag pratar om datorsimulering av påslagning menar vi oftast en simulering med datorprogrammet GRLWEAP, som är det kommersiellt mest spridda programmet. Programmet baseras på Smiths datormodell som är uppbyggd kring endimensionell vågteori och där pålen delas upp i diskreta element av massor och fjädrar. Jorden delas upp i diskreta punkter som påverkar pålen i form av fjädring, dämpning och bärförmåga.

Slagningssimulering brukar vanligtvis företas av pålningsentreprenören med följande syften:

- Kontroll att vald hejare kan leverera tillräcklig slagenergi (max kraft).
- Drivbarhetsanalys för bedömning av totalt antal slag på en påle.
- Preliminära värden (riktvärden) på stoppsjunkning för provpålning.
- Kontroll av genererade tryck- och dragspänningar under slagningen.
- Bedömning av lämplig impedans hos påle för drivning (t ex godstjocklek för grova stålrorpålar).

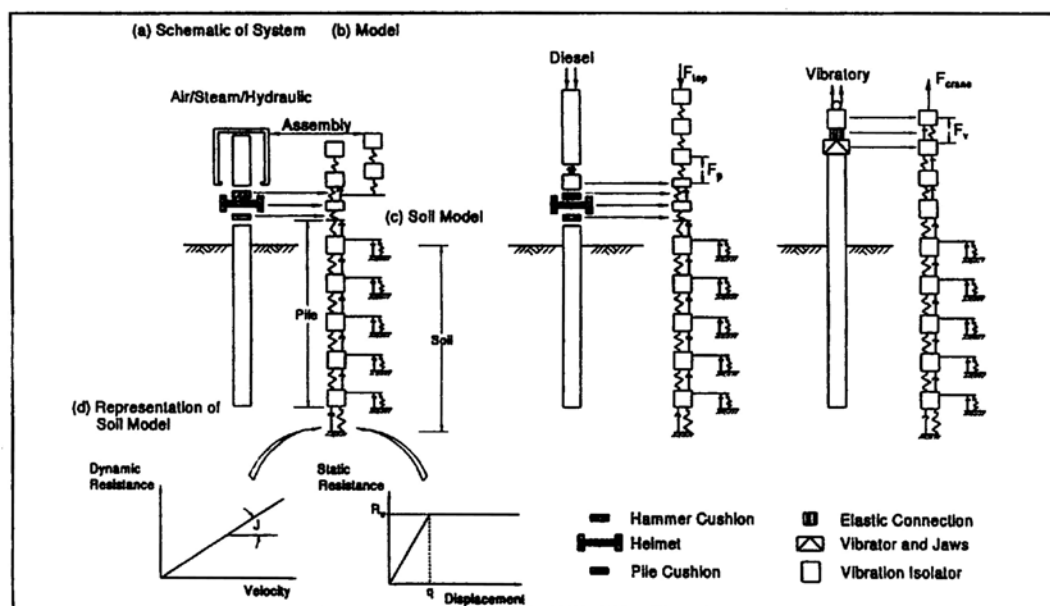
Datorsimulering kallas även för WEAP-analys. I figur 2.5 redovisas en schematisk bild av olika vågekvasionsmodeller tillsammans med den linjära elasto-plastiska jordmodellen. WEAP-analys är ett kraftfullt verktyg för att utvärdera slagningsutrustningen och vilka stötvågor som genereras i pålen. Däremot är det mycket svårare att bedöma drivningskapacitet (antal slag per meter) i den aktuella jorden. För detta krävs en riktig beskrivning av jordens dämpning (dvs den slagenergi som försvinner ut i jorden) och jordens fjädring (engelska quake, pålens relativa rörelse till brott). Dessutom behöver man kunna bedöma jordens neddrivningsmotstånd, dvs bärförmågan under slagning. För en mer detaljerad beskrivning av datorsimulering av påslagning hänvisas till Pålkommisionens rapport 92.

Det finns dock en viss svaghet i den förenklade linjära elasto-plastiska jordmodellen. Vid hård drivning, när sjunkningen per slag är liten, brukar WEAP-analys kraftigt undervärdera den verkliga bärförmågan. Jordmodellen ger däremot en god bild av verkligheten vid lätt- till medelhård drivning när större delen av slagenergin genererar en permanent sjunkning hos pålen.

För att kunna göra en drivbarhetsanalys för att bestämma det totala påslagningsarbetet krävs att man kan bedöma jordlagrens bärförmåga vid påslagning. Här kan CPT-sondering utgöra ett bra underlag.

Internationellt accepterade indatavärden för jordens dämpning och fjädring vid mantel och spets, som bland annat redovisas i manualen till programmet GRLWEAP anges i tabell 2.1. Värdena brukar anses ge ett acceptabelt medelvärde för drivning i en vanlig friktionsjord. Erfarenhet i Sverige visar dock att högre fjädringsvärden för spetsen bör användas vid simulering av påslagning i t ex silt och finsand. Vid val av lämplig hejare för påslagning i sådana jordar rekommenderas att fjädringsvärdena vid spetsen fördubblas, se tabell 2.2. Vid extrema fjädringsförhållanden, som kan uppstå i fast lagrad silt (siltmorän), rekommenderas till och med att upp till tre gånger högre värde används. Vid simuleringen bör slagningsutrustningen kontrolleras både för neddrivningsförloppet och för efterslagning när pålen växt fast. För neddrivningsförloppet bedöms den aktuella hejarens effektivitet och storleksordningen på det totala slagningsarbetet samt att genererade spänningar i pålen ej är skadliga. För efterslagningen kontrolleras att den aktuella hejaren kan mobilisera tillräcklig

Figur 2.5.
Vågekvationsmodell
enligt GRLWEAP 2003
(Baserad på Smiths
(1960) vågekvations-
modell).



energi för att verifiera bärförmågan vid stöt-vågsmätning. Notera att den bärförmågetillväxt som normalt sker med tiden kan förutsättas ske huvudsakligen på manteln. Även en viss ökning av dämpningsfaktorn vid manteln brukar ske i samband med bärförmågetillväxt enligt erfarenheter från Svinkin (1997) och Axelsson (2000b).

Tabell 2.1. Rekommenderade värden enligt GRLWEAP-manualen för dämpning och fjädring i en "normal" friktionsjord (D = pålspetsens diameter).

	Dämpning [m/s]	Fjädring (quake) [mm]
Spets	$J_s = 0,5$	$D/120$
Mantel	$J_s = 0,15$	2,5

Tabell 2.2. Rekommenderade värden för dämpning och fjädring i en kraftigt fjädrande friktionsjord med stort innehåll av silt och finsand.

	Dämpning [m/s]	Fjädring (quake) [mm]
Spets	$J_s = 0,5$	$D/60$
Mantel	$J_s = 0,2$	2,5

2.5 EFFEKTER VID INSTALLATION

2.5.1 Problem vid installation

Pålslagning i friktionsjord kan ibland ge upphov till olika typer av problem t ex:

- "Falskt pålstopp".
- Försvårad neddrivning på grund av fjädrande jord (ofta i kombination med för lätt hejare).
- Försvårad neddrivning orsakad av packning på grund av tidigare slagna pålar.
- Hydraulisk utmattning hos betongpålar (s k vattensprängning).
- Förekomst av sten och block (bortslagning, osäker bärförmåga, enstaka korta pålar).
- Omgivningspåverkan (packning, vibrationer, förhöjda porttryck).

Det gäller därför att vara förberedd på störningar av ovannämnda slag kan inträffa. Därför är det viktigt att planera pålningsarbetena väl, så att lämpliga åtgärder kan sättas in när problem väl uppstår.

2.5.2 Falska pålstopp

Med "falskt pålstopp" menas att pålen vid stoppslagningen uppvisar ett större drivningsmotstånd (en minskad sjunkning per slag) än vid efterslagning. Det höga drivningsmotståndet vid stoppslagningen motsvarar alltså inte någon hög statisk bärförmåga. Redan några timmar efter avslutad slagning kan drivningsmotståndet ha minskat så att pålen med relativ lätthet kan drivas vidare. Man kan däremot räkna med att drivningsmotståndet successivt ökar igen under den fortsatta slagningen tills skenbar stoppslagning återigen sker. Upprepade falska stopp som leder till hård drivning är ett av de allvarligaste problemen som kan upp-

stå vid slagning i friktionsjord. Om det förekommer risk för "falska stopp" bör efterslagning, alternativt fördröjd kontrollslagning (ett antal timmar efter stoppslagningen) utföras emellanåt under produktionsskedet. Efterslagning skall alltid utföras i samband med provpålningen.

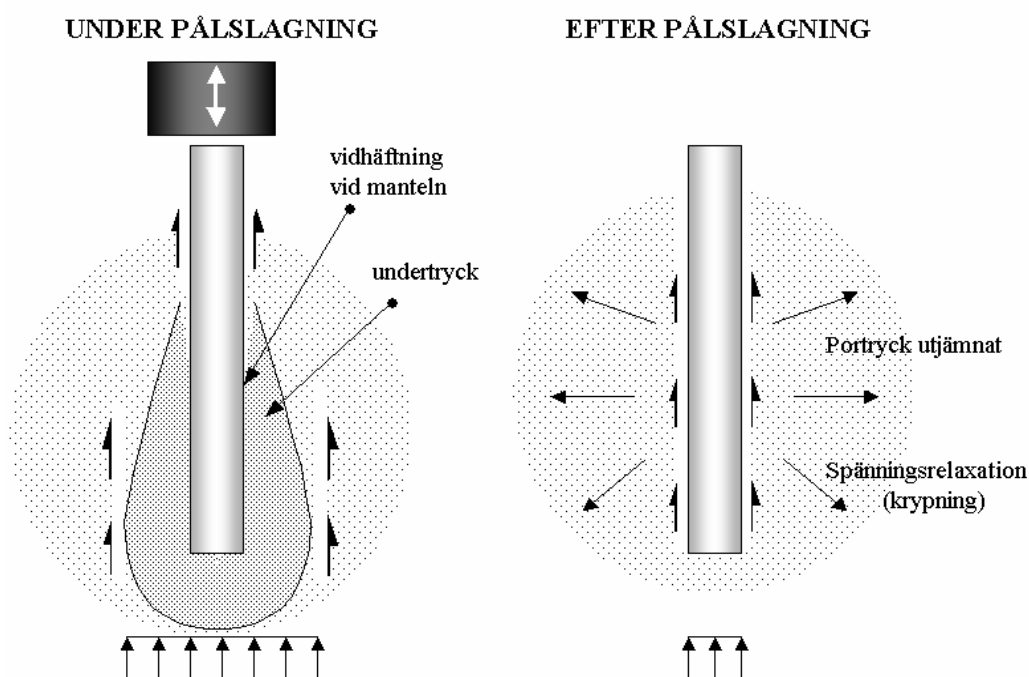
Orsaken till "falska stopp" tillskrivs ett porvattenundertryck på grund av dilatation som gör att kornen pressas hårt mot varandra så att en "klumpfot" bildas kring pålspetsen under slagning, se figur 2.6. Möller (1991) beskriver att effekten av porvattenundertrycket gör att jorden sugts fast vid pålen och på så sätt ökar dess effektiva area och att effektivspänningsnivån tillfälligt blir större vid varje slag. Redan inom några timmar efter avslutad slagning har detta porundertrycket försvunnit, vilket leder till en reduktion av effektivspänningarna kring pålspetsen och följaktligen en minskning av pålens spetsbärförmåga. Samtidigt sker även en utjämning av spänningarna kring pålspetsen på grund av spänningsrelaxation (spänningsomlagringar). Detta leder också till en reduktion av effektivspänningarna kring pålspetsen och följaktligen en minskad spetsbärförmåga. Observera att här orsakar spänningsrelaxation alltså en reduktion av effektivspänningarna kring spetsen. Spänningsrelaxation i omgivande jordvalv kring pålen kan också orsaka en ökning av normalspänningen mot pålens mantelyta som leder till en ökad mantelbärförmåga. Detta fenomen beskrivs i avsnitt 4.2.

Normalt brukar falska pålstopp ske i fast lagrad siltig jord. Fenomenet har även påträffats i överkonsoliderad lera med relativt hög andel silt och i finsand. Utomlands har falska stopp dessutom noterats vid slagning i vissa typer av lerskiffer. Falska stopp är relativt sällsynta och förekomst av siltig jord behöver inte betyda att risken för falska stopp är överhängande. I dag finns inte någon enhetlig bild av vilka kriterier som krävs för uppkomst av falska stopp.

Om falska stopp uppstår är konsekvenserna ofta allvarliga. Om det aktuella lagret är relativt mäktigt, så att man inte kan slå igenom det till bärkraftigare lager, kan följande åtgärder eller kombination av åtgärder behöva göras:

1. **Reducera lasten** på pålarna så att den motsvarar den geotekniska bärförmågan som är möjlig att uppnå i det aktuella jordlagret.
2. **Utökat provpålning / produktionskontroll** möjliggör att en lägre partialkoefficient kan användas vid utvärdering av dimensionerande geoteknisk bärförmåga.
3. Försöka penetrera det aktuella lagret genom en **växelvis slagning av pålarna**.

I dag finns inte något säkert sätt att genom geotekniska undersökningar förutse falska stopp i ett visst jordlager. CPT-undersökning samt hejarsondering i kombination med provtagning (jordartsbedömning) kan däremot ge en indikation om det finns en förhöjd risk för falska stopp. Kännedom om tidigare pålning i området kan i det här avseendet vara ovärder-



Figur 2.6. Förklaringsmodell för falska pålstopp.

lig. Provpålning är därför det bästa sättet att undersöka risken för falska stopp. Provpålning bör ske i ett så tidigt skede i projekteringen att det möjliggör nödvändiga förändringar t ex byte av påltyp, utökad provpålning, anpassad last, stoppslagning i ett specifikt lager. Notera att falska stopp kan vara ett mycket lokalt problem och stora variationer kan förekomma inom samma arbetsplats. För att kontrollera eventuell förekomst av falska stopp bör efterslagning (alternativt kontrollslagning) göras och detta tidigast ett antal timmar efter avslutad slagning

2.5.3 Fjädrande jord

Ett mycket vanligare problem än falska stopp är försvårad neddrivning på grund av kraftigt fjädrande jord. Fenomenet brukar uppstå i samma typer av jordar som falska stopp, dvs fast lagrade jordar med hög andel silt och finsand.

Problemet med fjädrande jord har illustrerats av Axelsson & Rehnman (1999). I figur 2.7 visas skillnaden i uppmätta fjädringskurvor för två olika jordar; en normalfjädrande morän och en extremt fjädrande fast lagrad silt. I figur 2.8 visas att för samma slagningsarbete och samma sjunkning kan spetskraften, dvs bärförmågan, vara helt olika.

Följande åtgärder föreslås vid försvårad drivning på grund av kraftigt fjädrande jord:

- **Ökad hejarvikt** genererar en längre stöt-våg, vilket ger en skonsammare drivning genom att färre antal slag krävs för att driva ned pålen tills ett bärkraftigt lager nås. Vidare minskas risken för skadliga dragspänningar.
- **Extra dynträ som mellanlägg** förlänger stötvågens varaktighet och minskar risken för skadliga dragkrafter.
- **Utökad kontroll** genom stötvågsräkning av fler pålar möjliggör en sänkning av totalsäkerhetsfaktorn så att en högre dimensionerande geoteknisk bärförmåga erhålls.
- **Utföra provbelastningar efter en tids bärförmågetillväxt.** Genom att utföra stötvågsräkning vid olika tidpunkter så att den långsiktiga bärförmågetillväxten kan utvärderas.
- **Byta hejare till en med högre tillgänglig fallhöjd.** Detta möjliggör att en större geoteknisk bärförmåga kan verifieras vid stötvågsräkning. De flesta konventionella hydraulhejare har en max fallhöjd på endast 0,8 m. Det behövs ofta fallhöjder över en meter för att kunna mobilisera bärförmågan i fjädrande jord. Speciellt om man samtidigt försöker utnyttja bärförmågetillväxten.

- **Reducera lasten** på pålarna så att den motsvarar den geotekniska bärförmågan som är möjlig att uppnå i det aktuella jordlagret.
- **Byte av påltyp** kan vara nödvändig, exempelvis från en slagen betongpåle till en slagen stålpåle (i de fall betongpålarna skadas, t ex på grund av hydraulisk utmattning).

2.5.4 Packningseffekter vid slagning

Förutom de problem som packning har i form av omgivningspåverkan så kan packning vid slagning av en påle försvåra neddrivningen av nästkommande pålar. Ett sätt att reducera konsekvenserna av detta är exempelvis att växelsvis slå ned pålarna i en grupp. Normalt är dock dessa packningseffekter gynnsamma för en pålgrupp eftersom det innebär en högre bärförmåga eller att pållängden kan reduceras (se avsnitt 3.4).

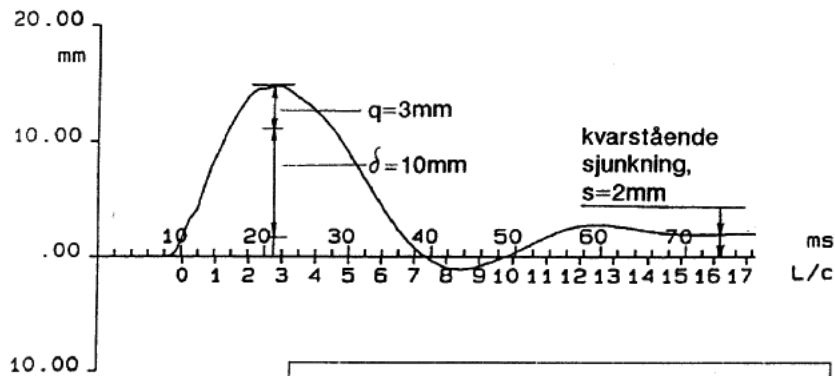
2.5.5 Inducerade spänningar i jorden / valvverkan

Vid slagning av en påle i friktionsjord påverkas jorden inte bara av packningen som leder till en ökad lagringstäthet. Pålinstallation genererar också ökade spänningar i jorden på grund av massundanträngning, i huvudsak i horisontalled. Vid fullskaleförsök på slagna betongpålar ($B = 270$ mm) noterade Ekström (1985) förändringar i horisontalspänningarna i jorden på upp till 10 meters avstånd från pålen. Vid slagning av modellpålar i sand noterade däremot Ekström (1989) ingen ökning av horisontalspänning utanför ett avstånd på 9 gånger pålens diameter. Packningseffekter brukar ske på ett avstånd som generellt brukar antas är 5 gånger pålens diameter. Ekström (1989) sammanställde flera undersökningar avseende packningseffekter kring slagna pålar och inom vilket avstånd detta noterades, se figur 2.9.

Pålslagning genererar stötvågor som utbreder sig radiellt från pålen, samtidigt som det sker en viss sidorörelse. Detta medför att stora tangentiella spänningar gradvis byggs upp kring pålen, se figur 2.10. De radiella spänningarna mot pålens mantelyta blir, på grund av valvverkan, relativt låga i förhållande till den initiella spänningsnivån i omgivande jord. Den process där detta spänningsvalv gradvis bildas under kontinuerlig slagning benämns **friktionsutmattning**.

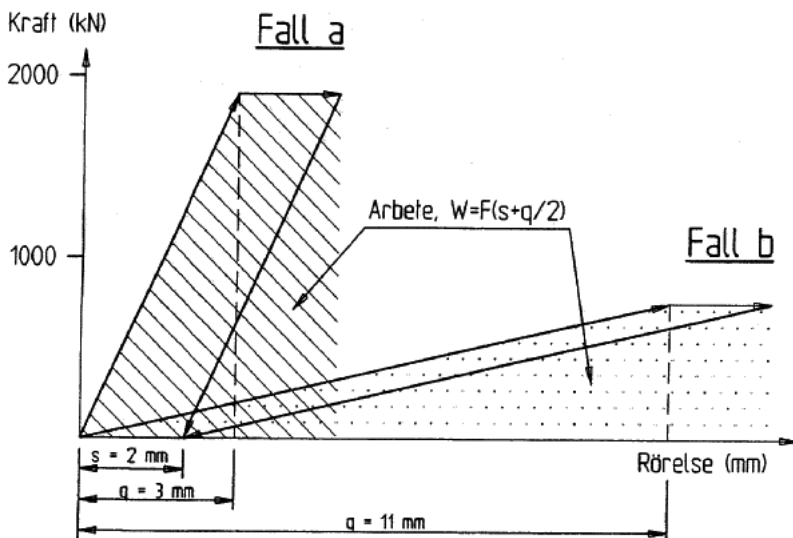
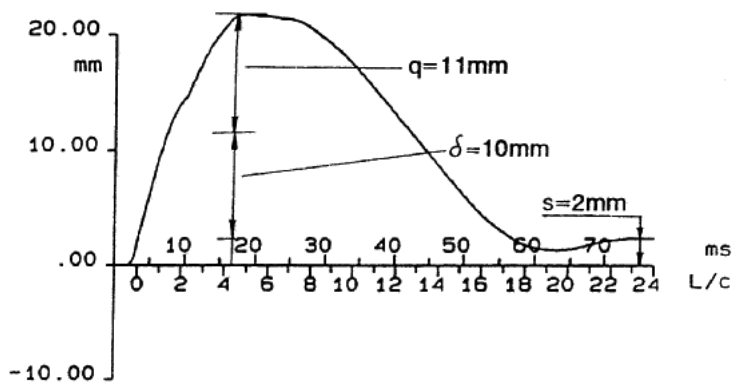
Effekten av friktionsutmattning brukar vara att det lokala mantelmotståndet gradvis minskar under slagning. Detta innebär att den zon där relativt högt mantelmotstånd råder successivt skjuts nedåt. Konsekvens av detta blir att det totala mantelmotståndet bara marginellt ökar

Fall a



q = utvärderad fjädring hos jorden
 $\delta = \frac{F(t) \cdot L}{E \cdot A}$ = pålmaterialets elastiska fjädring
 c = stötvågens utbredningshastighet
 L = längd

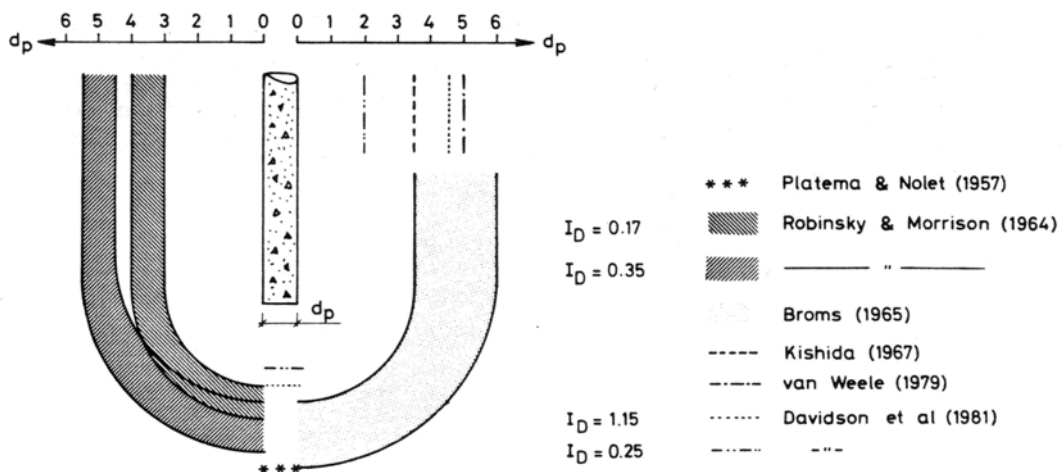
Fall b



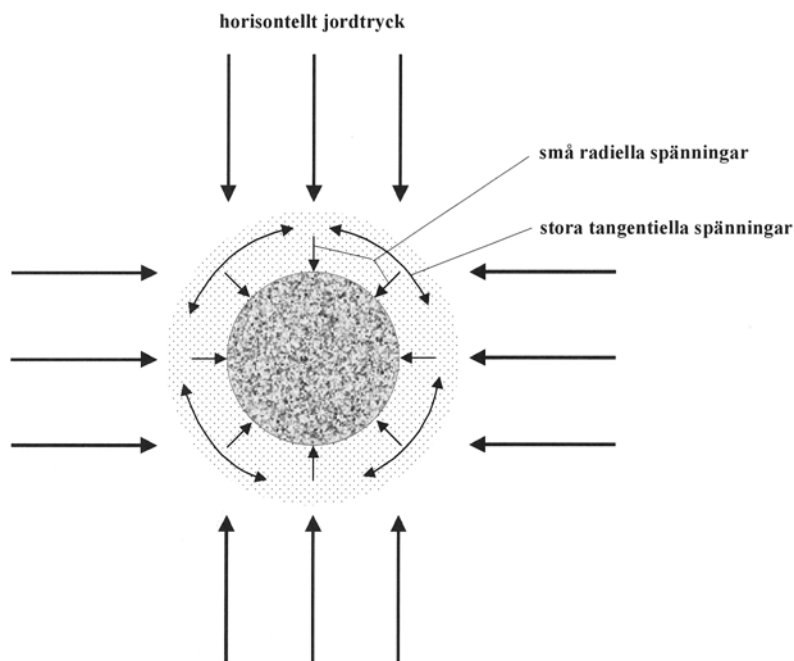
Figur 2.7.
 Exempel på fjädringskurvor (vertikal rörelse som funktion av tid) för en normalfjädrande jord (fall a) och för en extremt fjädrande jord (fall b.), enligt Axelsson & Rehnman (1999).

Figur 2.8.
 Kraft-rörelse samband under pålspetsen. Slagningsarbetet är densamma för de två fallen, enligt Axelsson & Rehnman (1999).

Figur 2.9.
Sammanställning av olika undersökningar kring packningsavståndet för slagna pålar i friktionsjord (Ekström, 1989). I_D = lagringstätheten.

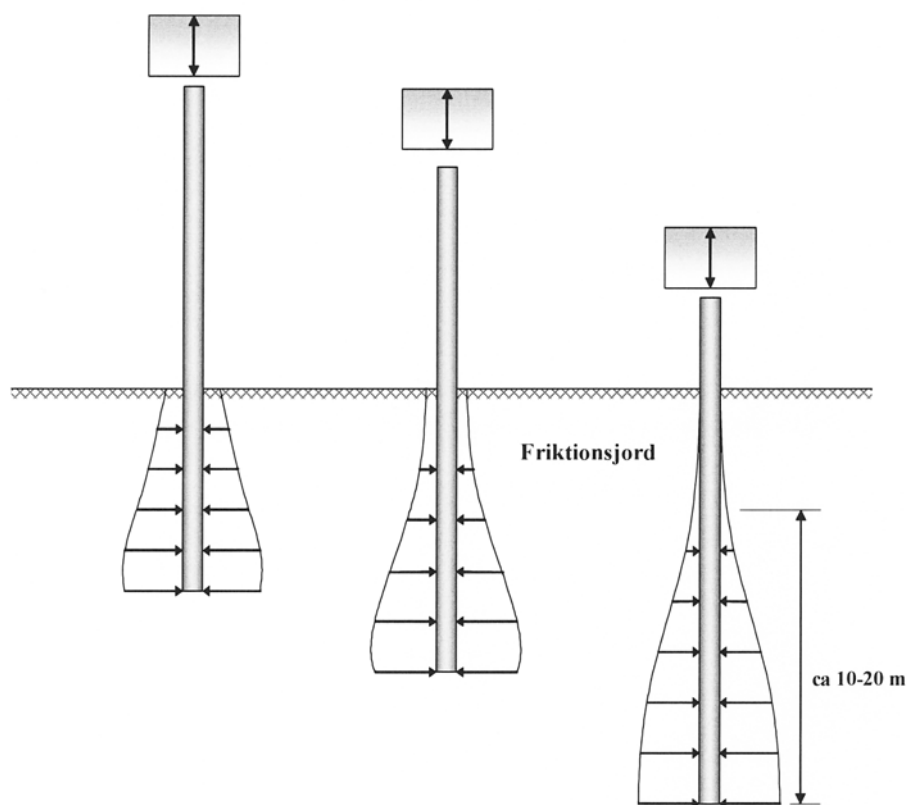


Figur 2.10.
Valvverkan i friktionsjord.



när pålen slås djupare ned, se figur 2.11. Spänningsvalvet är relativt instabilt och bryts gradvis ned efter att drivningen avslutas. Processen som därefter sker är en tidsberoende bärförmågetillväxt, som beskrivs i avsnitt 3.3. Slagning

av näraliggande pålar kan göra att valvverkan kring pålen bryts ned snabbare, vilket leder till ökad normalspänning mot pålen och en ökad bärförmåga.



Figur 2.11.
Principen för friktions-
utmattning.

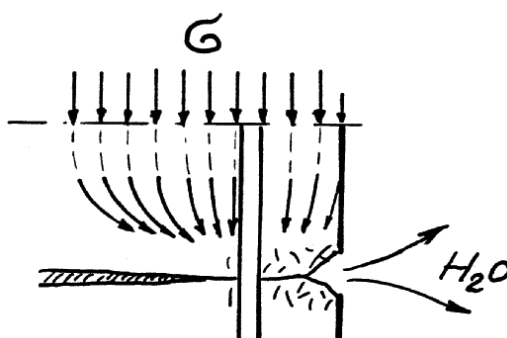
2.5.6 Slagningens inverkan på pålmaterialet

Residualspänningar i pålen

När en påle slås i en friktionsjord kan kvarstående spänningar finnas i pålen efter avslutad slagning. Dessa spänningar är nedåtriktade längs den övre delen av manteln och uppåtriktade längs den nedre delen av manteln och vid spetsen. Pålen befinner sig med andra ord i ett tillstånd av förspänning. Residualspänningar beror på elastisk hoptryckning av pålen på grund av slagning. Pålen rör sig först nedåt under inflytande av den genererade stötvågen, fjädrar sedan tillbaka och oscillerar en aning innan den kommer i vila. Den inverkan residualspänningar har på pålens beteende under belastning beskrivs i avsnitt 3.2.2.

Hydraulisk utmattning av betongpålar (vattensprängning)

Hydraulisk utmattning (vattensprängning) av betongpålar orsakas av att omväxlande stora drag- och tryckspänningar uppkommer i pålen under slagning. Risken för vattensprängning är speciellt stor vid slagning av långa friktionspålar. De stora skadorna, där man ser täckskicket gradvis spjälkas bort, orsakas av att vatten sugts in i pålens spricksystem och sedan pressas ut under stort tryck se figurer 2.12 och 2.13.



Figur 2.12.
Den kilformiga skadan i täckskicket leder i kombination med sprickans form till stora spänningskoncentrationer (Pålkommissionens rapport 88).



Figur 2.13.
Typiska skador på betongpålar orsakade av vattensprängning.

I Pålkommisionens rapport 88 beskrivs vattensprängning utförligt. Kortfattat föreslås att följande åtgärder vidtas för att minimera risken för omfattande skador på grund av vattensprängning:

- **Utför provpålning med stötvågsmätning** för att kontrollera genererade drag- och tryckspänningar och för att optimera slagningsutrustningen. Skador orsakade av vattensprängning visar sig som en reduktion i stötvågens gånghastighet i pålen.
- Minska storleken på drag- och tryckspänningarna genom att **öka hejarvikten, reducera fallhöjden** och använda **lämpliga dym mellanlägg**.
- **Minska antalet slag** vid neddrivning. Detta kan göras genom att i första hand använda en tyngre hejare. Man kan också välja en lägre pållast, vilket medför att pålen blir kortare och färre slag krävs för att driva ned pålen. Enligt en grov tumregel kan man förutsätta att vid längder större än ca 20 m ökar risken för skador markant.
- Använd **speciellt utformade pålelement** för att reducera risken för vattensprängning såsom:
 - Betong med **hög slaghållfasthet**.
 - Använd **spridd armering**.
 - **Öka armeringsmängden** men använd små stångdimensioner.
 - Använd ett **litet bygelavstånd**.

2.5.7 Hinder i jord, sten och block

Med hinder i jord menar vi i huvudsak sten, 63 – 200 mm och block > 200 mm ²⁾. Notera att de tidigare (före 2005) svenska jordartsgränserna för sten var 60 – 600 mm och för block > 600 mm.

Problem med sten och block i jorden i samband med påslagning visar sig oftast som:

- Stor andel bortslagna eller skadade pålar.
- Pålen böjer av när den stöter på hinder och förblir krökt.
- Pålen vrider sig och förflyttar sig i sidled så att toleranserna inte uppfylls.
- Stora variationer i pållängd på grund av stoppslagning på sten eller block.
- Tveksam bärförmåga eller styvhet på grund av stoppslagning på sten eller block.

Stoppslagning på sten och block i fast lagrad eller mycket fast friktionsjord utgör oftast inget problem eftersom den omgivande jorden stabiliserar sten och block, vilket därmed möj-

liggör stoppslagning av pålen utan att blocket förflyttar sig i sidled. Problem med sten och block uppstår i huvudsak i lösa och medelfasta jordlager och speciellt vid slagning i grusåsar. Problem med grusåsar är att de är mycket inhomogent uppbyggda och samtidigt kan vara mycket löst lagrade.

Om drivningsmotståndet är relativt stort kan det vara svårt för kranbesättningen att upptäcka om pålen överhuvudtaget stött på block och sedan krökt sig eller till och med gått av. Utökad stötvågsmätning som en produktionskontroll är därför speciellt lämplig vid förekomst av block i mäktiga lager friktionsjord. Stötvågsmätning ger förutom besked om pålens geotekniska bärförmåga, även besked om pålens fjädring och om pålen är bortslagen eller skadad (integritetskontroll). En enklare kontrollmetod som kan utföras som komplement till stötvågsmätning är manuell fjädringsmätning, vilken kan ge indikation om någon enskild påle står på block i lös jord eller är kraftigt krökt och därmed uppvisar en onormalt stor fjädring.

Klassificering av blockförekomst

Jordartsbestämning sker på basis av andelen viktprocent av en viss kornfraktion, enligt SGF (1981). När det gäller friktionsjordarter baseras denna klassificering på en siktning. Detta är naturligtvis inte speciellt praktiskt när man vill bestämma sten- och blockhalten. Ett stort problem vid pålningsentreprenader är därför att beskriva blockförekomsten på ett objektivt och mätbart sätt. En sådan beskrivning är stor hjälp vid exempelvis val av påltyp med hänsyn till risken för bortslagning (pålarbarhet) eller i samband med reglering vid stor bortslagning. För att underlätta beskrivningen av blockförekomst i jord i samband med pålning föreslås en klassificering som baseras på **antalet genomborrade block per meter** vid jord-bergsondering, för respektive jordlager. En sådan klassificering anger blocktäthet och redovisas i tabell 2.3. Som alternativ eller komplement till redovisning av blocktätheten föreslås även en klassificering som baseras på risken för att stöta på block genom hela jordprofilen ned till bergnivån eller ned till projekterad/förväntad pålstoppnivå. En sådan klassificering baseras på **antalet genomborrade block** och anger **blockrisken**, se tabell 2.4.

²⁾ Jordartsgränserna enligt SS-EN ISO 14688-1.

Tabell 2.3. Klassificering med hänsyn till blocktäthet (antal genomborrade block per bormeter i respektive jordlager).

Klassificering Blocktäthet	Antal block/ m
Mycket låg	0 – 0,015
Låg	0,015 – 0,05
Medelhög	0,05 – 0,15
Hög	0,15 – 0,3
Mycket Hög	> 0,3

Tabell 2.4. Klassificering med hänsyn till blockrisk (antal genomborrade block per borrhål i genomsnitt, ned till bergnivå eller pålstoppsnivå).

Klassificering Blockrisk	Antal block / borrhål
Mycket liten	< 0,02
Liten	0,02 – 0,05
Medelstor	0,05 – 0,2
Stor	0,2 – 0,50
Mycket Stor	> 0,5

Blockhalten kan dock uppskattas genom följande förenklade förhållande mellan antal genomborrade längdmeter block (L_{block}) och totalt antal bormeter (L_{total}), baserat på jordbergsondering:

$$BLOCKHALT [\text{viktsprocent}] = \frac{1,4}{0,4 + L_{total} / L_{block}} \cdot 100 \quad (2.3)$$

där

Faktorn 1,4 avser ungefär densitetsförhållandet mellan berg och friktionsjord.

Vid 5 – 20 % benämns jorden som blockig.

Vid > 20 % benämns jorden som mycket blockig.

Om halten block och sten överstiger 40 % benämns jorden blockjord eller stensjord beroende på vilken fraktion som är dominerande.

2.5.8 Omgivningspåverkan

Vid slagning av pålar i friktionsjord är det i första hand följande problem som kan uppstå på grund av omgivningspåverkan:

- Höga vibrationsnivåer / bullernivåer
- Förhöjda porvattentryck
- Sättningar hos omgivande mark
- Hävning hos omgivande mark
- Påhängskrafter på pålar

I Pålkommisionens rapport 95 redogörs relativt utförligt för omgivningspåverkan vid pål- och spantslagning.

3. Funktion och verkningsätt hos friktionspålar

3.1 INVERKAN AV OLIKA FAKTORER

På senare år har forskning med fullskaleförsök på instrumenterade pålar och diverse laboratorieförsök på sand givit en djupare förståelse av funktion och verkningsätt hos friktionspålar, i första hand inom följande områden:

- Friktionsutmattning vid slagning.
- Tidsberoende bärförmågetillväxt.
- Jordåldring.
- Valvverkan och förhindrad dilatans.
- Portrycksgenerering och portrycksutjämning.
- Spänningsrelaxation (spänningsomlagring orsakad av krypning).
- Friktionskoefficienter mellan olika pålmaterial (stål och betong) och jord som funktion av bland annat kornstorleken.

Flera olika faktorer har inverkan på verkningsätt och slutlig funktion och hos en enskild slagen friktionspåle. Speciella effekter vid belastning av pålar i grupp redogörs för i avsnitt 3.4. De faktorer som påverkar en påles funktion och verkningsätt kan uppdelas grovt i fyra kategorier:

1. Jordrelaterade faktorer
2. Installationsrelaterade faktorer
3. Pålrelaterade faktorer
4. Belastningsrelaterade faktorer

3.1.1 Jordrelaterade faktorer

- **Jordens lagringstäthet**³⁾. Har betydelse för olika installationseffekter såsom packning och portryckshöjning.
- **Jordens elasticitetsmodul**. Jordens spännings-töjningsbeteende har stark inverkan på en påles bärförmåga och totala styvhet.
- **Jordens kornfördelning**³⁾. En jord med hög andel silt, eller en välgraderad jord, uppvisar normalt en större tidsberoende bärförmågetillväxt än grövre eller mer ensgraderade jordarter. Bärförmågetillväxten påverkas alltså av antalet kornkontaktytor.
- **Skiktade jordar**³⁾. Problem med dragspänningar kan uppkomma vid slagning med hög fallhöjd genom friktionsjord ned i

underliggande lösa jordlager.

- **Kornform**. Kantiga partiklar ger normalt högre bärförmåga än runda partiklar eftersom dessa uppvisar större tendens till låsning (dilatant beteende) vid belastning.
- **Förekomst av block och sten**³⁾. Sten och block vid pålspetsen kan påverka en påles bärförmåga och styvhet. Men även resultera i varierande pållängder, krokiga pålar, bortslagning mm.
- **Spänningsnivån in-situ**. Horisontalspänningsnivån in-situ har en stor inverkan på en påles bärförmåga.
- **Rådande porvattentryck**³⁾. Förutom porvattentryckets påverkan på effektivspänningen i jorden så kan rådande portryck ha ett betydande inflytande på en pålens bärförmåga. Det finns observationer på att bärförmågetillväxten kan vara större i en fuktig, men ej fullt vattenmättad jord, medan den däremot är mycket lägre i en helt torr jord.

3.1.2 Installationsrelaterade faktorer

- **Installationsmetod och utrustning**. Detta kan ha en stor inverkan på bärförmågan. Exempelvis uppvisar normalt en vibrodriiven påle lägre bärförmåga än en slagen påle i samma jord. Fallhöjden och fallvikten (dvs slagenergin) påverkar hur stor de genererade markvibrationerna blir.
- **Installationsordning**. Den enskilda pålen kan påverkas starkt av packningseffekter och spänningar i jorden orsakade både av tidigare slagna pålar och pålar slagna efteråt. Variationen i bärförmåga kan därför variera stort i samma pålgrupp.

3.1.3 Pålrelaterade faktorer

- **Pålens längd**, påverkar dess elastiska respons och hur stora residualspänningarna blir efter installation. Dessutom har längden en inverkan på bärförmågans fördelning längs pålen.
- **Pålens geometriska form**. Pålens form påverkar bl.a. massundanträngningen och genererade spänningar i jorden.

³⁾ Bör bestämmas i samband med den geotekniska utredningen.

- **Pålens impedans (EA/c).** En påle med hög impedans kräver mindre antal slag vid neddrivningen.
- **Mantelytans råhet.** En hög ytråhet leder till högre bärförmåga på grund av att större dilatation sker vid belastning. Detta påverkar också den tidsberoende bärförmågetillväxten. Exempelvis så uppvisar en betongpåle oftast en tydligt större bärförmågetillväxt än en stålpåle slagen i samma material.
- **Pålmaterialet,** påverkar bl a pålens elastiska styvhet. Pålmaterialet har även betydelse med avseende på beständighet (Korrosion hos stålpålar, röta hos träpålar). Detta kan i sin tur påverka hur pålen samverkar med omgivande jord.

3.1.4 Belastningsrelaterade faktorer

- **Tidsberoende faktorer.** På grund av den bärförmågetillväxt som sker med tiden har tidpunkten när pålen belastas stor betydelse för storleken på bärförmågan.
- **Tidigare belastningshistoria.** En påle som tidigare har varit belastad uppvisar ofta ett deformationshårdnande beteende vid spetsen. En friktionspåle som däremot belastas till brott uppvisar ofta en reduktion av bärförmågan vid en upprepad belastning en kort tid därefter. Detta beror på en förlust av mantelbärförmågan (dvs bärförmågetillväxten). Den totala förändringen i bärförmåga blir beroende på fördelningen mellan spets och mantel.
- **Belastningens hastighet och storlek.** Detta har en betydelsefull inverkan på den utvärderade bärförmågan. På grund av krypning uppvisar en påle en lägre bärförmåga vid långtidsbelastning än vid korttidsbelast-

ning. Pålar utsatta för dynamiska laster (t ex vid stötvågsmätning) kan däremot uppvisa mycket större total bärförmåga än för rent statiskt belastade pålar.

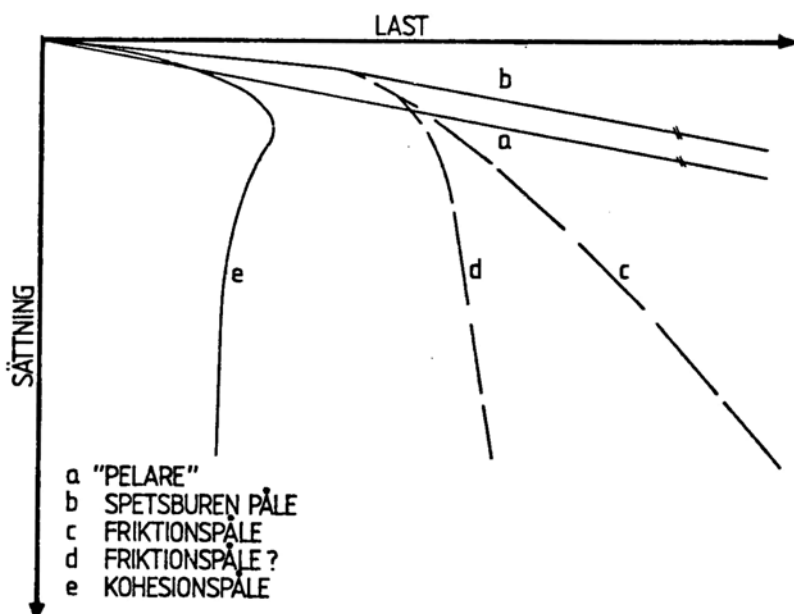
- **Cyklisk last.** Inverkan av en cyklisk last innebär en reduktion av pålens bärförmåga. Hur stor reduktionen blir beror på lastens storlek, dess amplitud, frekvens och antal belastningscykler.

De många inverkanse faktorerna och deras i många fall komplicerade inbördes relation gör det mycket svårt att med någon större noggrannhet förutse en påles verkningssätt. Detta är också en av anledningarna till varför det är svårt att utifrån geotekniska undersökningar bedöma bärförmågan hos friktionspålar. För ytterligare information rörande hur olika faktorer påverkar slagna friktionspålar rekommenderas Kraft (1991).

3.2 BELASTNING AV FRIKTIONSPÅLE

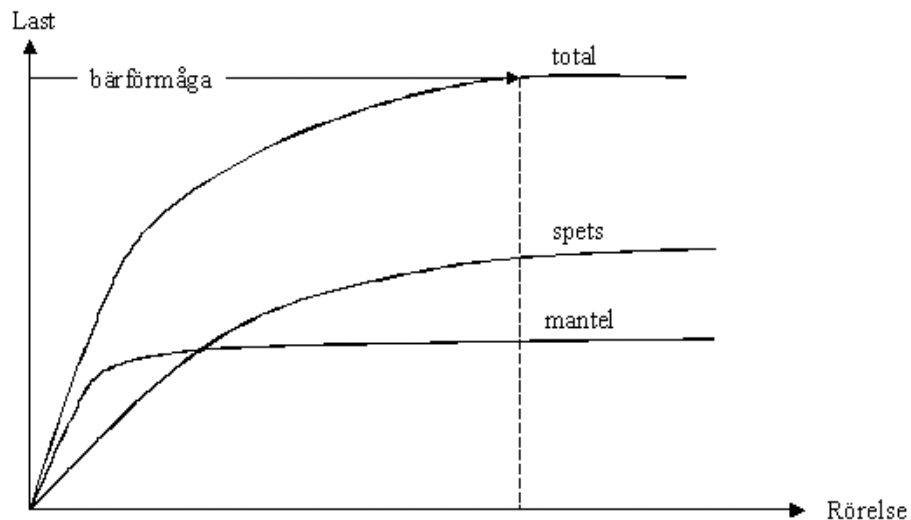
3.2.1 Last-deformations samband

Den rörelse som erfordras för att mobilisera mantelbärförmågan hos en påle är vanligtvis i storleksordningen 2,5 mm, vilket motsvarar ca 0,5 till 2 % av pålens diameter (Fleming et al 1992). Det är betydligt mindre än rörelsen som behövs för att mobilisera spetsbärförmågan. Den rörelse som erfordras för att mobilisera spetsbärförmåga är cirka 5 till 10 % av pålspetsens diameter. För en svävande påle omgiven av kohesionsjord utgör mantelmotståndet nästan hela bärförmågan. Det medför att bärförmågan kommer att mobiliseras vid en relativt liten rörelse och leder till ett "sprött" brott, se Figur 3.1.



Figur 3.1.
Verkningsätt hos olika pålar, Pålkommis-
sions rapport 59 (1980).

Figur 3.2.
Last-rörelse samband
för en friktionspåle.

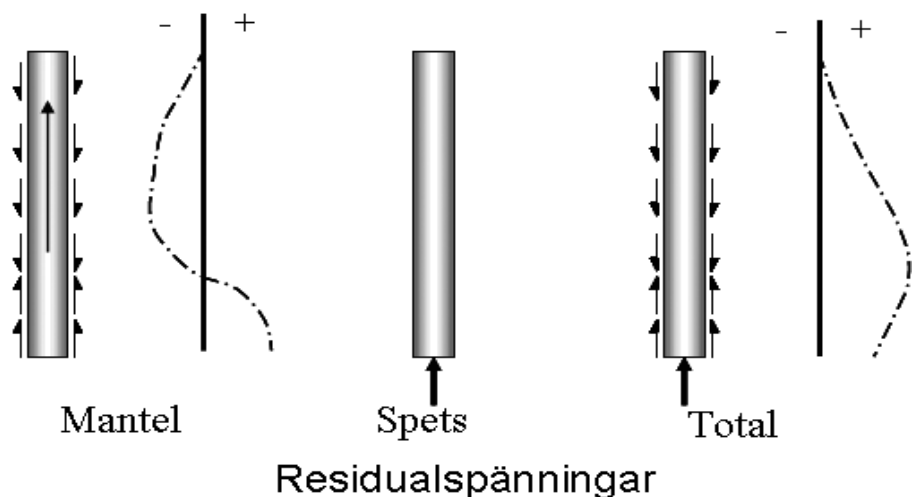


För en svävande påle, omgiven av friktionsjord består den totala bärförmågan av både mantel- och spetsmotstånd. Det innebär att bärförmågan blir större och brott sker vid större rörelse jämfört med en svävande påle i kohesionsjord. Kurvan c eller d i Figur 3.1 kan jämföras med den totala bärförmågan i Figur 3.2.

För en spetsburen påle är det oftast lastkapaciteten (pålmaterialet) snarare än den geotekniska bärförmågan som blir dimensionerande. Eftersom spetsen står mot fast underlag blir den vertikala rörelsen liten och direkt relaterad till pålens axialstyvhet. Styvheten är något större än motsvarande påle i luft (pelare) eftersom en del av lasten överförs till omgivande jord via mantelytan, se Figur 3.1.

3.2.2 Inverkan av residualspänningar

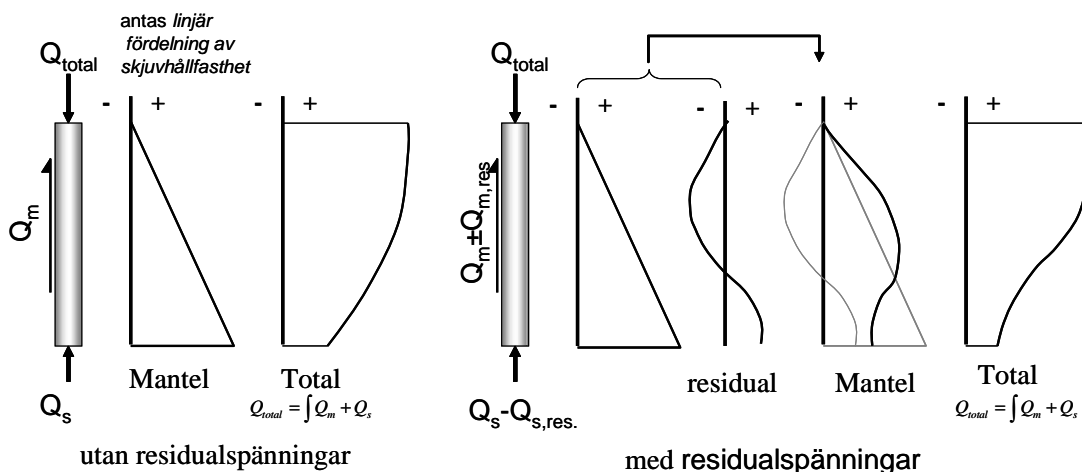
Vid slagning av en påle kommer skjuvspänningar längs manteln att vara uppåtriktade för att motstå penetrationen, dvs i motsats till pålens rörelseriktning. Även spetsmotståndet kommer under själva slaget att vara uppåtriktat. Vid återfjädringen som sen följer efter slaget kommer spetsmotståndet att försöka trycka pålen uppåt, åtminstone för den övre delen av pålen, samtidigt som pålen undergår en elastisk hoptryckning. Skjuvspänningar längs manteln kommer samtidigt att verka nedåtriktade för att motverka detta, utom just på nedre delen av manteln som också kommer påverkas av uppåtriktade skjuvspänningar precis som spetsen. Dessa inbyggda spänningar som blir kvar i pålen efter slaget och återfjädring benämns **residualspänningar**.



Figur 3.3.
Residualspänning
i en slagen påle.

Pållängden är en viktig faktor för storleken på residualsänningarna. Om pålen är kort (hög styvhet) och är slagen i sand kommer spetsmotståndet att vara stort jämfört med mantelmotståndet och följaktligen kommer också små residualsänningar bli kvar i pålen. Vid en ökning av pålens längd kan större mantelfriktion mobiliseras och således kan också högre residualsänningar utvecklas. Drivningsmotståndet är också en viktig faktor för storleken på residualsänningarna. Ett stort spets- och mantelmotstånd, dvs slagning i fast lagrad jord, möjliggör stora residualsänningar, förutsatt att pålen är lång (låg styvhet).

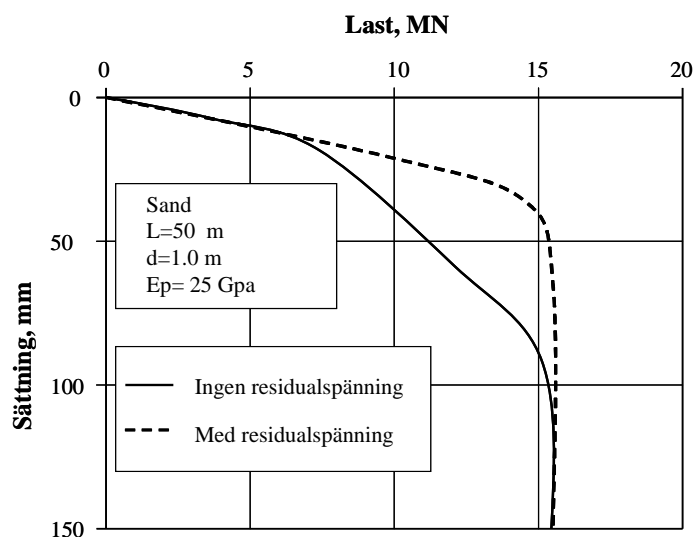
För tryckbelastade pålar är den totala bärförmågan lika med summan av spets- och mantelbärförmågan. Residualsänningar leder till att pålens spetsmotstånd vid **tryckbelastning** blir mindre än det annars skulle bli, se Figur 3.4. Mantelmotståndet kommer däremot att bli större på grund av residualsänningarna. Totalt sätt blir det dock ingen skillnad i bärförmåga.



Figur 3.4. Residualsänning vid tryckbelastning.

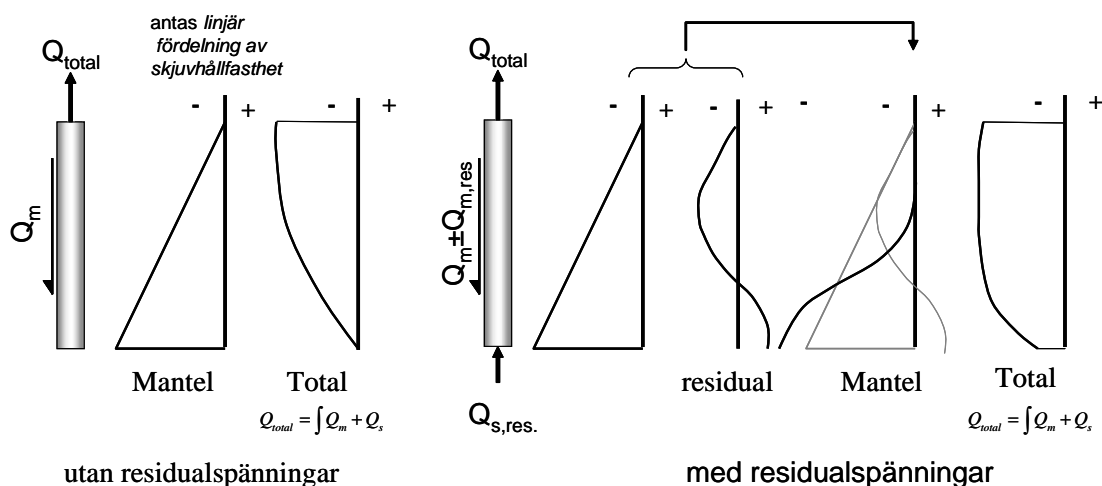
Poulos (1987) visade att för en påle med relativt låg axial styvhet medför residualsänningarna att pålens totala styvhet ökar jämfört med en påle utan några residualsänningar. Detta beror på att den nedåtriktade mantelfriktionen måste ändra riktning när den utsätts en tryckbelastning, se Figur 3.5. Figuren visar, för det aktuella exemplet, att denna effekt verkar först när den pålagda lasten är ungefär 50 % av brottlasten.

När det gäller **dragbelastning** blir det tvärtom på grund av residualsänningarna, d.v.s. mantelmotståndet blir mindre eftersom spetsen redan är utsatt för en uppåtriktad kraft, se Figur 3.6. Det är viktigt att poängtera att inverkan av residualsänningarna inte har någon påverkan på den totala bärförmågan, vare sig i tryck eller drag. Den påverkar endast fördelningen mellan spetsen och manteln och fördelningen längs manteln.



Figur 3.5. Inverkan av residualsänning på en pålens styvhet, Poulos (1987).

Figur 3.6.
Residualspänning
vid dragbelastning.



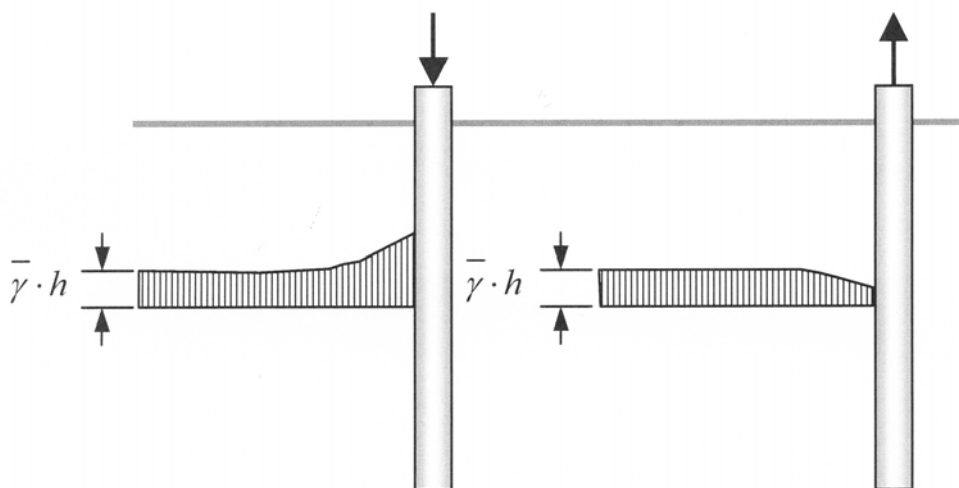
3.2.3 Skillnad mellan drag- och tryckbelastning

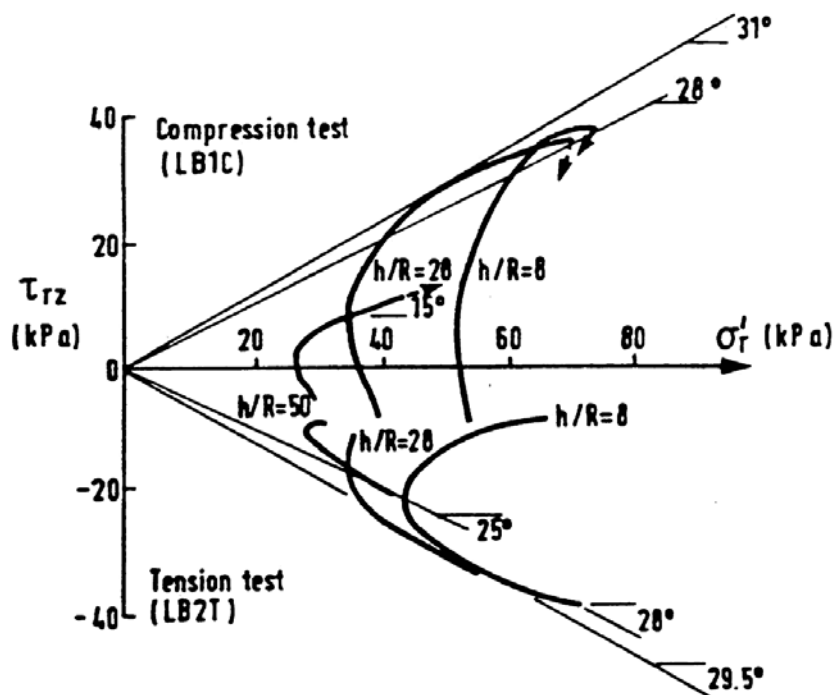
Vid tryckbelastning av en påle kommer mantelmotståndet att medföra en ökning av den vertikala effektivspänningen (överlagringsstrycket) kring pålen. Detta medför också en ökning av den horisontella spänningen vinkelrätt mot mantelytan. Vid dragbelastning kommer däremot mantelmotståndet som utvecklas att medföra en minskning av överlagringsstrycket, se Figur 3.7.

Den relativa ökningen eller minskningen av överlagringsstrycket orsakad av det mobiliserade mantelmotståndet när pålen belastas beror främst på råheten hos mantelytan och på slankhetstalet, L/d .

Figur 3.8, illustrerar utvecklingen av skjuvspänning och radiell spänning i friktionsmaterialet vid kontaktytan mot pålen under både tryck- och dragbelastning. Spänningsvägarna för tryckbelastade pålar visar en ökning i den effektiva radiella spänningen. Dessutom visar figuren att skjuvspänningen för tryckbelastade pålar ändrar riktning från att vara nedåtriktad (negativt värde på grund av residualspänningar) till att blir uppåtriktad under belastning. Vid belastningen kommer sedan skjuvspänningen först att reduceras till noll och vid fortsatt belastning kommer positiva skjuvspänningar att utvecklas fram till brott. Som framgår i figuren minskar först den radiella spänningen för dragbelastade pålar för att sedan börja öka igen innan den når brott. Denna minskning är något större för pålar i drag än i tryck.

Figur 3.7.
Fördelning av överlagringstryck runt en påle, Broms & Silberman (1964).





Figur 3.8. Skjuvspänning plottad mot radiell effektivspänning (σ'_r) under drag- och tryckbelastningar, Lehane et al (1993).

3.3 BÄRFÖRMÅGETILLVÄXT MED TIDEN

3.3.1 Allmänt

En förståelse varför friktionspålar uppvisar en bärförmågetillväxt med tiden är lika viktig som varför konsolidering leder till en ökad bärförmåga hos kohesionspålar. Förstår man mekanismen kring bärförmågetillväxt har man också en övergripande förståelse kring funktion och beteende hos friktionspålar i allmänhet.

En tidigare förklaring för tidsberoende bärförmågetillväxt hos friktionspålar är att tillväxten antas bero på en utjämning av det från neddrivningen genererade porövertrycket. Förklaringen återges oftast i äldre geoteknisk facklitteratur. Det skulle det alltså vara själva portrycksutjämningen som leder till en gradvis ökning av effektivspänningen i jorden kring pålen och följaktligen en ökad bärförmåga. Detta är dock en felaktig förklaring.

Utförda mätningar på senare år visar istället att portrycket huvudsakligen byggs upp kring spetsen, samtidigt som porövertrycket en bit upp längs manteln till största delen redan hunnit utjämnats. I exempelvis en siltig sand kan man räkna med att denna utjämning sker redan inom ett fåtal minuter. I det här avsnittet redogörs den bakomliggande orsaken till varför

pålar i friktionsjord uppvisar en så kraftig tidsberoende bärförmågetillväxt efter avslutad slagning och varför den i första hand sker längs manteln.

3.3.2 Erfarenheter av bärförmågetillväxt hos friktionspålar

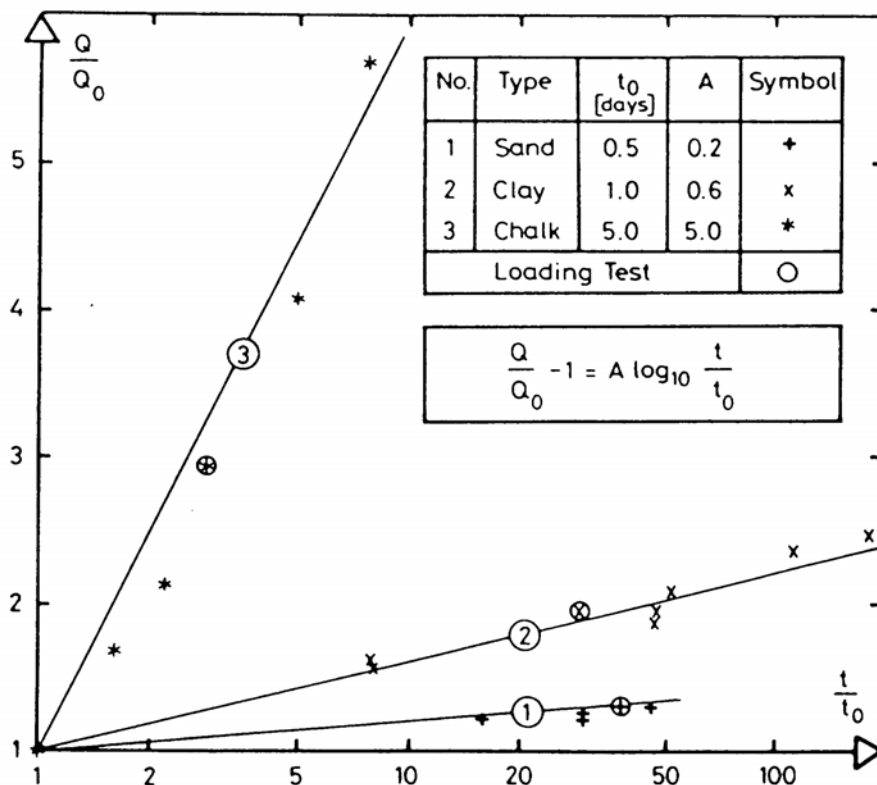
Tavenas & Audy redogjorde redan 1972 för ett fall med friktionspålar i sand där konstaterades att långtidstillväxten av bärförmågan inte kan ha berott enbart på portrycksförändringar. Någon djupare förklaring gavs inte till tillväxten annat än att det borde vara frågan om förändringar i jordstrukturen. Baserat på tre praktikfall med statiska och dynamiska provbelastningar med slagna pålar i sand, lera och kalkhaltig jord (se figur 3.9) presenterade Skov & Denver (1988) ett linjärt uttryck mellan bärförmågetillväxten och tidslogaritmen enligt:

$$\frac{Q}{Q_0} = 1 + A \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \quad (3.1)$$

där

Q_0 och Q är pålens bärförmåga vid motsvarande tid i dygn efter avslutad drivning, t_0 respektive t . A är tillväxtfaktorn och motsvarar den relativa ökningen i bärförmåga per tidslogcykel.

Figur 3.9.
Bärförmågetillväxt för
tre praktikfall enligt
Skov & Denver (1988).



Erfarenheter från ett stort antal projekt har i stort sett verifierat att bärförmågan ökar rätlinjigt i friktionsjord med tidslogaritmen enligt ekvationen ovan (se bl.a. Fellenius, 1989 och York et al, 1994 m.fl.). Hur länge denna bärförmågeökning kan pågå vet man ännu inte speciellt mycket om. Indikationer finns dock att bärförmågetillväxt i sand kan pågå i flera år. I figur 3.10 redovisas ett antal praktikfall med statiska och dynamiska provbelastningar. För flera av praktikfallen gäller svenska geologiska förhållanden (glaciala avlagringar). Värt att notera är att medelvärdet på bärförmågetillväxten ligger på ca 35 % per logcykel ($A = 0,35$) och nästan alla mätdata hamnar inom intervallet 10 – 60 % ($A = 0,10 - 0,60$). Dessa data avser alltså en ökning av den totala bärförmågan. Eftersom bärförmågetillväxten huvudsakligen hänförs till manteln så kan den procentuella manteltillväxten generellt förväntas vara något större än de i figuren redovisade värdena.

I tabell 3.1 redovisas förslag på tillväxtfaktorn A enligt ekvation 3.1 för huvudsakligen mantelbärande pålar i olika typer av friktionsjord. Värdena skall betraktas som uppskattningar och är baserade på författarnas erfarenheter och information från tillgänglig litteratur i ämnet. Den generella trenden är att tillväxtfaktorn ökar med minskande kornstorlek och de-

sto mer välgraderad jorden blir (dvs när antalet interpartikulära kornkontakter ökar).

Tabell 3.1. Förslag till val av tillväxtfaktor A för bärförmågetillväxt.

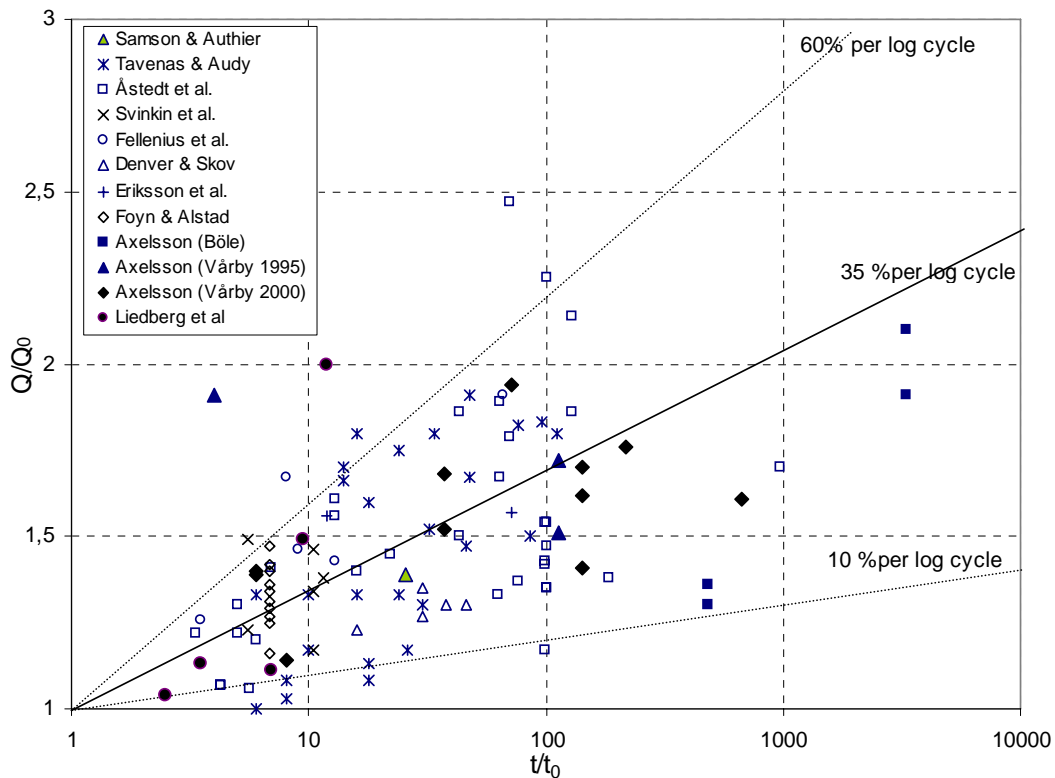
Jordart	Tillväxtfaktor A
Silt	0,5
Siltig sand, finsand	0,4
Sand	0,3
Grusig sand, grovsand	0,2

3.3.3 Hållfasthetstillväxt hos friktionsjord (jordåldring)

En friktionsjord uppvisar över tiden normalt en hållfasthets- och modulökning som inte kan härledas till någon direkt motsvarande ökning i lagringstäthet eller friktionsvinkel.

Detta fenomen brukar benämnas jordåldring. Även om detta idag betraktas som en grundläggande egenskap hos friktionsjord var det först under 1990-talet som forskningsvärlden började få en djupare förståelse för den bakomliggande processen.

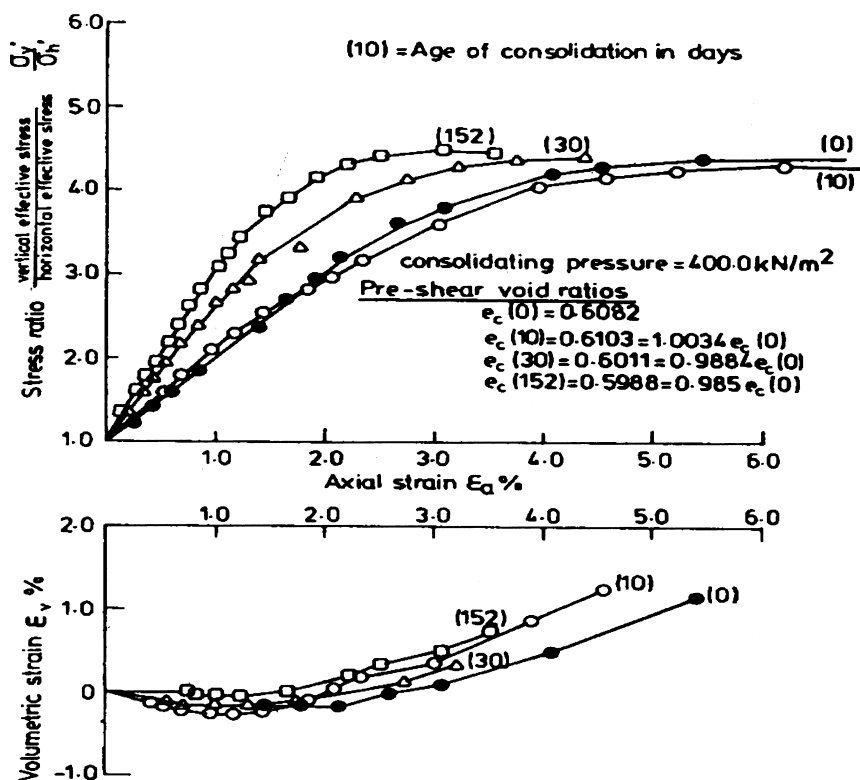
Labbförsök av bl.a. Affifi & Woods (1978) och Andersson & Stokoe (1978) på **torr sand** visade endast små åldringseffekter. Det noterades att modulökningen var rätlinjig mot tidslogaritmen, men ökningen var endast ca 2 % i



Figur 3.10. Sammanställning över olika fall med bärför-mågetillväxt i friktions-jord.

sand och ca 5 % i silt, per logcykel. Labbför-sök av Daramola (1980) visade däremot en mycket stor ökning av modulen mellan 0 – 152 dagar hos en **vattenmättad sand** som varit utsatt för ett konsolideringstryck på 400 kPa. Modulen visade sig öka med hela 50 % per logcykel och sanden uppvisade också en tilltagande dilatation över tiden, se figur 3.11.

Mitchell och Solymar (1984) observerade vid fältförsök med vibropackning och sprängning hur sonderingsmotståndet ökade med tiden i sand efter utfört packningsarbete. De förklarade fenomenet med att en cementering av korn-kontaktyorna måste ha skett. Baserat bl på labbförsök, presenterade både Mesri et al (1990) och Schmertmann (1991) en annan

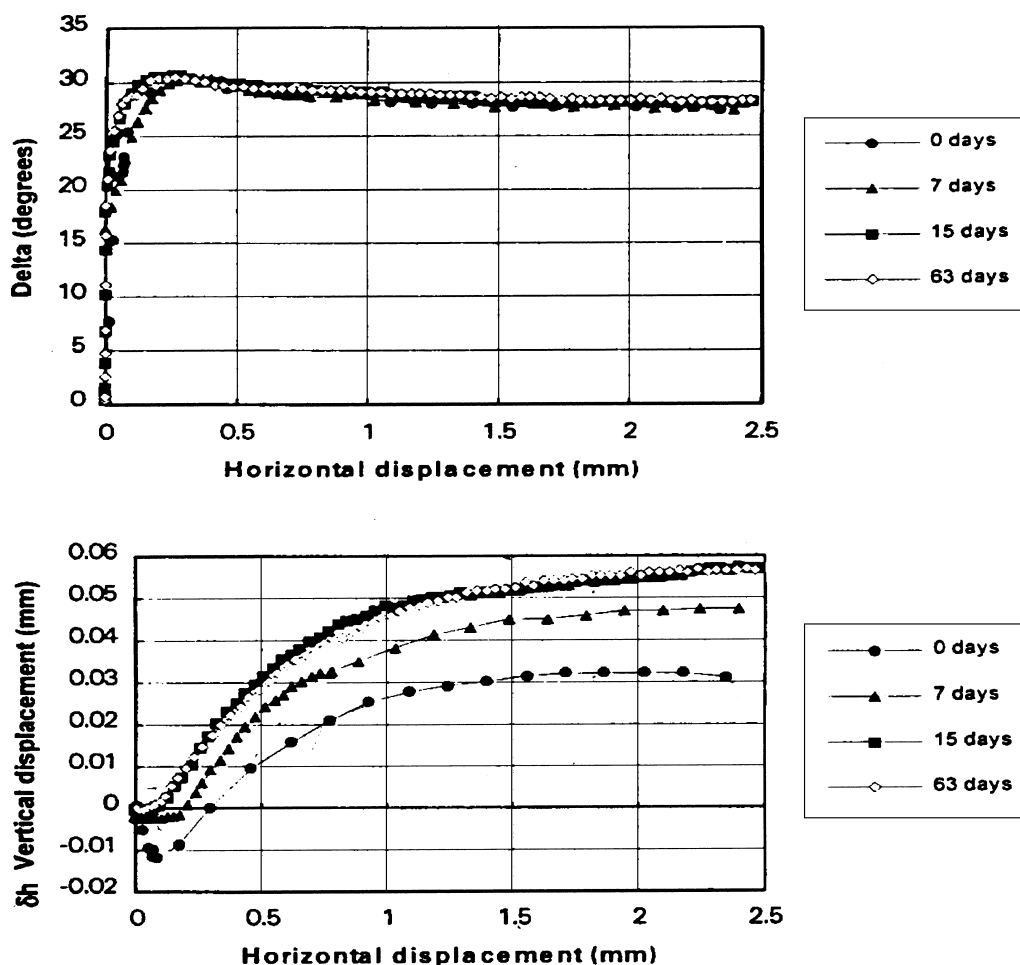


Figur 3.11. Åldringsförsök på vattenmättad sand enligt Daramola (1980).

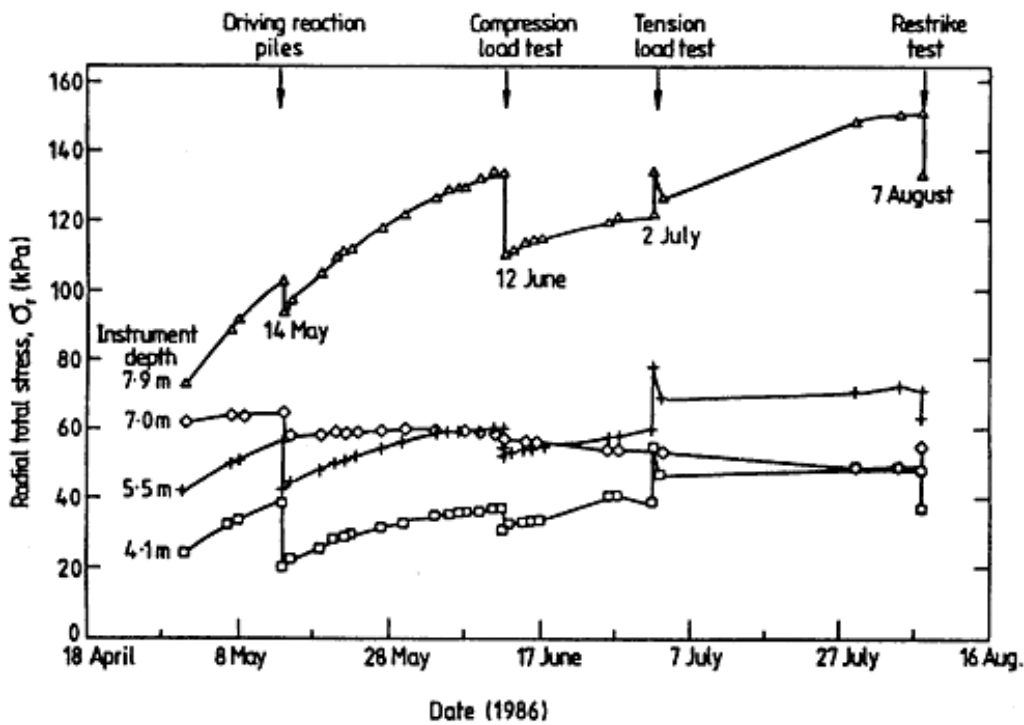
hypotes kring tidsberoende hållfasthetstillväxt och modulökning för sand. Hållfasthetstillväxten förklaras istället bero på en makrolåsning mellan jordpartiklarna och en mikrolåsning mellan jordpartiklarnas ytråheter. Den bakomliggande processen som skapar dessa gradvisa låsningar förklaras vara spänningsomlagringar i jorden, orsakade av en krypliknande process. Schmertmann poängterar dock att cementering visserligen förekommer men bidrar bara till en liten del av den totala hållfasthetstillväxten, i alla fall under den tidsperiod som är intressant ur ett byggnadstekniskt perspektiv, vilket oftast är mindre än ett år. I dag verkar denna förklaring vara den som är den troligaste. Chow (1997) visade, vilket är intressant ur pålningssynpunkt, på tydliga åldringseffekter vid skjuvförsök mellan sandblästrat stål och fast lagrad vattenmättad sand. Speciellt tydlig var ökningen av dilatationen, δ_h , som var nästan 100 %, från ca 0,03 mm till nästan 0,06 mm mellan 0 – 63 dagar, se figur 3.12. Däremot var de tidsberoende förändringarna hos friktionsvinkeln, δ , i kontaktytan mellan sand och stål, mycket liten.

3.3.4 Bakomliggande mekanismer Spänningsrelaxation i omgivande jordvalv (krypning)

Ng (1988) utförde fullskaleförsök på slagna betongpålar, instrumenterade med jordtrycks-celler längs manteln som provbelastades vid olika tidpunkter. Resultat från dessa försök presenteras i figur 3.11, som tydligt visar hur jordtrycket (totalspänningen) ökar mot pålen på grund av en gradvis kollaps av omgivande spänningsvalv dvs spänningsrelaxation, orsakad av en krypliknande process. Vidare kan man se en tendens till att dessa krypningseffekter ökar med djupet. Figuren visar också vilken inverkan en slagning av mothållspålar och statiska provbelastningar (drag och tryck) samt efterslagning har på jordtrycket. I det här fallet leder en provbelastning i tryck efter avslutad belastning till en omedelbar reduktion av horisontaltrycket. Jordtrycket fortsätter däremot direkt efter en avslutad provbelastning att öka igen som vanligt. Även Ekström (1985) redovisar en ökning av horisontaltrycket mot slagna betongpålar i friktionsjord. I det fallet skedde en kontinuerlig ökning under hela mätperioden om 600 dygn efter det att lasten från bron påförts.



Figur 3.12.
Skjuvförsök mellan stål
och sand vid olika tid-
punkter enligt Chow
(1997).



Figur 3.13. Mätning av radiellt jordtryck mot en slagen betongpåle i sand, Ng (1988).

Axelsson (1998) visade från liknande långtidsmätningar på slagna instrumenterade betongpålar att jordtrycket på en viss punkt på mantelytan ökar rätlinjigt med tidslogaritmen. Ingen tendens till avvikelser från denna trend kunde noteras under hela mätperioden som varade ca 2,5 månader. Försöken visade att ökningen i normalspänning mot pålens mantelyta, $\Delta\sigma'_{rc}$, var en funktion av den vertikala in-situ spänningen (σ'_{v0}), dvs djupet under markytan, enligt följande uttryck:

$$\Delta\sigma'_{rc} = a \cdot (\sigma'_{v0})^b \cdot \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) \quad (3.2)$$

där

a och b är positiva konstanter

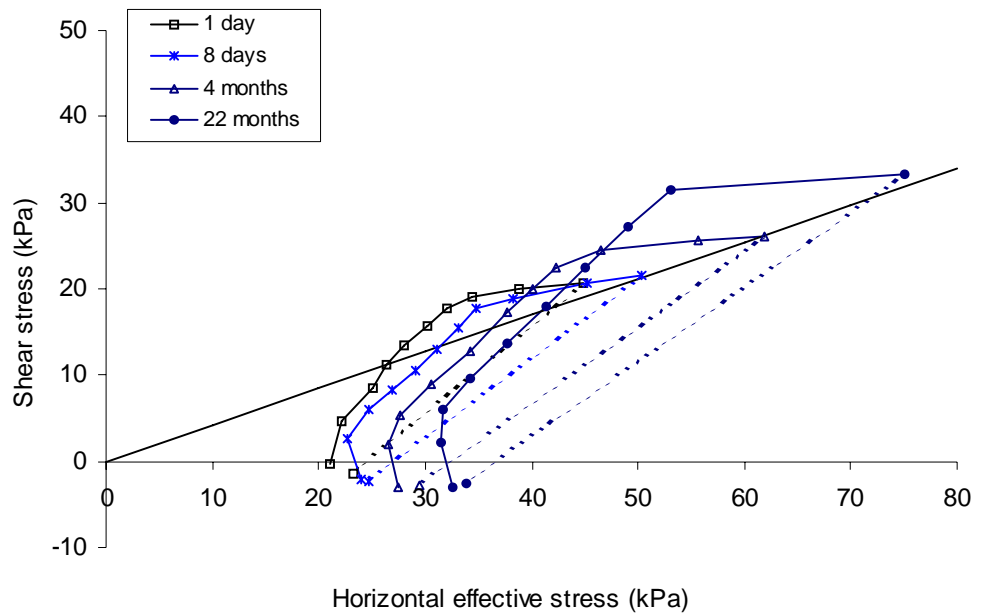
t_1 och t_2 är tider efter avslutad nedslagning (dygn)

I uttrycket är konstanten b positiv, vilket innebär att jordtrycksökningen sker snabbare på större djup. Axelsson (1998) redovisar för en 12 m lång påle, i huvudsakligen medelfast lagrad siltig sand, att faktorn b kan bli så hög som 2.

Förhindrad dilatation

Lehane et al (1993) visade från omfattande försök på instrumenterade pålar att förhindrad dilatation har en mycket stor inverkan på en påles bärförmåga, se figur 3.6. Axelsson (2000b) utförde fullskaleförsök med provbelastningar vid olika tidpunkter på pålar instrumenterade för mätning av jordtrycket längs mantelytan. Resultaten visade att förhindrad dilatation kan generera stora öknings av jordtrycket mot pålen när denna belastas. Ökningen kan till och med vara större än den bärförmågetillväxt som är en direkt följd av en ökad normalspänning mot manteln orsakad av en spänningsrelaxation i omgivande jord. I figur 3.14 redovisas resultat från dessa provbelastningar i form av olika spänningssvårar för en påle i vilotillstånd, under belastning och sedan avlastning, vid flera olika tidpunkter. Här syns tydligt att ökningen av horisontal-spänningen (normalspänningen) mot pålen på grund av dilatation, $\Delta\sigma'_{rd}$, är relativt stor jämfört med horisontal-spänningen mot pålen när den är obelastad.

Figur 3.14.
Horisontaltryckets förändring under provbelastning till brott av en friktionspåle i sand. Provbelastningarna utfördes vid olika tidpunkter, Axelsson (2000b)



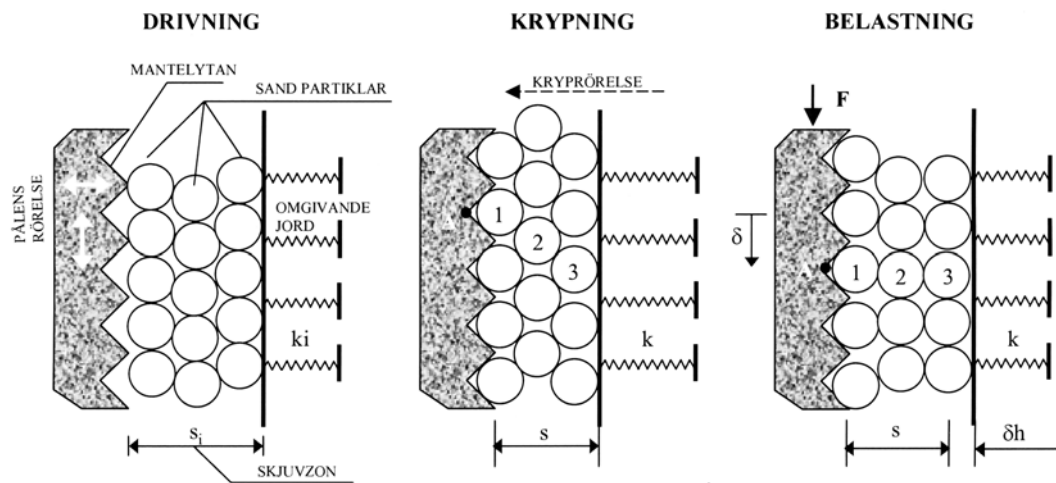
3.3.5 Förklaringsmodell för bärförmågetillväxt

Axelsson (2000b, 2002) presenterade en förklaringsmodell för bärförmågetillväxt hos slagna pålar i friktionsjord som baseras på ovanstående forskning rörande dilatation och spänningsrelaxation, (krypning) se figur 3.15:

1. Vid neddrivningen pålen pressas jorden åt sidan. Vidare gör olika dynamiska effekter, såsom sidoutböjning och tvärkontraktion orsakad av stötvågen genom pålen, att ett spänningsvalv gradvis byggs upp kring pålen, med höga tangentiella spänningar och låga normalspänningar (se figur 2.11 i avsnitt 2.5.5).

2. Efter avslutad slagning bryts jordvalvet runt pålen gradvis ner med tiden på grund av spänningsomlagringar orsakade av en krypklivande process (spänningsrelaxation). Detta leder till en direkt ökning av normalspänningen mot pålen. Denna process kan man räkna med pågår under lång tid, flera månader eller till och med år, fast med avtagande tendens.
3. Som en följd av krypprocessen börjar samtidigt en gradvis sammanlänkning (låsning) mellan jordpartiklarna och deras ytråheter, samt mellan jordpartiklarna och pålens ytråhet. Denna process brukar också benämnas jordåldring och leder till ett ökat dilatant beteende och styvhet hos jorden.

Figur 3.15.
Förklaringsmodell för bärförmågetillväxt hos slagna friktionspålar, efter (Axelsson 2000b).



4. Vid belastning av pålen kommer effekten av s k förhindrad dilatation att generera förhöjda normalspänningar mot pålen. Kavitationsteori kan t ex användas för att uppskatta storleken på denna ökning av normalspänning (se ekvation 4.35 i avsnitt 4.2.4). Även när pålen är belastad fortgår krypprocessen enligt punkt 2 och 3.

I denna konceptuella modell utgör alltså kavitationsteorin (i en elastisk jordmassa) en teoretisk bas till att förklara förändringar i spänningar mot pålen under belastning och i förlängningen också en förklaring till fenomenet med bärförmågetillväxt. Spänningsrelaxation (krypning) i jordvalvet kring pålen och tidsberoende förändringar i dilatation och styvhet är alltså starkt förknippade med varandra. Triaxiella krypförsök utförda av Bowman & Soga (2005) bekräftar att det är en kombination av kinematisk förhindrad dilatation och jordåldring som ligger bakom bärförmågetillväxt i friktionsjord.

De grundläggande förutsättningarna för modellen är:

1. Pålen är en slagen massundanträngande påle (tillräcklig störning av jorden så att ett spänningsvalv runt pålen bildas och kryppningseffekter kan ske).
2. Jorden ska uppvisa dilatanta egenskaper vid belastning (friktionsjord).
3. Pålen har en tillräckligt grov yta och jordpartiklarna har en sådan storlek att en sammanlänkning mellan pålens ytråhet och jordpartiklarna kan ske.

Erfarenheter har visat att samtliga dessa förutsättningar uppfylls vid slagning av vanliga betongpålar och stålpålar i en normal- till välgraderad friktionsjord med huvudfraktionen varierande från silt till grus.

3.4 PÅLAR I GRUPP

3.4.1 Konsekvenser av slagning av pålar i grupp

Vid slagning av pålar i grupp i en lös sand kommer jorden runt om och mellan pålarna att packas. Om centrumavståndet mellan pålarna är mindre än ca 6 gånger påldiametern kan man räkna med att bärförmågan för hela pålgruppen kommer att bli större än summan av de enskilda pålarnas bärförmåga, se figur 4.21 (avsnitt 4.2.5). Om slagningen sker i en mycket fast lagrad sand blir jorden kring pålarna lösare lagrad och detta kan medföra en reduktion av gruppens bärförmåga i jämförelse med summan av de enskilda pålarna. Graden av packning beror i huvudsak på jordens initiella

spänningar och pålens dimension.

I vissa fall kan slagning av pålar i grupp bli ett problem. Vid slagning av den första pålen kommer jorden kring pålen att packas och det kan medföra att neddrivningen av efterföljande pålar försvåras. Problemet med packning och massundanträngning kan reduceras genom användning av öppna stålrörspålar eller stålprofil pålar (t ex HEB-balkar i kohesionspålarna). Men detta är inte alltid praktiskt eller ekonomiskt. Att driva ned pålarna växelvis är ofta en bättre lösning. En annan viktig aspekt är att slagningsordningen hos gruppålar kan påverka pålgruppens och de enskilda pålarnas bärförmåga samt inverka på drivningsmotståndet. Slagning av pålar utifrån och in mot pålgruppens centrum kan försvåra neddrivningen, men samtidigt ge en större ökning av pålgruppens bärförmåga. Slagningen som sker inifrån pålgruppens centrum och ut kan ge ett mindre slagningsarbete, men då på bekostnad av lägre bärförmåga.

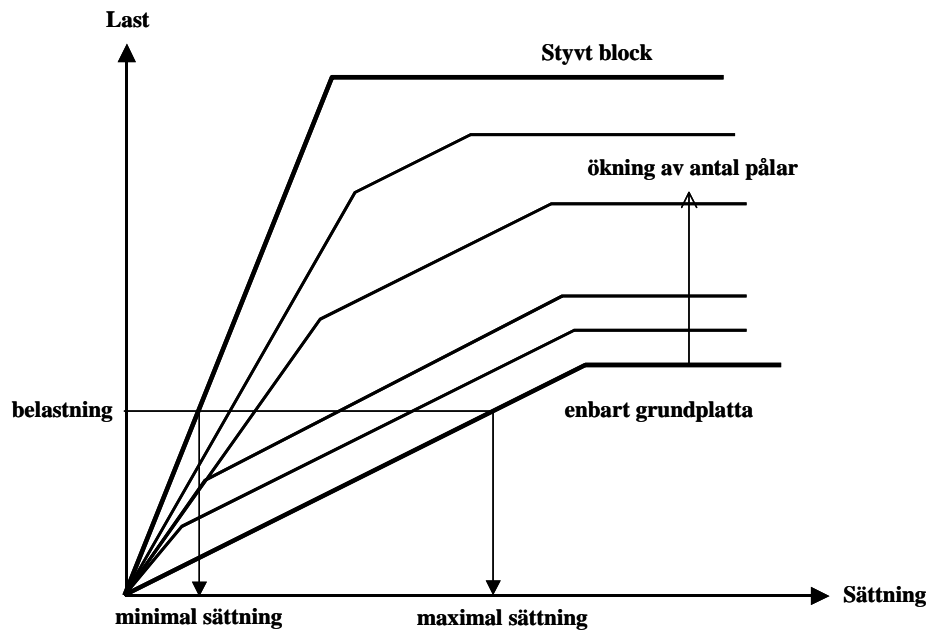
3.4.2 Samverkansgrundläggning

En grundläggning där både grundplattan och pålarna är verksamma både bärighets- och sättningssättningen benämns samverkansgrundläggning. Grundläggning med endast grundplatta är en mycket lämplig metod om den underliggande jorden är tillräckligt bärkraftig och ej känslig för sättningar. Om så inte är fallet kan pålar ändå användas tillsammans med grundplattan för att reducera sättningar. Det är speciellt användbart vid risk för stora differentialsättningar.

Poulos och Davis (1980) visade att endast ett fåtal pålar behövs för att minska sättningen till en acceptabel nivå. Vid en ökning av antalet pålar, över en viss gräns, får man endast en marginell reduktion av sättningarna se Figur 3.16. De viktigaste faktorerna vid dimensionering av en grundplatta på friktionspålar är plattans styvhet, pållängd, pålplacering och antal pålar. När systemets totala styvhet är liten och sättningen är stor har en ytterligare ökning av antalet pålar större inverkan på sättningens storlek än i det omvända fallet.

Traditionellt dimensioneras friktionspålar med relativt stor totalsäkerhet, se avsnitt 4.3. Om pålarna i grundläggningssystemet däremot betraktas som jordarmering eller endast som sättningsreducerande, kan den geotekniska bärförmågan mobiliseras nästan fullt ut, vilket ger en mer ekonomisk lösning. Randolph och Clanvy (1993) föreslog att en mer ekonomisk design kan uppnås för en grundplatta med

Figur 3.16.
Principiellt samband mellan last och sättning för en grundplatta med olika mängd pålar (Poulos & Davis, 1980).



sättningsreducerande pålar genom att utnyttja 80 % av pålarnas geotekniska bärförmåga som dimensionerande lasteffekt. Den övriga lasten fördelas till jorden via plattan.

Vid samverkansgrundläggning kommer jorden närmast under plattan att påverka den övre delen av pålarna med en negativ mantelfriktion. Detta medför att maximal axial belastning på pålarna kommer att inträffa en bit nedanför påltoppen. Pålarna kan därför behöva dimensioneras för en större last än vad den beräkningsmässiga fördelningen mellan pålar och platta visar. För att reducera den axiella lasten i pålarna kan man koppla isär pålarna från grundplattan (så att de inte är i direkt kontakt med plattan) dvs pålarna kan betraktas snarare som jordarmering än som en del av byggnadskonstruktionen.

4. Dimensionering av axialbelastade friktionspålar

4.1. BERÄKNING AV LAST-DEFORMATIONSSAMBAND

4.1.1 Last-deformationssamband för en enskild påle

Inledning

Det verkliga last-deformationssambandet (sättningen) för en enskild påle är relativt komplicerat att beskriva varför förenklade matematiska modeller används för att lösa problemet. Några av de modeller som förekommer är exponentiell-kurvmodell, deformationsmjuknande lastfördelningsmodell, hyperbolisk elasto-plastisk modell, samt bilinjär deformationshårdnande modell.

Last-deformationssambandet för en enskild påle är en funktion av flera faktorer, såsom den relativa rörelsen mellan påle och jord, jordens egenskaper längs manteln och vid spetsen, pålens egenskaper samt jordlagerföljden.

Metoderna för beräkning av en enskild påles sättning kan delas upp i tre kategorier:

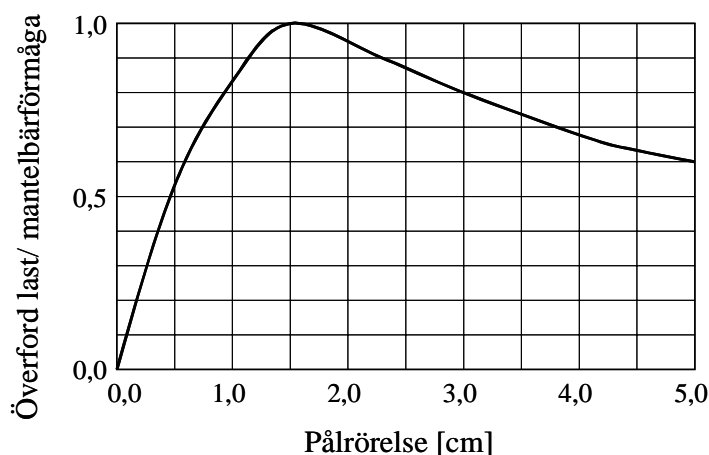
1. Metoder baserad på en antagen eller bestämd lastfördelning mellan påle och jord. Dessa metoder är relativt omständliga och kommer endast att beskrivas i korthet.
2. Metoder baserade på elasticitetsteori. Två metoder kommer att redovisas här. Den ena är Poulos & Davis metod, den andra är

Randolph & Flemings metod. Poulos & Davis har presenterat ett antal diagram som underlättar sättningsberäkning hos en enskild påle. Randolph & Flemings metod, som är en analytisk metod, kan implementeras i ett kalkylblad eller annat beräkningsprogram.

3. Numeriska metoder, t ex FEM. Dessa är lämpliga för komplicerade geometrier och geotekniska förhållanden. Problem kan modelleras med tvådimensionella- eller tredimensionella geometriska modeller. Metoderna kräver dock både mycket tid och god kännedom om jordens materialparametrar.

Metoder baserade lastöverföringen mellan påle och jord (t-z.metoder)

En metod baserad på en antagen eller bestämd lastfördelning utefter pålens mantel presenterades av Coyle & Reese (1968). Metoden baseras på antagandet att rörelsen hos en punkt på pålen endast beror av skjuvspänningen vid just den punkten och inte påverkas av den övriga spänningsbilden kring pålen (metodiken är analog med bäddmodulteori). Nödvändiga indata på jordegenskaperna är kurvfunktioner för kvoten mellan överförd last till jorden och lokal mantelbärförmåga som funktion av pålens rörelse, se Figur 4.1. Dessa egenskaper har bestämts från fältförsök på instrumenterade pålar eller modellförsök på minipålar i



Figur 4.1. Principbild över kvoten mellan överförd last till jorden och lokal mantelbärförmåga som funktion av pålens rörelse vid en specifik punkt på manteln.

laboratoriet. I analysen delas pålen in i ett antal segment. Efter ett antal iterationer erhålls lasten vid pålspetsen och längs varje segment, tillsammans med den orsakade rörelsen vid pålspetsen och vid segmentens mitt. Eftersom metoden är relativt omständlig redovisas den inte här.

I handboken Pålgrundläggning redovisas en liknande metod enligt Vesic (1975) som bygger på en antagen fördelning av den mobiliserade skjuvspänningen utefter pålens mantelyta.

Dessa metoder är likvärdiga med den som används i CAPWAP för att beräkna en simulerad statisk last-deformationskurva, se avsnitt 5.2.3.

Metoder baserade på elasticitetsteori

För dessa metoder förutsätts vanligtvis att jorden är ett linjärt elasto-plastiskt material (konstant elasticitetsmodul upp till brott). För de flesta av dessa metoder delas pålen in i ett antal enhetligt belastade element där kompatibilitet eftersträvas mellan pålen och omgivande jord för varje element.

Jordens rörelse beräknas i de flesta fall enligt Mindlins (1936) lösning, vilken beskriver rörelser orsakade av en punktlast i ett halvoändligt elastiskt medium. Skillnaden mellan metoderna ligger i hur lastfördelningen längs pålen antas. Den grundläggande lösningen för en enskild svävande påle kan modifieras för att ta hänsyn till icke-homogen jord, ett ändligt medium samt relativ glidning mellan påle och jord. Två metoder kommer att beskrivas i detta avsnitt; Poulos & Davis metod samt Randolph & Flemings metod. Dessa metoder redovisas dessutom som beräkningsexempel i kapitel 7.

Numeriska metoder, FEM

I finita element metoden (FEM) kan hänsyn tas till icke-linjära och tidsberoende last-rörelsesamband. Oftast används två-dimensionella eller axial-symmetriska modeller. Generellt är det bra överensstämmelse mellan resultat baserade FEM och på Mindlins lösning vid laster som närmar sig brottillstånd. Sättningar enligt FEM är generellt större än de som erhålls med metoder baserade på elasticitetsteori eftersom moduler vid små deformationer underskattas och att influensområdet i FEM överskattas. Metoden redovisas som beräkningsexempel i kapitel 7.

Sättning av enskild påle enligt Poulos & Davis (elasticitetsteori)

Sättning hos pålhuvud

Sättningen för en enskild svävande påle i ett homogent elastiskt halvoändligt medium med en konstant elasticitetsmodul och ett konstant Poissons tal, där glidning mellan pålen och jorden är försumbar, kan enligt Poulos & Davis (1980) beräknas enligt följande samband:

$$\delta = \frac{P}{d \cdot E_s} I \quad (4.1)$$

där

δ = sättning hos pålhuvud

P = pållast

E_s = jordens elasticitetsmodul

d = påldiameter

Och influensfaktorn I beräknas enligt:

$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad (4.2)$$

där

I_0 = influensfaktor för oändlig pålstyvhet i icke-kompressibelt halv-oändligt medium

R_k = korrektionsfaktor som tar hänsyn till pålens styvhet.

R_h = korrektionsfaktor som tar hänsyn till ändligt djup.

R_v = korrektionsfaktor som tar hänsyn till ett Poissons tal ν hos jorden mindre än 0,5.

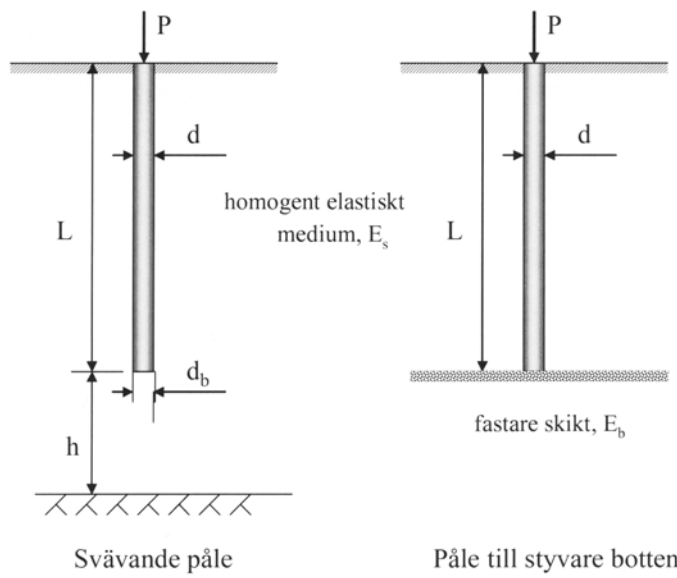
Poulos & Davis (1980) har upprättat ett stort antal diagram för I_0 , R_k , R_h , R_v för beräkning av sättningen hos en enskild påle under olika förutsättningar.

För en spetsbärande påle på ett styvt lager kan pålhuvudets sättning beräknas på liknande sätt som för en svävande påle. Den enda skillnaden är att korrektionsfaktorn för ändligt djup ersätts med en ny faktor som tar hänsyn till den plötsliga styvhetsökningen vid pålspetsen. Korrektionsfaktorn för spetsmodulen, R_b , visas i figur 4.5 för olika slankhetstal L/d .

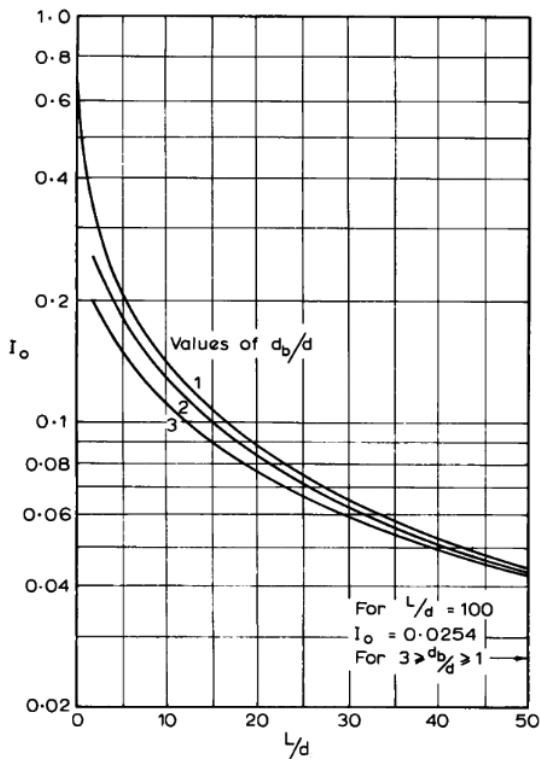
K i Figur 4.4 och 4.5 är definierad i ekvation 4.14

Influensfaktorn I beräknas enligt följande:

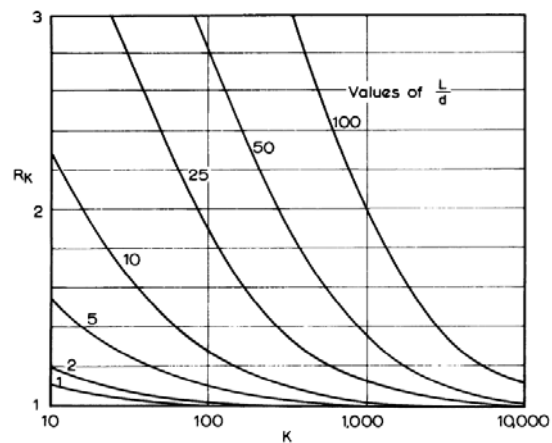
$$I = I_0 \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v \quad (4.3)$$

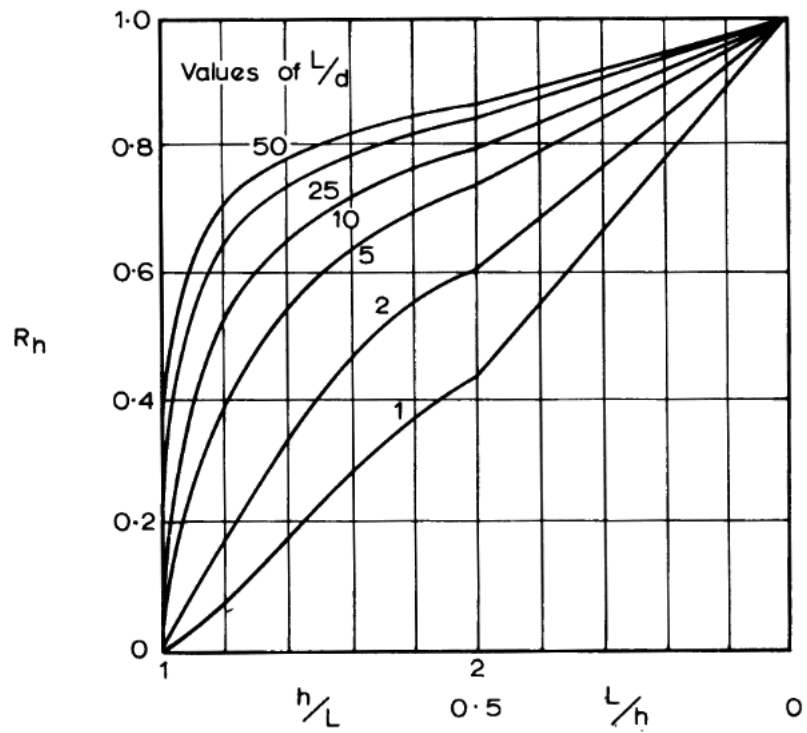


Figur 4.2.
Svävande påle och påle till styvare botten.

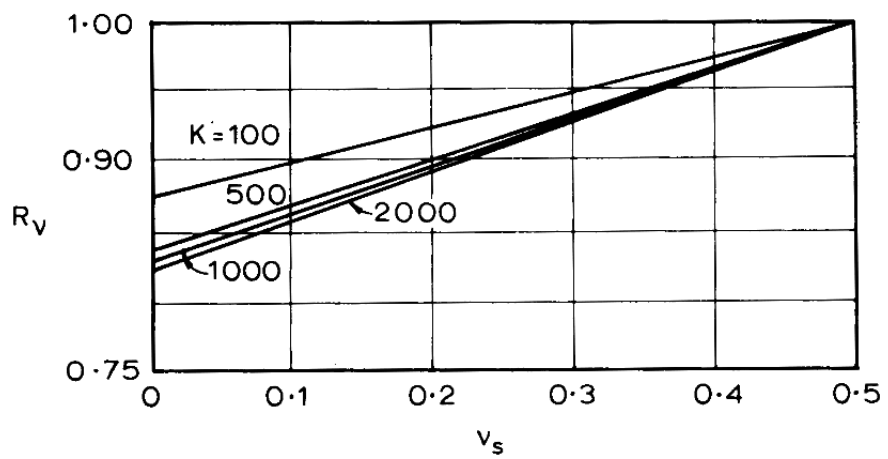


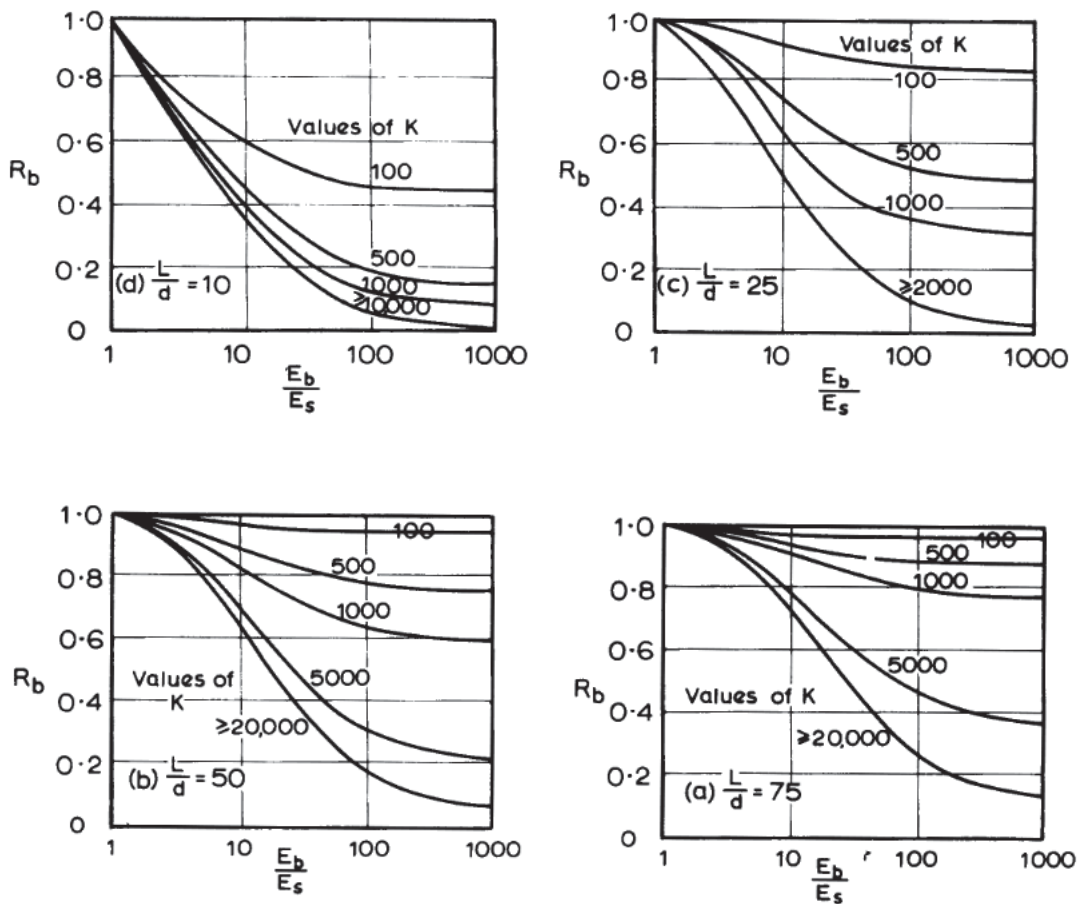
Figur 4.3.
Influens- och korrektionsfaktorer, I_0 och R_k
Poulos & Davis (1980).





Figur 4.4.
 Korrektionsfaktorer, R_h
 och R_v , Poulos & Davis
 (1980)





Figur 4.5. Korrektionsfaktorer för spetsmodul, R_b , för olika L/d . Poulos & Davis (1980)

Sättning av enskild påle enligt Randolph & Fleming (elasticitetsteori)

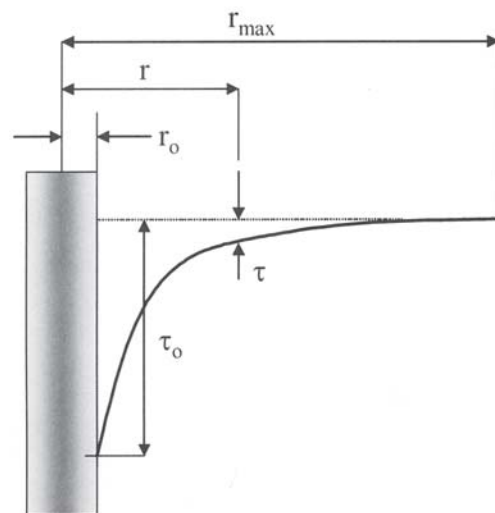
Som beskrevs ovan kan pålens sättning beräknas via ett antal diagram. Fleming et al (1992), presenterade en analytisk lösning som kan användas som alternativ till diagrammen. Lösningen kan förslagsvis användas i Excel, Mathcad eller andra liknande program.

Lastfördelningen till jorden via pålens mantel respektive spets behandlas först separat. Sedan summeras de båda för att få pålens totala sättning.

Sättning vid manteln

Förenklat kan en påle antas vara omgiven av ett antal cylindrar av jord. På randen av varje cylinder verkar en skjuvspänning som generas av den vertikala lasten, se Figur 4.6. För att få vertikal jämvikt måste storleken på skjuvspänningen på den yttre randen av jordcylindern vara omvänt proportionell mot dess yta, dvs:

$$\tau = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{r} \quad (4.4)$$



Figur 4.6. Skjuvspänning i jorden kring en påle.

där

τ_0 = skjuvspänningen längs pålens mantelyta

r_0 = pålens radie

r = jordcylinderns yttre radie

Eftersom skjuvspänningen avtar snabbt med avståndet från pålen är det egentligen bara jorden i närheten av pålen som utsätts för höga spänningar.

Rörelsen hos en punkt på manteln, δ_m , kan skrivas som:

$$\delta_m = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \ln\left(\frac{r_{\max}}{r_0}\right) \text{ eller } \delta_m = \frac{\tau_0 \cdot r_0}{G} \cdot \zeta \quad (4.5)$$

där

τ_{\max} = maximala radien vid vilken rörelsen är försumbar (empiriskt ungefär lika med pällängden).

G = jordens skjuvmodul

ζ = varierar normalt mellan 3 och 5.

Ett medelvärde på 4 är lämpligt att använda.

Den ovanstående ekvationen är speciellt viktig eftersom den bestämmer storleken på den rörelse som krävs för att mobilisera fullt mantelmotstånd. Mantelmotståndet kan därefter beräknas som:

$$\frac{P_m}{\delta_m} = \frac{2 \cdot \pi \cdot L \cdot \bar{G}}{\zeta} \quad (4.6)$$

där

\bar{G} = skjuvmodulens medelvärde utmed mantelytan

Sättning vid pålspetsen

Vid pålspetsen antas en oändligt styv last, P_s , verka på jorden. Spetsrörelsen, δ_s , fås från standardlösningen enligt Timoshenko et al (1982):

$$\delta_s = \frac{P_s \cdot (1-\nu)}{4 \cdot r_s \cdot G_j} \quad (4.7)$$

där

r_s = pålradie vid spetsen

G_j = jordens skjuvmodul vid spetsen

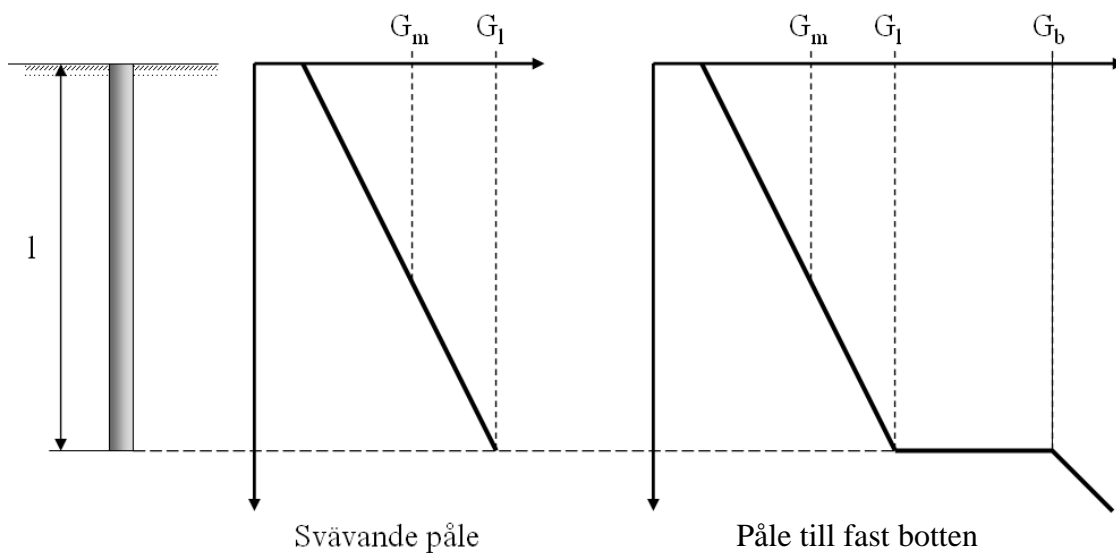
Total sättning

Summering av sättning vid spets och mantel. För en påle med hög axial styvhet blir summan av pålspetsens sättning och sättningen vid manteln ungefär lika stor som sättningen vid pålhuvudet, δ_t . Den totala lasten kan skrivas som:

$$P_t = P_s + P_m = \delta_t \left(\frac{P_s}{\delta_s} + \frac{P_m}{\delta_m} \right) \quad (4.8)$$

Ovanstående uttryck kan skrivas om till:

$$\frac{P_t}{\delta_t} = \frac{4 \cdot r_s \cdot G_s}{(1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \bar{G} \cdot L}{\zeta} \quad (4.9)$$



Figur 4.7.
Definition av olika skjuvmoduler.

Inverkan av pålens elastiska deformation

De flesta pålar kan antas uppvisa en elastisk deformation för den dimensionerande lasten. Den dimensionslösa sättningskvoten kan därför skrivas om enligt följande uttryck:

$$\frac{P_i}{G_L \cdot r_o \cdot \delta_i} = \frac{\frac{4 \cdot \eta}{(1-\nu) \cdot \xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\zeta} \cdot \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \cdot \frac{L}{r_o}}{1 + \frac{4 \cdot \eta}{\pi \cdot \lambda \cdot (1-\nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \cdot \frac{L}{r_o}} \quad (4.10)$$

där

$$\eta = \frac{r_s}{r_o}$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_s}$$

$$\rho = \frac{\bar{G}}{G_L}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L} \quad \text{där } E_p = \text{Pålens styvhet}$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_{\max}}{r_o}\right) \approx 3-5$$

$$\mu l = \sqrt{\frac{2}{\xi \cdot \lambda}} \cdot (L/r_o)$$

Ur ovanstående uttryck finner man två stycken ytterlighetsvärden beroende på pålens slankhetstal, L/r_o . Om L/r_o är mindre än $0,5 \sqrt{E_p/G_L}$ kan pålen betraktas som styv och ovanstående ekvation blir likvärdig med ekvation (4.9). I det andra ytterlighetsfallet när slankhetstalet $L/r_o > 3 \sqrt{E_p/G_L}$ och pålen betraktas som slank, kan ekvationen förenklas approximativt (exakt med $\eta = 1$) till:

$$\frac{P_i}{\delta_i \cdot r_o \cdot G_L} = \lambda \cdot \rho \sqrt{2\lambda/\xi} \quad (4.11)$$

I detta fall är nu sättningskvoten oberoende av pålen längd, vilket innebär att ingen last når ned till pålens spets. Denna ekvation är alltså användbar för långa friktionspålar där en liten andel av lasten når ned till spetsen.

Ekvation (4.10) kan skrivas om för direkt beräkning av sättningen:

$$\delta_i = \frac{P_i}{G_L \cdot r_o} \cdot \frac{1 + \frac{4 \cdot \eta}{\pi \cdot \lambda \cdot (1-\nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \cdot \frac{L}{r_o}}{\frac{4 \cdot \eta}{(1-\nu) \cdot \xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\zeta} \cdot \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \cdot \frac{L}{r_o}} \quad (4.12)$$

4.1.2 Last – rörelsesamband för en pålgrupp

Inledning

Tidigare har redogjorts för enskilda pålar. Pålar placeras sällan på så stort inbördes avstånd att de inte utövar inflytande på varandra. Pålar är ofta på något sätt placerade i grupper. Det finns flera sätt att beräkna sättningen hos pålgrupper. Meyerhof (1959) presenterade ett enkelt sätt att uppskatta sättningen för en fyrkantig pålgrupp i sand. Vidare har ett stort antal numeriska metoder presenterats för beräkning av pålgrupper. Generellt för dessa är att de baseras på en av följande principer för bestämning av last-förskjutningsförhållanden:

- Genom direkt beräkning av hela pålgruppen
- Genom att superponera effekten från de inverkan pålar med hjälp av samverkansfaktorer.

Direkt beräkning sker oftast genom en randelement Metod (BEM) eller Finita-Element Metoden (FEM). Analysen är mycket noggrann men kräver relativt lång beräkningstid. Metoden passar därför bäst för stora och geometriskt komplicerade pålgrupper. Superpositionsprincipen är överlag mer effektiv och rättfram. Numeriska metoder, som BEM eller FEM, används för att ta fram olika samverkansfaktorer. Vi kommer av den anledningen i första hand rikta in oss på metoder baserade på superpositionsprincipen.

Beräkning av sättning hos en pålgrupp bygger på en elastisk samverkan mellan de enskilda pålarna. Responsen hos en enskild påle i pålgruppen brukar presenteras i form av en sättningskvot enligt Poulos och Davis (1980), eller en effektivitetsfaktor enligt Fleming (1992). Detta görs för att kunna modifiera styvheten hos en enskild påle med hänsyn till inverkan av omgivande pålar.

Sättning hos en pålgrupp enligt Meyerhof
För slagna pålar i sand presenterade Meyerhof (1959) följande förhållande mellan sättningen hos en fyrkantig pålgrupp och sättningen hos enskild påle:

$$\frac{\delta_G}{\delta_1} = \frac{\frac{s}{d} \cdot \left(5 - \frac{s}{3 \cdot d}\right)}{\left(1 + \frac{1}{nr}\right)^2} \quad (4.13)$$

där
 s = pålarnas centrumavstånd
 nr = antal pålrader i en fyrkantig pålgrupp

Sättning hos en pålgrupp enligt Poulos & Davis

Precis som för beräkning av sättningen hos en enskild påle presenterar Poulos & Davis (1980), olika dimensioneringsdiagram för olika inverkanse parametrar för beräkning av sättningen hos en pålgrupp.

För två identiska svävande pålar belastade med en identisk belastning definieras samverkansfaktorn som kvoten mellan sättningstillskottet orsakad av närliggande påle och sättningen orsakad av pålens egen belastning.

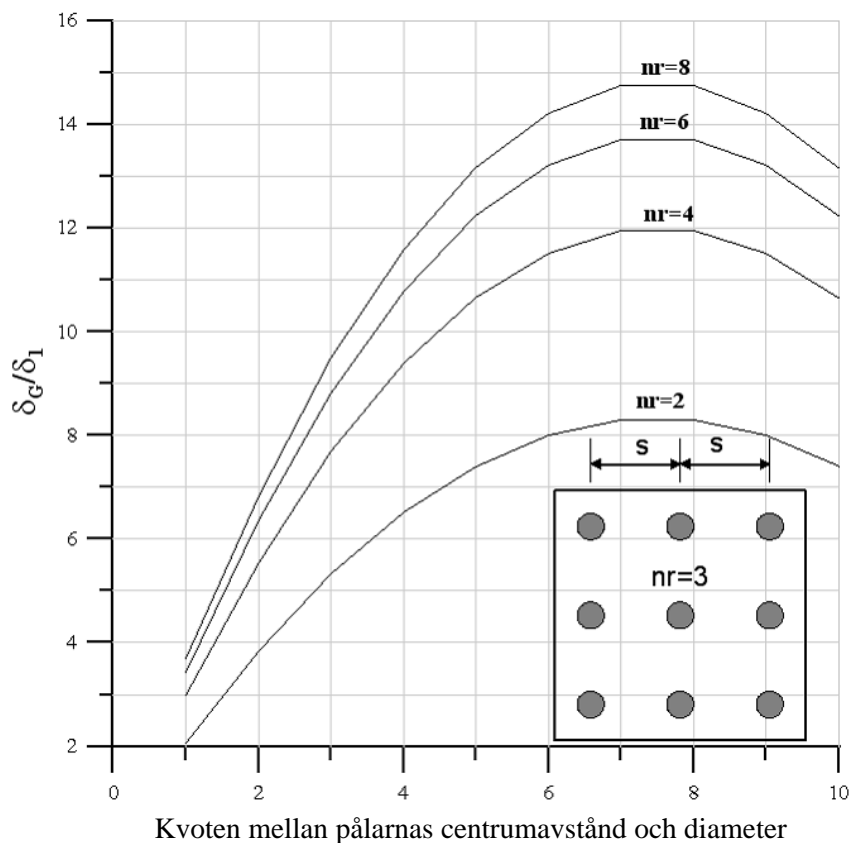
Samverkansfaktorn, α_F , för svävande pålar i homogent halvoändligt medium med $\nu = 0,5$ kan fås från diagram enligt Poulos & Davis (1980). Den presenteras som funktion av pålarnas relativa avstånd, s/d , för olika värden på slankhetstalet L/d och pålstyvheten K , se Figur 4.9.

Pålstyvheten definieras enligt följande:

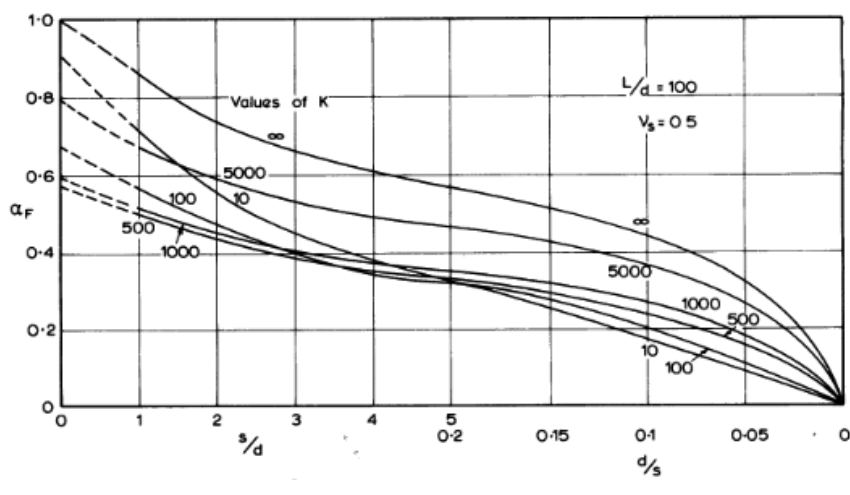
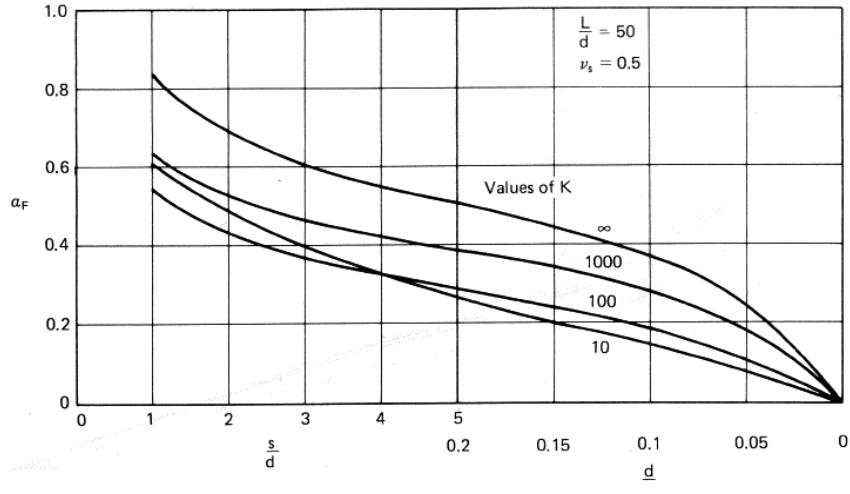
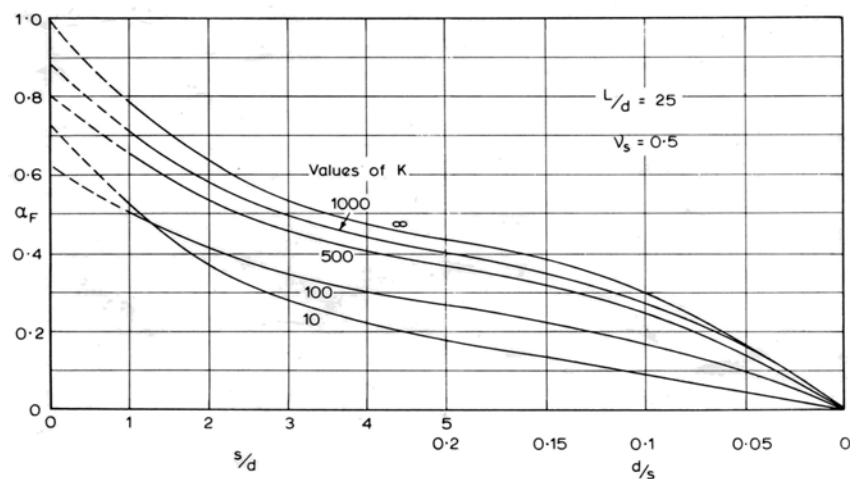
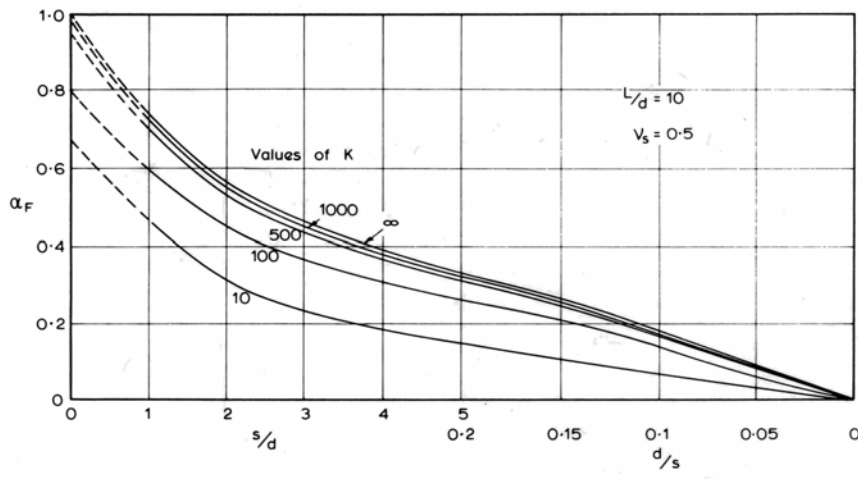
$$K = \frac{E_p \cdot R_A}{E_s} \quad (4.14)$$

där
 E_p = pålens E-modul
 E_s = jordens E-modul
 $R_A = \frac{4 \cdot A_p}{\pi \cdot d^2}$ = Förhållandet mellan pålens effektiva area, A_p , och dess massiva area.
 För en homogen påle är $R_A = 1$
 s = pålavstånd
 L = pållängd
 d = påldiameter

Typiska värden på pålstyvheten K i sand för olika pålmaterial redovisas i Tabell 4.1.



Figur 4.8.
Sättningskvot som funktion av avståndet mellan pålarna, baserad på Meyerhof.



Figur 4.9.
 Samverkansfaktor F ,
 för svävande påle vid
 olika slankhetstal L/d .
 Poulos & Davis (1980).

Tabell 4.1 Typiska värden på pålstyvheten K i sand.

Jordart	Pålmaterial		
	Stål	Betong	Trä
Lös sand	15000	1500	750
Fast sand	5000	500	250

Beräkning av samverkansfaktorn, α_F , är baserad på vissa antaganden som har beskrivits ovan.

Vid andra förutsättningar än vad denna samverkansfaktor är baserad på ansätts olika korrektionsfaktorer på samverkansfaktorerna enligt följande:

- Ändligt medium:

$$\alpha = \alpha_F \cdot N_h \quad (4.15)$$

där

α_F = samverkansfaktor för halvoändligt medium

N_h = korrektionsfaktor ändligt medium

- Poissons tal:

$$\alpha = \alpha_{0,5} \cdot N_v \quad (4.16)$$

där

$\alpha_{0,5}$ = samverkansfaktor för $\nu_s = 0,5$

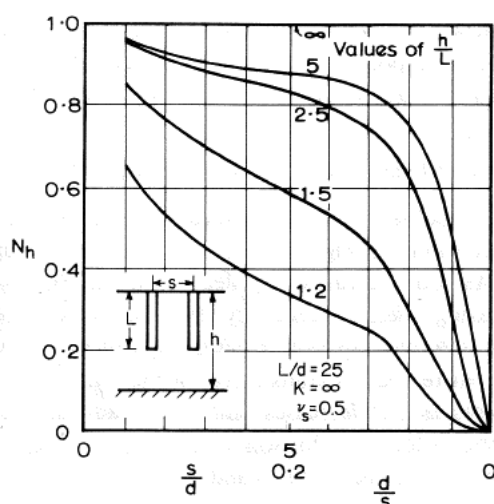
N_v = korrektionsfaktor för Poissons tal, ν_s

Användning av samverkansfaktorerna för homogen jord kommer att övervärdera sätningen något när modulen ökar med djupet. För grupppålar med spetsen på ett styvt men kompressibelt jordlager kommer samverkansfaktorerna ligga mellan den för svävande pålar α_F , vilken tidigare beskrivits, och den för pålar med spetsen på ett inkompressibelt lager, α_E , och definieras enligt:

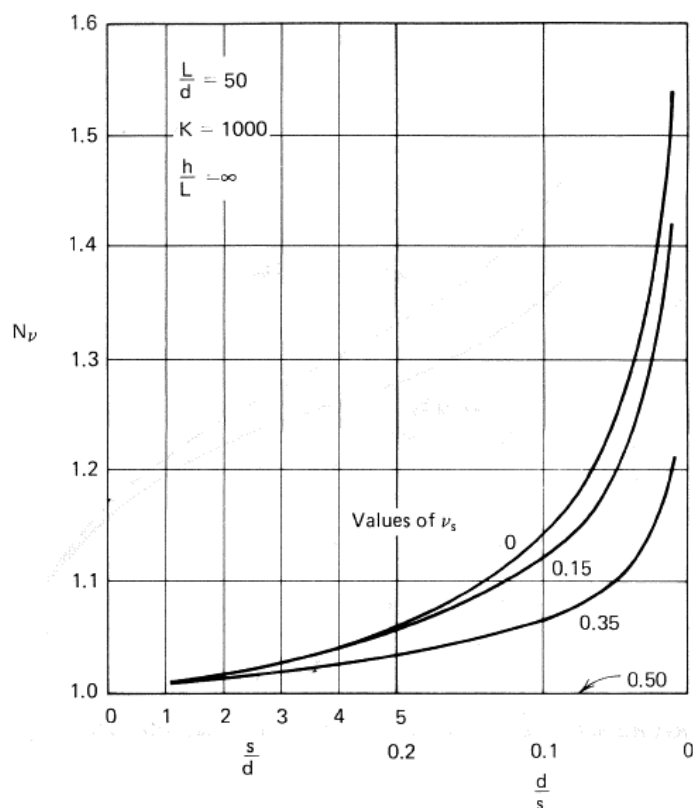
$$\alpha = \alpha_F - F_E (\alpha_F - \alpha_E) \alpha \quad (4.17)$$

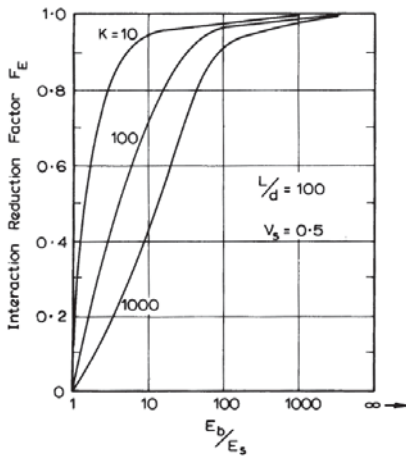
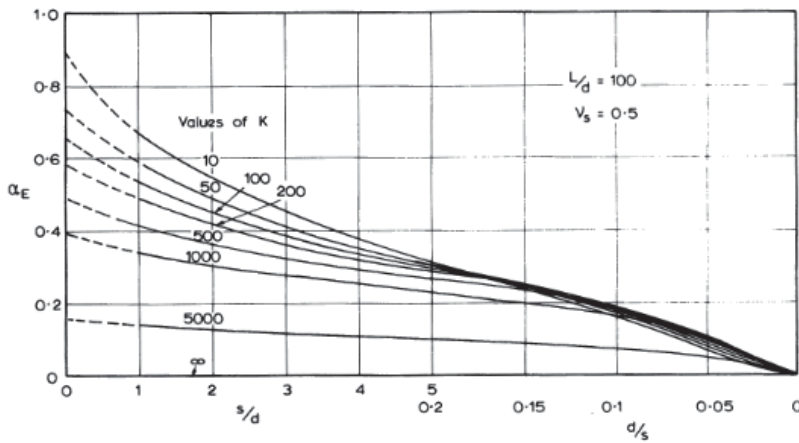
Värdena för F_E och α_E för exempelvis ett slankhetstal på $L/d = 100$ (vanligt värde för slanka friktionspålar) visas i Figur 4.12.

Figur 4.10. Korrektionsfaktor, N_h , för inverkan av begränsad jordmängd. Poulos & Davis (1980).



Figur 4.11. Korrektionsfaktor, N_v , för inverkan av Poissons tal. Poulos & Davis (1980)





Figur 4.12
Samverkansfaktorer α_E och F_E för $L/d=100$. Poulos and Davis (1980). E_s och E_b är jordens styvhet utmed pålen respektive utmed spetsen (Motsvarar E_m respektive E_s i svenska termer).

För en pålgrupp med n st identiska pålar kan sättningen ρ_k , för vilken som helst av pålarna k beräknas genom superposition enligt:

$$\delta_k = \delta_1 \cdot \sum_{i=1, i \neq k}^n (P_i \cdot \alpha_{ki}) + \delta_1 \cdot P_k \quad (4.18)$$

där

δ_1 = sättning hos en enskild påle

P_i = last på påle i

P_k = last på påle k

α_{ki} = samverkansfaktor för avståndet mellan påle k och i .

För en pålgrupp som har pålar med olika storlek eller geometri kan sättningen beräknas enligt följande:

$$\delta_k = \sum_{i=1, i \neq k}^n (\delta_{1j} \cdot P_i \cdot \alpha_{ki}) + \delta_{1k} \cdot P_k \quad (4.19)$$

där

δ_{1j} = sättningen hos enskild påle, j , under en enhetslast

α_{ki} = samverkansfaktor för avståndet mellan påle k och i , och för geometrin hos påle j .

Sättning av pålgrupp enligt Randolph & Fleming

Randolph och Wroth (1970) vidareutvecklade sättningsberäkningar för enskilda pålar till att ta hänsyn till gruppeffekter.

Samverkansfaktorerna för pålar i grupp är baseras på det teoretiska deformationsfältet för en enskild påle. Sättningen vid spets och mantel behandlas här separat. För en påle utsatt för axial belastning avtar deformationsfältet approximativt logaritmiskt med pålens radie. Samverkansfaktorn α_s för en specifik påles funktion av pålavståndet, s , beräknas enligt:

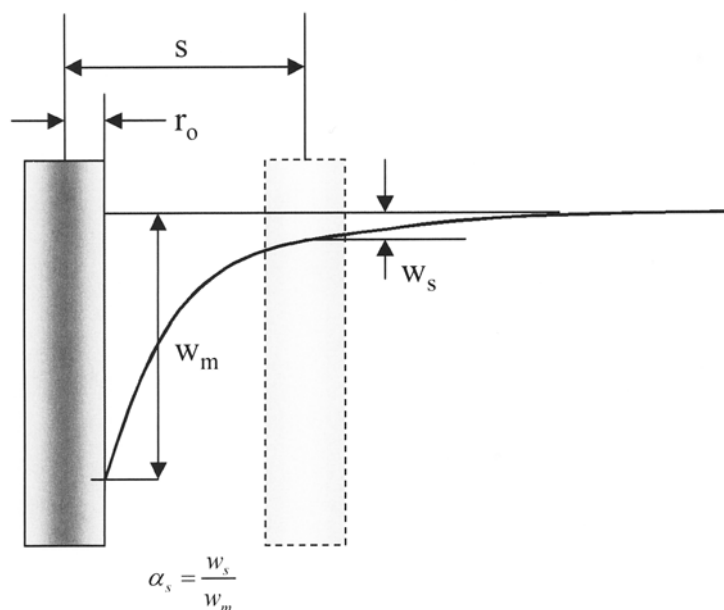
$$\alpha_s = 1 - \frac{\ln\left(\frac{s}{r}\right)}{\zeta} \quad (4.20)$$

där

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_{\max}}{r_o}\right)$$

Vid spetsen kan deformationsfältet uttryckas som:

$$\alpha_s = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r_o}{s} \quad (4.21)$$



Figur 4.13.
Principen kring sam-
verkansfaktorn α_s .

För en grupp pålar med identiska last – deformationssamband och som placeras symmetriskt kring ett cirkelcentrum kan sättningen för en påle i inom gruppen skrivas som:

$$\delta_i = \frac{P_i}{G_L \cdot r_o} \cdot \frac{1 + \frac{4 \cdot \eta^*}{\pi \cdot \lambda \cdot (1-\nu) \cdot \xi} \cdot \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \cdot \frac{L}{r_o}}{\frac{4 \cdot \eta^*}{(1-\nu) \cdot \xi} + \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\xi^*} \cdot \frac{\tanh(\mu l)}{\mu l} \cdot \frac{L}{r_o}} \quad (4.22)$$

där

$$\xi^* = \xi \cdot \sum_{j=1}^n (\alpha_s)_{ij}$$

$(\alpha_s)_{ij}$ = samverkansmatrix för mantel, där $(\alpha_s)_{ii}$ är en enhet.

$$\eta^* = \frac{\eta}{\sum_{j=1}^n (\alpha_b)_{ij}}$$

En av anledningarna till olika samverkansfaktorer för spetsen respektive manteln är att lastfördelningen mellan spets och mantel blir olika för pålar i grupp jämfört med enskilda pålar. Lasten från spetsen påverkar närliggande pålar klart mindre än last från manteln.

Den genomsnittliga sättningkvoten för en pålgrupp med styv pålplatta är nästan identisk med den för de centrala randpålarna för en jämt belastad pålgrupp med vek pålplatta.

4.2 BERÄKNING AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA

4.2.1 Allmänt

Beräkning av geoteknisk bärförmåga hos friktionspålar kan grovt delas upp i tre huvudgrupper:

1. Geostatiska metoder som baseras på jordens inre friktionsvinkel och klassisk jordmekanik.
2. Emiriska metoder där korrelation görs till geotekniska undersökningsmetoder, såsom SPT, CPT och pressometer.
3. En kombination av geostatisk metod och direkt empiri. I den här gruppen finns en relativt ny metod, ICP-metoden, som baseras på en kombination av kavitationsteori, Coulombs brottkriterium och korrelation till CPT-sondering.

4.2.2 Geostatisk dimensionering baserad på klassisk jordmekanik

Inledning

Det finns ett flertal geostatiska beräkningsmodeller som baseras på klassisk jordmekanik. Med klassisk jordmekanik menas i det här avseendet att spetsbärförmågan beräknas enligt Terzaghis bärlighetsformel med en bärförmågefaktor N_q , härledd på motsvarande sätt som allmänna bärlighetsekvationen för fundament, dvs på basis av jordens inre friktionsvinkel. Mantelbärförmågan beräknas enligt Coulombs brottkriterium, där mantelmotståndet antas öka proportionellt med den vertikala effektivspänningen och normalspänningen mot manteln beräknas enligt jordtrycksteori med en jordtryckskoefficient.

Den internationellt mest spridda geostatiska beräkningsmetoden är den som American Petroleum Institute (API) publicerat i API-RP-2A (1993). Den s.k. API-metoden bygger på arbeten av Dennis och Olsson (1983) och parametrar har valts efter en korrelation mot en databas av provbelastningar. Metoden utvecklades i första hand för dimensionering av både öppna och slutna stålörspålar, men databasen innehåller även en stor andel slagna betongpålar och har kommit att användas för alla typer av slagna pålar. I Sverige har en liknande metod för geostatisk dimensionering ofta använts. Den beskrivs i bl a Handboken Bygg Geoteknik (1984) och är baserad på Broms & Silberman (1965). I handboken Pålgrundläggning (1993) beskrivs en metod enligt den norska Peleveiledning (1991).

I denna rapport kommer i första hand API-metoden redovisas och diskuteras eftersom den genomgått vetenskaplig granskning och

utvärdering. Metodens svagheter och brister är därför relativt väl belysta, se t.ex. Toolan et al (1990).

Teori

Geostatiska beräkningsmodeller baserade på klassisk jordmekanik kan sammanfattas enligt ekvation 4.23 (se figur 4.14). Ekvationen gäller här för en homogen jord och pålens egenvikt har försumrats. Om jorden är inhomogen är det ofta lämpligt att utföra beräkningarna för mantelmotståndet i lämpliga skikt som sedan summeras.

$$R = R_m + R_s = f_m A_m + q_s A_s \quad (4.23)$$

där mantelmotståndet beräknas enligt:

$$f_m = K_m \bar{\sigma}'_{v0} \tan \delta'_m \quad (4.24)$$

och spetsmotståndet beräknas enligt:

$$q_s = \sigma'_{v0} N_q \quad (4.25)$$

R, R_m, R_s = total, mantel- respektive spetsbärförmåga

f_m, q_s = mantel- resp spetsmotstånd

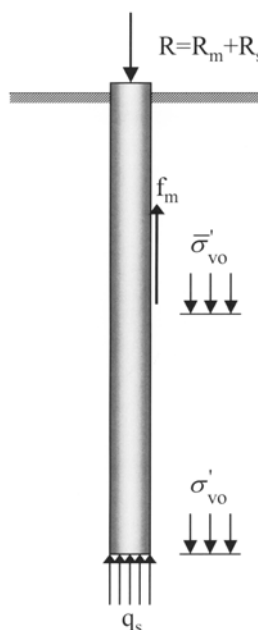
N_q = bärförmågefaktor för spetsmotståndet

A_m, A_s = mantel- resp spetsarea

K_m = Jordtryckskoefficient vid manteln i brotttillstånd

$\bar{\sigma}'_{v0}, \sigma'_{vs}$ = vertikalt effektivtryck vid manteln (medelvärde) respektive vid spetsen.

δ'_m = friktionsvinkel mellan jord och mantel.



Figur 4.14. Parametrar vid geostatisk beräkning.

Spetsbärförmåga

Det finns ett flertal olika härledningar av bärförmågefaktorn N_q och skillnaden är rätt stor dem emellan. De värden på N_q som används API-RP-2A är baserade på härledningar av Berezantsev et al (1961). Enligt ekvation 4.25 ökar spetsbärförmågan linjärt med djupet med ökande vertikal effektivspänning. På basis av experiment utförda på instrumenterade pålar visade däremot Kerisel (1961) och Vesic (1969) att spetsbärförmågan inte alls ökar linjärt med djupet. Resultaten indikerade snarare att under ett visst kritiskt djup, som motsvarar ca 10 till 20 gånger påldiametern beroende på friktionsvinkeln (lagringstätheten), förblir både spetsmotståndet och mantelmotståndet i princip konstant. Vesic förklarade detta fenomen med att ett jordvalv bildas kring pålen under nedslagningen. Även Meyerhof (1976) och Coyle & Castello (1981) föreslog på basis av provbelastningsdata att spetsbärförmågan kan förutsättas bli konstant vid ett visst djup men istället vid 10 till 30 gånger påldiametern. Tomlinson (1994) menar att detta antagande är alldeles för konservativt och att fältförsök och teoretiska analyser snarare visar att spetsmotståndet ökar med djupet även under detta kritiska djup men med avtagande tendens. I API-metoden begränsas spetsbärförmågan genom att ansätta ett övre gränsvärde på spetsmotståndet beroende på jordart och lagringstäthet, se tabell 4.2.

Mantelbärförmåga

Även för mantelbärförmågan används i geostatiska metoder konceptet med ett kritiskt djup under vilket mantelmotståndet antas bli

konstant eller så ansätts ett övre gränsvärde. I API-metoden används ett övre gränsvärde för att begränsa mantelmotståndet vid stora nedslagningsdjup, se tabell 4.2 nedan. Enligt en metod som presenteras bland annat i Handboken Bygg Geoteknik (1984) och som baserad på Broms & Silberman (1965), används 20 gånger diametern som kritiskt djup både för spets- och mantelmotstånd. Tomlinson (1994) och många andra har invändningar mot konceptet med kritiskt djup och menar att det är fel eftersom både spets- och mantelbärförmågan i verkligheten ökar med djupet i en homogen jord, dock med avtagande tendens. I dagsläget verkar detta vara den rådande uppfattningen. Sammanfattningsvis kan sägas att det för närvarande inte finns någon generellt accepterad teori kring hur mantelbärförmågan varierar med djupet.

Parametervärden enligt API-RP-2A

Vid dimensionering enligt API-metoden används ekvationerna 4.23 – 4.25 enligt ovan. I tabell 4.2 redovisas dimensioneringsvärden för metoden. För jordtryckskoefficienten K_m används värdet 1,0 för helt massundanträngande pålar och 0,8 för slagna öppna rörpålar utan någon utvecklad plugg. Samma värden används oavsett om belastningen är i tryck eller drag. Enligt databasen uppvisade de fåtal pålar som var belastade i både drag och tryck i verkligheten ca 10 – 15 % lägre mantelbärförmåga i drag, men detta valdes att försummas i ljust av den i övrigt stora spridningen i resultatet. Av samma anledning görs ingen skillnad mellan stål och betongpålar.

Tabell 4.2. Parametervärden enligt API RP-2A.

Lagringstäthet och jordart	δ'_m	Gränsvärde mantelfriktion [kPa]	Bärförmågefaktorn N_q	Gränsvärde spetsmotstånd [MPa]
Mycket lös lagrad sand Löst lagrad sand/silt Medelfast lagrad silt	15	48	8	1,9
Löst lagrad sand Medlefast lagrad sand/silt Fast lagrad silt	20	67	12	2,9
Medelfast lagrad sand Fast lagrad sand/silt	25	81	20	4,8
Fast lagrad sand Mycket fast lagrad sand/silt	30	96	40	9,6
Fast lagrat grus Mycket fast lagrad sand	35	115	50	12,0

Dimensionering av mantelbärförmågan enligt Beta-konceptet

Toolan et al (1990) visade att API-metoden inte ger tillförlitliga resultat i lös sand respektive mycket fast lagrad sand. Istället föreslogs en alternativ metod för att beräkna mantelbärförmågan (spetsbärförmågan beräknas dock enligt API ovan). Hänsyn till den gradvisa reduktionen av mantelmotståndet som sker under neddrivningen, så kallad **friktionsutmattning**, tas genom att mantelmotståndet beräknas separat för de nedersta 10 m enligt följande ekvation:

$$f_{m,10} = \beta \sigma'_{v0} \quad (4.26)$$

där

$f_{m,10}$ = mantelmotståndet på pålens nedersta 10 m.

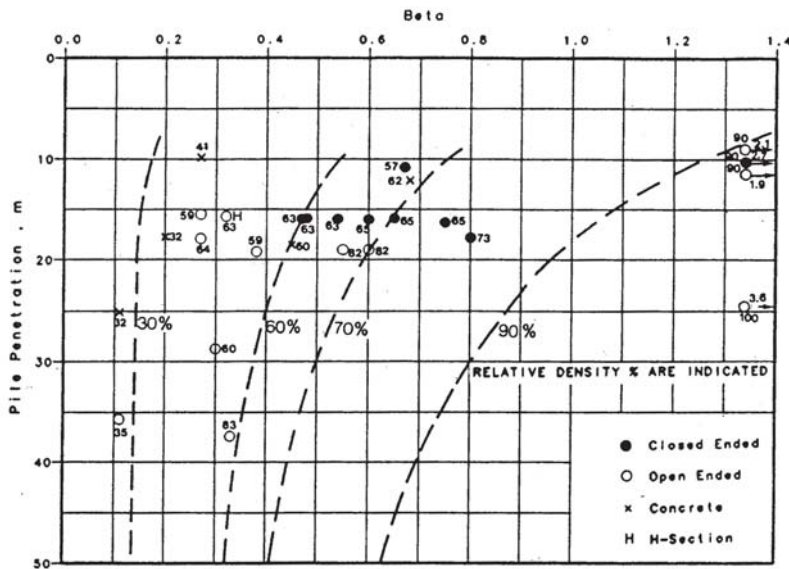
β = korrelationsfaktor

σ'_{v0} = vertikalt effektivtryck vid aktuell nivå

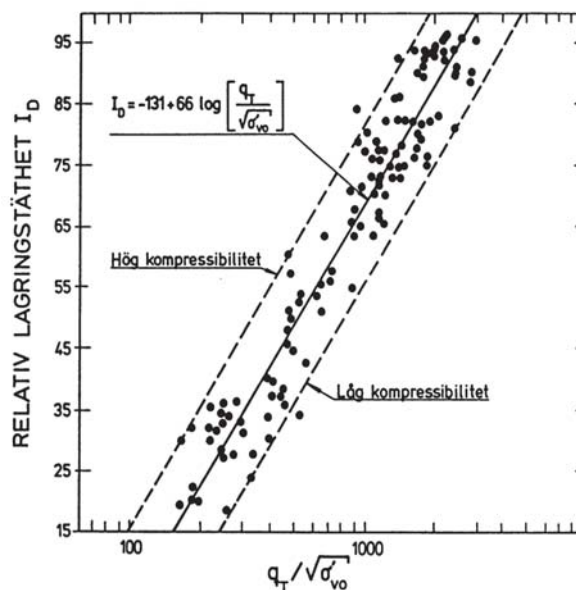
Korrelationsfaktorn är en funktion av jordens relativa lagringstäthet (eng: relative density) och nedslagningsdjup, se figur 4.15. Den relativa lagringstätheten in-situ kan förlagsvis utvärderas från CPT-sondering enligt SGI Information 15 som baseras på Lancelotta (1983), se figur 4.16. Mantelmotståndet för den resterande (ovanför liggande) delen av manteln beräknas med en konstant faktor enligt:

$$f_m = 0,24 \cdot \sigma'_{v0} \quad (4.27)$$

För stålrörspålar med **öppen spets** skall korrelationsfaktorn och gränsvärdena enligt tabell 4.2 och figur 4.15 reduceras med 20 %.



Figur 4.15. Utvärdering av korrelationsfaktorn som funktion av nedslagningsdjup och lagringstäthet.



Figur 4.16. Relativ lagringstäthet för sand (kvarssand) utvärderad från CPT-sondering enligt SGI Information 15 som baseras på Lancelotta (1983). Det totala spetstrycket q_T ($\approx q_c$ när portrycket, u , är försumbart) och σ'_{c0} anges i kPa.

Synpunkter på geostatiska metoder

Vid dimensionering med geostatiska metoder är det viktigt att man har god kännedom om pålningsförhållandena på platsen eftersom spridningen i resultaten av erfarenhet är mycket stor. Det rekommenderas därför att man utför en rimlighetsbedömning av sina resultat, exempelvis genom jämförelse med provbelastningsdata för liknande påltyp, pållängd och jordegenskaper. Metoderna kan användas för en uppskattning av bärförmågan men den dimensionerande bärförmågan bör sedan bestämmas genom provbelastning.

API-metoden ger normalt bärförmågevärden för långa pålar (> ca 20 m) som ligger på den osäkra sidan. För pålar kortare än ca 20 m anges att API-metoden leder till en överdimensionering på i snitt 20 – 40 %. Det anges också att stora avvikelser förekommer vid löst lagrad friktionsjord respektive mycket fast lagrad friktionsjord. I figur 4.17 har kvoten mellan beräknad bärförmåga, QC , enligt API och verklig bärförmåga från provbelastningar, QM , plottats mot pålens längd i jord (Olson & Iskander, 1998). Databasen består av 76 provbelastningar, varav 46 är stålörspålar (13 öppna, 35 slutna) och 28 är förtillverkade betongpålar. Tillväxttiden för de 30 pålarna där man hade sådana uppgifter varierade mellan 14 timmar och 30 dagar.

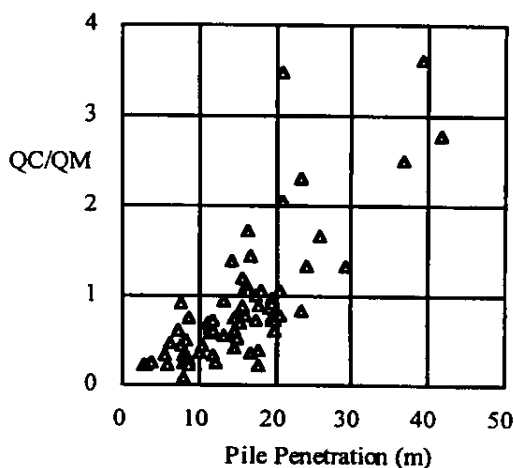
Det finns starka invändningar mot dessa metoder eftersom de i många avseenden ger en förenklad bild över hur en påle i friktionsjord i fungerar. Metoderna ger ingen fysikaliskt förklaring till flertalet av de faktorer som påverkar bärförmågan såsom:

1. Att valverkan gradvis ökar desto mer pålen drivs ned i jorden. Detta betyder att normalspänningen mot pålen ej är proportionell mot effektivspänningen. (I Beta-metoden tas hänsyn till detta på ett förenklat sätt).
2. Tidsberoende effekter (åldring och krypning) som leder till en gradvis ökning av bärförmågan med tiden.
3. Skillnaden i bärförmåga för dragna respektive tryckta pålar.
4. Hur mantelmotståndet ökar med djupet (gränsvärden blir oftast dimensionerande för långa pålar).

Metoder baserade klassisk jordtrycksteori bör betraktas som empiriska beräkningsmodeller där riktvärden på de ingående parametrarna K_m och δ'_m är valda för att i första hand ge den bästa korrelationen mot provbelastningsresultat. I motsats till vad som används i metoder baserade på klassisk jordtrycksteori visar omfattande labbförsök att δ'_m egentligen minskar med ökande partikelstorlek, se figur 4.19 i avsnitt 4.2.4.

En annan invändning är de mer eller mindre godtyckliga gränsvärdena på spets- och mantelmotstånd som ansatts för att få en bättre korrelation mot provbelastningar. Dessa metoder har visat sig ge mycket stor spridning jämfört med provbelastningar och därför föreslås att de endast används vid överslagsdimensionering (t ex för att bestämma preliminära pållängder inför en provpålning). Eftersom de generellt ger osäkra resultat betyder det också att höga säkerhetsfaktorer måste användas, vilket naturligtvis leder till en oekonomisk grundläggning.

En annan orsak som ökar osäkerheten hos dessa typer av metoder är att de oftast används när man har bristfälliga geotekniska utredningar. Exempelvis är det vanligt att lagringstätheten och friktionsvinkeln endast utvärderats från vikt- eller hejarsonering. Om däremot CPT är utförd så är det mer sannolikt att man tillämpar CPT-baserade metoder som generellt anses som mer tillförlitliga (se avsnitt 4.2.3 och 4.2.4).



Figur 4.17. Kvoten mellan beräknad bärförmåga enligt API-metoden (QC) och verklig bärförmåga från provbelastningar (QM) som funktion av nedslagningsdjup (Olson & Iskander, 1998)⁴.

⁴ $QC/QM < 1$ innebär en överdimensionering och > 1 innebär en underdimensionering av pålarna.

4.2.3 Dimensionering baserad på sonderingsresultat

Inledning

Eftersom samma parametrar styr nedträngningen av både en sondstång och en påle anses påldimensionering baserad på sondering, speciellt CPT, ge tillförlitligare resultat än metoder baserade på klassisk jordtrycksteori. Det existerar ett flertal metoder för att dimensionera friktionspålar som baseras på direkta korrelationer mellan provbelastningsdata och geotekniska undersökningsmetoder. De som används mest idag är baserade på CPT. Men det finns även metoder som bygger på bl.a. SPT-sondering och pressometerförsök. Olson (1990) har också redovisat dimensioneringssvården för API-metoden som baseras på SPT-sondering.

Bandini & Salgado (1998) sammanfattade de förekommande metoderna för dimensionering av pålar baserade på CPT-sondering och SPT-sondering. Det visar sig existera hela 17 olika beräkningsmetoder. Metoderna har utvecklats för olika påltyper och jordarter. När det gäller SPT har vi valt att redovisa och kommentera en metod enligt Decourt (1982) och när det gäller CPT har vi valt att redovisa en metod av Bustamante & Gianceselli (1982).

Metoderna har valts eftersom de har visat sig ge bättre resultat än de flesta av de andra metoderna vid jämförelser mot databaser med provbelastningsdata, se t ex Rankka (1991), Brown (2001), Puppala & Moalim (2002) och Abu-Farsakh & Titi (2004). Vidare är metoderna välkända och allmänt accepterade bland geotekniker internationellt. I handboken Pågrundläggning redovisas två andra metoder som baseras på CPT (Byggvägledning 3, Geokonstruktioner, 1990 och de Reuter & Beringen, 1979).

CPT-baserad dimensionering

Bustamante & Gianceselli (1982) metod för bestämning av en påles bärförmåga, som även benämns LCPC-metoden, sammanfattas enligt följande ekvation:

$$R = q_{c,s} S_1 A_s + q_{c,m} S_2 A_m \quad (4.28)$$

där:

- $q_{c,s}, q_{c,m}$ = Sonderingsmotståndet q_c vid spetsen respektive längs manteln.
 S_1, S_2 = Korrelationsfaktor för spets respektive mantel
 A_s, A_m = Spets- respektive mantelarea

Vidare skall $q_{c,s}$ bestämmas enligt följande:

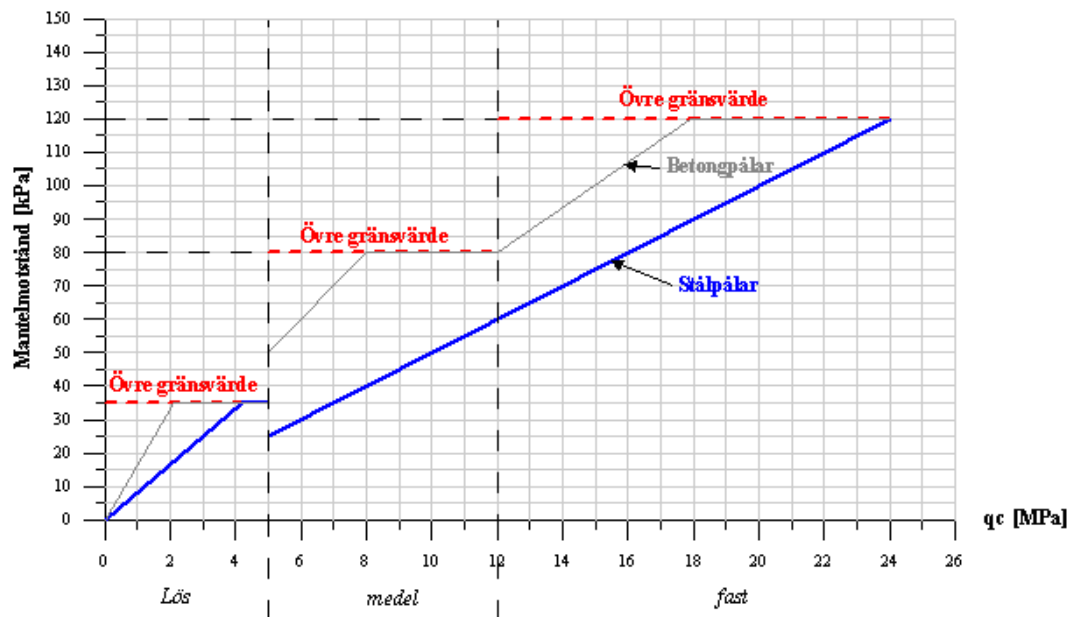
1. Jämna ut kurvan genom att ta bort kraftiga toppar och dalar.
2. Beräkna $q_{c,s}$ som medelvärdet inom ett avstånd ovanför och under spetsen på 1,5 påldiameter.
3. Dock skall värden som är större än 1,3 gånger det utjämnade medelvärdet både under och över pålspetsen, samt värden mindre än 0,7 gånger det utjämnade medelvärdet ovanför pålspetsen, ej medräknas.

I tabell 4.3 redovisas korrektionsfaktorerna S_1 och S_2 för spets- respektive mantelmotståndet i olika friktionsjordar för slagna betongpålar och slagna stålplålar enligt ekvation (4.19) ovan. Vidare redovisas ett övre gränsvärde på mantelmotståndet ($q_{c,m} \cdot S_2$). Om jorden är inhomogen är det ofta lämpligt utföra beräkningarna för mantelmotståndet i lämpliga skikt som sedan summeras. I figur 4.18 redovisas korrektionsfaktorerna för sand i diagramform tillsammans med de övre gränsvärdena. Gränserna för relativ fasthet skiljer sig något från de svenska gränsvärdena där gränsen mellan medelhög och hög relativfasthet går vid $q_c = 10$ MPa.

Tabell 4.3 Korrelationsfaktorer för spets- och för mantelmotstånd.

Jordtypsamt relativ fasthet [kPa]	Krav på q_c [MPa]	Korrektionsfaktor S_1	Korrektionsfaktor S_2 Slagna betongpålar	Korrektionsfaktor S_2 Slagna stålplålar	Övre gränsvärde på $q_{c,m} S_2$ Slagna betongpålar	Övre gränsvärde på $q_{c,m} S_2$ Slagna stålplålar
Siltig sand / löst lagrad sand	< 5	0,5	0,0167	0,0083	35	35
Medelfast lagrad sand / grus	5-12	0,5	0,0100	0,0050	80	80
Fast / mkt fast lagrad sand och grus	> 12	0,4	0,0067	0,0050	120	120

Figur 4.18.
Korrelationsfaktorer
och övre gränsvärden
för mantelmotståndet i
sand enligt LCPC-me-
toden.



SPT-baserad dimensionering

Decourt (1982) föreslog följande samband mellan SPT-sondering (standard penetration test) och en slagen påles bärförmåga:

$$R = (3,3 \cdot N_{30m} + 10)A_m + n_s N_{30s} A_s \quad (4.29)$$

där

- n_s = Korrelationsfaktor för spetsen
- N_{30s} N_{30m} = Sonderingsmotstånd vid spetsen respektive längs manteln
- A_s A_m = Spets- respektive mantelarea

När det gäller sonderingsmotståndet N_{30} ska värden under 3 och över 50 inte användas för slagna pålar. Detta innebär ett undre gränsvärde på mantelmotståndet på 20 kPa och ett **övre gränsvärde på 175 kPa**.

För spetsmotståndet gäller att $n_s = 400$ i sand och $n_s = 250$ i sandig silt, vilket innebär övre gränsvärden på 20 MPa respektive 12,5 MPa med samma begränsningar på N_{30} som ovan. Oavsett detta föreskrivs ett maximalt **övre gränsvärde för spetsmotståndet på 15 MPa**.

Decourts metod leder till rätt så stora spets- och mantelmotstånd när N_{30} enligt SPT-sondering närmar sig 50 (motsvarar $N_{20,netto} = 55$ enligt ekvation 4.30). Gränsvärdet 175 kPa för manteln t ex är ett mycket högt värde som sällan har noterats i svenska jordar. Speciellt stor försiktighet är därför motiverad vid stora motstånd med hejarsondering.

Korrelation mellan SPT och hejarsondering

Eftersom SPT-sondering mycket sällan utförs i Sverige kan istället korrelation mellan SPT-sondering och hejarsondering (HfA) användas vid dimensionering enligt SPT-metoden ovan. Man skall dock vara införstådd med att detta ökar osäkerheten i resultaten ytterligare. Hejarsondering bör därför, även för översiktlig dimensionering, användas med stor försiktighet. Den huvudsakliga skillnaden mellan SPT och HfA är att vid SPT-sondering används ett foderrör och sonderingen utförs från botten av ett förborrat borrhål, vilket gör att sonderingen endast påverkas av mantelmotstånd på den senaste slagna metern. Vidare brukar en delbar provtagningspets användas som gör att man kan ta upp jordprover. Hejarna har samma vikt, 63,5 kg, men fallhöjden är 76 cm för SPT och 50 cm för HfA. Vidare är sonderingspetsarnas diameter 51 mm för SPT och 45 mm för HfA.

Enligt Dahlberg (1975) fås den bästa korrelationen mellan SPT (N_{30}) och hejarsondering (N_{20}) med följande samband, som gäller för sand:

$$N_{30} = 0,90 \cdot N_{20,netto} \quad (4.30)$$

Med $N_{20,netto}$ menas det totala sonderingsmotståndet reducerat med mantelmotståndet på sondstängens. Följande samband används för att beräkna $N_{20,netto}$ på basis av vridmomentet som mäts under neddrivningen:

$$N_{20,netta} = N_{20} - 0,05 \cdot M_v \quad (4.31)$$

där M_v är uppmätt vridmoment vid aktuell nivå.

I mäktiga jordlager kan hejarsondering många gånger ge sken av att det förekommer fast lagrad friktionsjord, när det snarare kan vara så att det är tillskottet i dynamiskt mantelmotståndet som ger upphov till det höga sonderingsmotståndet. Detta gäller speciellt i friktionsjordar med högt innehåll av finsand och silt, där jorden ofta uppvisar hög dämpning och fjädring. Att korrigera för mantelmotståndet genom att mäta vridmomentet är i dessa fall ej tillräckligt. Det rekommenderas därför att korrelation mot hejarsondering endast används vid lätt till måttligt sonderingsmotstånd (förslagsvis $N_{20} < \text{ca } 20 \text{ á } 30$) och vid grunda till måttliga sonderingsdjup ($< \text{ca } 20 \text{ m}$).

Inverkan av påldiameter

I de båda ovan beskrivna metoderna tas ingen hänsyn till eventuell inverkan av påldiametern på spetsmotståndet. Det kan vara rimligt att anta att spetsmotståndet minskar något med ökande påldiameter. Metoderna ovan är däremot korrelerade mot provbelastningar på relativt stora pålar ($> 300 \text{ mm}$). Det innebär att metoderna eventuellt är något konservativa för små till medelstora pålar.

4.2.4 Dimensionering enligt ICP-metoden

Inledning

Som beskrivs i kapitel 3 så har senare års forskning lett till en kraftigt ökad förståelse kring hur en friktionspåle uppför sig i jorden. ICP-metoden⁵ (Jardine & Chow, 1996 samt Jardine et al. 2005) är en ny metod som bland annat tar hänsyn till den reduktion av mantelmotstånd som sker vid kontinuerlig drivning (friktionsutmattning) samt effekten av dilatans vid pålens mantel. Metoden är semi-empirisk och har utvecklats från provbelastningar på instrumenterade pålar och korrelerats mot en databas av provbelastade stål- och betongpålar. Metoden kräver i första hand sonderingsresultat från CPT som indata. Som tidigare beskrivna metoder delas bärförmågan upp i spets- och mantelmotstånd, se ekvation 4.23.

Mantelmotstånd

Mantelmotståndet beräknad enligt ICP-metoden antas motsvara ett 10 dygns⁶ värde (den genomsnittliga tidpunkten för vilka flertalet av provbelastningarna i databasen genomfördes). Definition av de ingående parametrarna presenteras i figur 4.19. Mantelmotståndet baseras på Coulombs brottkriterium enligt:

$$f_m = s'_{rf} \tan d_{cv} \quad (4.32)$$

där

f_m = lokalt värde på mantelmotståndet

s'_{rf} = radiell tryckspänning mot manteln vid brott

d_{cv} = friktionsvinkel mellan jord och mantelyta vid kritisk lagring, enl. figur 4.20

Den radiella tryckspänningen delas upp i två delar; s'_{rc} , radiell tryckspänning i vila (efter 10 dygn) och Ds'_{rd} , ökning av radiell tryckspänning vid belastning av pålen enligt:

$$s'_{rf} = s'_{rc} + Ds'_{rd} \quad (4.33)$$

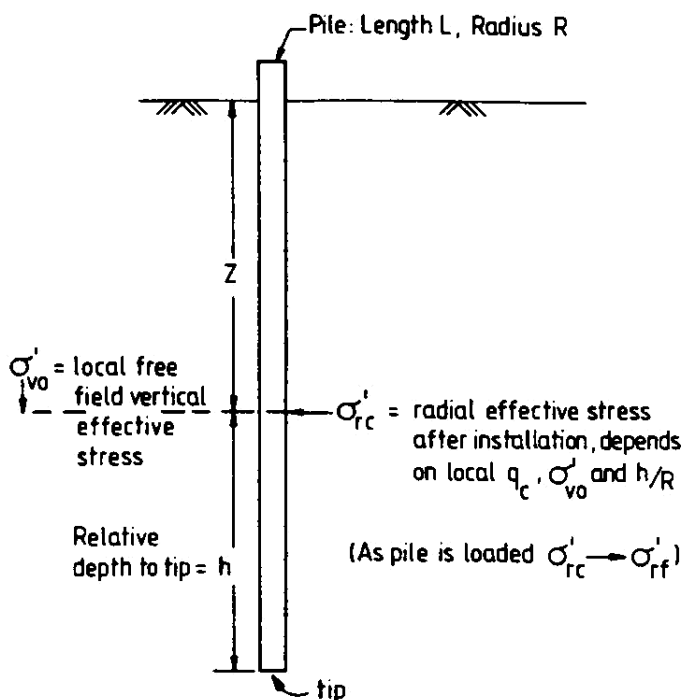
Den radiella tryckspänningen i vila beräknas i sin tur utifrån spetstrycket från CPT enligt följande empiriska samband:

$$s'_{rc} = 0,029q_c \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,13} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,38} \quad (4.34)$$

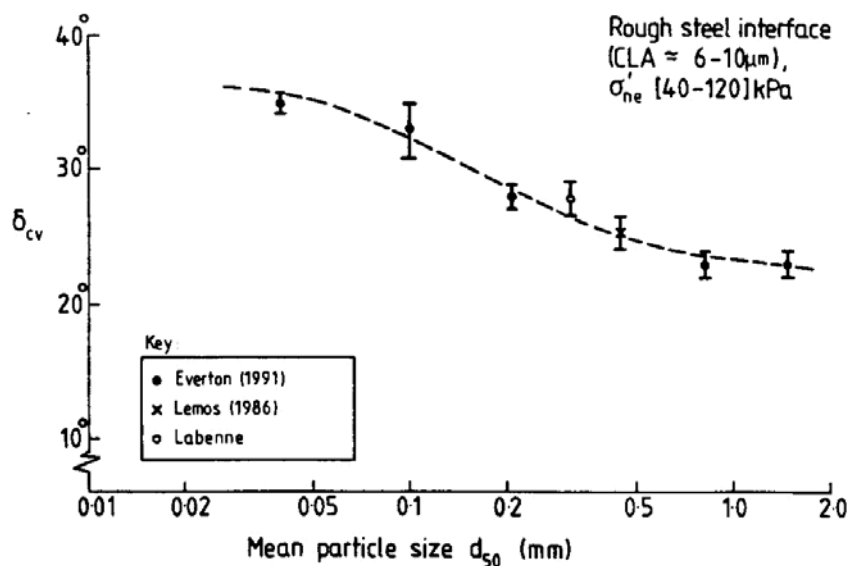
⁵ ICP = Imperial College Pile (tidigare MTD-metoden)

⁶ tidigare 50 dygn, enligt Jardine & Chow (1996)

Figur 4.19.
Definition av ingående parametrar (Jardine & Chow, 1996).



Figur 4.20.
Friktionsvinkel mellan stål och sand vid kritisk lagring som funktion av partikelstorleken (Jardine et al, 1993).



där
 q_c = sonderingsmotstånd enligt CPT
 P_a = 100 kPa (atmosfäriskt tryck)
 h = avstånd från spetsen till aktuell nivå
 R = pålens radie (för en kvadratisk påle:

$$R_{ekv} = B/\sqrt{\pi}$$

Förhållandet h/R får ej sättas till mindre än 8.

Ökningen av radiell tryckspänning på grund av dilatans vid manteln på grund av pålens ytråhet beräknas sedan enligt kavitationsteori med följande uttryck:

$$\Delta\sigma'_{rd} = \frac{2 \cdot G \cdot \delta h}{R} \quad (4.35)$$

där:
 G = jordens initiala skjuvmodul.
 δh = dilatans på grund av pålens ytråhet.

Jorden initiala skjuvmodul G kan t ex utvärderas från CPT enligt Baldi et al (1989), se beräkningsexempel 5 i kapitel 6.6 för en närmare beskrivning av metoden.

För grova stålörspålar ansätts en dilatation $\delta h = 0,02$ mm i ekvation 4.35 ovan. För att ta hänsyn till en betongpåles något råare mantel-

yta föreslås istället att $\delta h = 0,03$ mm används (Axelsson 2000b). Värdet kan antas gälla först efter ca 10 dygns bärförmågetillväxt.

För stålrorspålar med **öppen spetsände** måste hänsyn tas till att utstansning av jorden leder till en spänningsreduktion vid manteln. Detta görs genom att påradien R i ekvationerna ovan ersätts med ett ekvivalent påradie R^* enligt:

$$R^* = \sqrt{R_y^2 - R_i^2} \quad (4.36)$$

där R_y och R_i är yttre respektive inre påradie.

Spetsmotstånd

Enligt ICP -metoden beräknas spetsmotståndet rent empiriskt utifrån CPT på liknande sätt som beskrivs i avsnitt 4.2.3 (CPT baserad dimensionering). Däremot tas hänsyn till att bärförmågan minskar med ökande påldiameter, D , enligt följande:

$$q_s = q_c \left(1 - 0,5 \log \frac{D}{D_{CPT}} \right) \quad (4.37)$$

där q_c = sonderingsmotstånd enligt CPT, medelvärdesbildat 1,5 påldiameterar ovan och under spetsen.

$D_{CPT} = 36$ mm (CPT-spetsens diameter).

Kritik på ovanstående uttryck för spetsmotståndet har framförts från Randolph (2003) och gäller hur spetsmotståndet från provbelastningarna har tolkats. Han menar att något tydligt bevis på att bärförmågan är diameterberoende inte kan urskiljas från de redovisade fallen i databasen. Han föreslår att förhållandet mellan spetsmotståndet och sonderingsmotståndet q_s/q_c istället sätts generellt till 0,4, dvs är oberoende av påldiametern. Detta värde är likvärdigt med det som rekommenderas enligt LCPC-metoden, se tabell 4.3. Jardine et al (2005) föreslår, som ett visst erkännande av Randolphs kritik, att ett undre gränsvärde $q_s/q_c = 0,3$ används för stora pålar. Enligt ekvation 4.37 blir gränsvärdet verksamt först då påldiametern överskrider ca 0,9 m.

För stålrorspålar med öppen spets och med **fullt utvecklad plugg** ska endast 50 % av spetsmotståndet i ekvationen ovan utnyttjas och detta vid en utvecklad spetsrörelse på $D/10$.

För stålrorspålar utan fullt utvecklad plugg är ett konservativt angreppssätt att endast medräkna den effektiva stålarean vid spetsen, dvs den som är i direktkontakt med jorden, enligt:

$$q_s = q_c \pi (R_y^2 - R_i^2) \quad (4.38)$$

Dragbelastade pålar

Enligt ICP -metoden beräknas mantelmotståndet i drag genom att reducera den radiella tryckspänningen i vila, σ'_{rc} , i ekvation 4.34 med 20 %:

$$f_{mt} = (0,8\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \tan \delta_{cv} \quad (4.39)$$

För dragna pålar är det dock rimligt att även $\Delta\sigma'_{rd}$ reduceras i ekvation 4.39 Detta beroende på att den gynnsamma ökningen av pålens tvärmått som sker vid tryckbelastning uteblir och istället blir det en minskning av tvärmåttet. Denna effekt beskrivs mer ingående i avsnitt 3.2. För att ta hänsyn till denna effekt föreslås därför även att $\Delta\sigma'_{rd}$ i ekvation 4.30 reduceras med 20 % dvs:

$$f_{mt} = 0,8(\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \tan \delta_{cv} \quad (4.40)$$

För pålar med öppen ände skall f_{mt} beräknad enligt ovan, reduceras med ytterligare 10 %.

Synpunkter på ICP-metoden

ICP-metoden är utvecklad och korrelerad mot i första hand stålrorspålar. Erfarenheterna från betongpålning är därför relativt begränsad. Trots att metoden är semi-empirisk är den dock intressant eftersom den tar hänsyn till egenskaper som friktionsutmattning och bärförmågetillväxt. Bärförmågan som bestäms enligt metoden motsvarar 10-dygnsvärdet varför bara en del av den möjliga bärförmågetillväxten är inberäknad. Två stycken parametrar är tidsberoende enligt metoden; den radiella tryckspänningen i vila σ'_{rc} samt dilatationen δh mellan mantelytan och omgivande jord. Båda dessa kan antas öka linjärt med tidslogaritmen (se avsnitt 3.3 angående bärförmågetillväxt).

Vid jämförelser med provbelastningar i databasen uppvisade ICP-metoden enligt Jardine et al. (2005) en variationskoefficient $V = 19$ % avseende spetsbärförmågan och $V = 28$ % avseende mantelbärförmågan. Som jämförelse gav API-metoden en variationskoefficient på $V = 73$ % avseende spetsbärförmågan respektive $V = 60$ % avseende mantelbärförmågan mot samma databas (81 st pålar).

4.2.5 Bärförmåga hos pålgrupper

Inledning

När pålar i friktionsjord slås i grupp eller inom ett visst avstånd kommer de påverka varandra under installationen via packning, massrörelser och ökning av horisontalspänningarna i jorden. Vidare påverkar pålarna varandra under belastning, genom en inbördes spänningsspåverkan (interaktion). Dessa effekter leder normalt till att en pålgrupps totala bärförmåga blir klart större än summan av en de enskilda pålarnas bärförmåga.

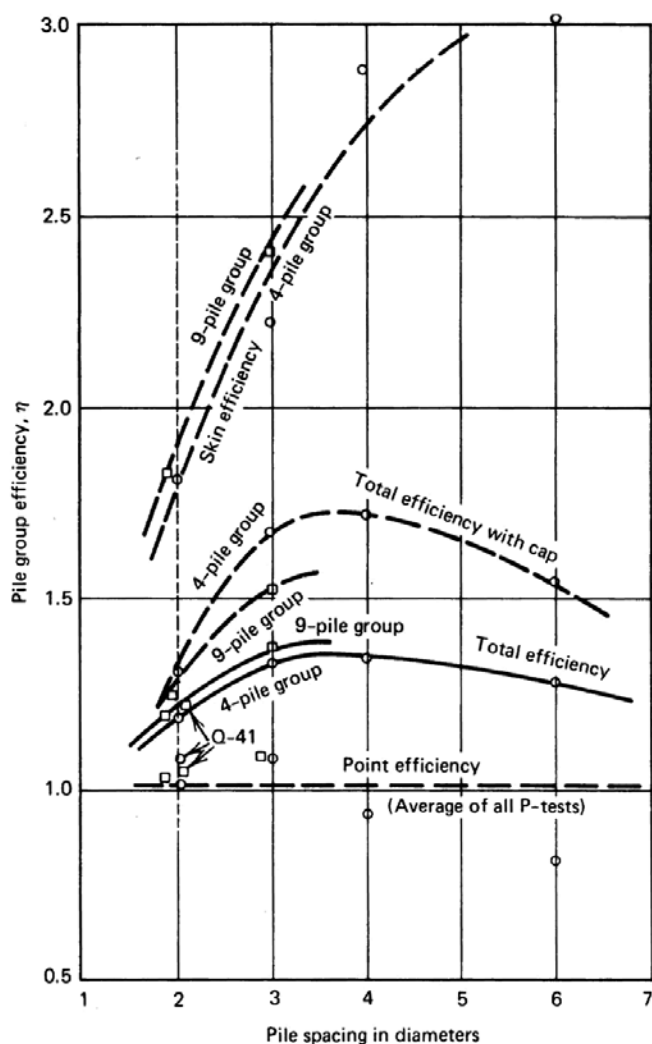
Dimensionering av pålgrupper

Relationen mellan den enskilda pålens bärförmåga, beräknad enligt metoder angivna i avsnitt 4.2.2 – 4.2.5. eller bestämd genom provbelastning, kan uttryckas genom en effektivitetsfaktor som anger förhållandet mellan hela pålgruppens bärförmåga i relation till summan av de enskilda pålarnas bärförmåga:

$$\eta = \frac{R_{\text{grupp}}}{\Sigma R} \quad (4.41)$$

Om avståndet mellan pålarna inte är för stort och om pålning sker i lös till fast lagrad friktionsjord kan det förutsättas att effektivitetsfaktorn blir större än 1. I mycket fast lagrad sand är det dock möjligt att effektivitetsfaktorn till och med blir något mindre än 1. Enligt Poulos & Davis (1980) så är det optimala centrumavståndet mellan pålar i grupp ca 2 – 3 påldiameter för att uppnå en maximal effektivitetsfaktor på ca 1,3 till 2, i medelfast respektive löst lagrad sand.

Inverkan av pålavstånd och jordens relativa fasthet (inre friktionsvinkel) illustreras av figur 4.21. Pålgruppseffekter har i praktiken visat sig vara svåra att förutse. Speciellt gäller detta bärförmågan hos de enskilda pålarna i gruppen. Variationer inom gruppen kan vara stora eftersom bl.a. slagningsordning har en stor betydelse. De centralt placerade pålarna uppvisar normalt den högsta bärförmågan, medan randpålar eller den sist slagna pålen normalt har den lägsta bärförmågan. Det rekommenderas därför att figur 4.21 endast an-



Figur 4.21. Effektivitetsfaktorn för pålar i grupp i relation till den enskilda pålens bärförmåga (Poulos & Davis, 1980, baserat på Vesic, 1969).

vänds för att få en indikation av vilken potential det finns vid slagning av pålar i grupp samt för att välja optimalt pålavstånd. Ekström (1989) visade för modellpålar i sand att vid påslagning på ett avstånd större än ca 8 – 9 påldiameterer så uppmättes ingen ökning av horisontaltrycket på den aktuella pålen. Vid ett större avstånd än detta kan alltså gruppeffekten förutsättas vara försumbar.

Lastfördelning mellan pålar i grupp

När det gäller lastfördelningen mellan friktionspålar i grupp så skiljer den sig ifrån hur lasten fördelar sig hos kohesionspålar i grupp. Hos pålar som slås i grupp kommer de centralt placerade pålarna att bli hårdast belastade. Dessa pålar är också de som vanligtvis uppvisar den största bärförmågan i gruppen. Notera att en fortsatt drivning av pålar efter att de har blivit påverkade av andra slagna pålar i gruppen kan innebära en förlust av bärförmåga för just den pålen. Denna reduktion i bärförmåga kommer däremot kompenseras, i alla fall delvis, av en tidsberoende bärförmågetillväxt.

För pålar med styv grundplatta kommer samtliga pålar i gruppen att fungera som en enhet med samma last-deformationssamband. Eftersom pålar i friktionsjord dessutom uppvisar duktilt (segt) brott är det rimligt att beräkna pålgruppens geotekniska bärförmåga som summan av de enskilda pålarnas geotekniska bärförmåga (eventuellt korrigerad för gruppeffekten). Pålgruppens geotekniska bärförmåga skall underskrida den totala vertikala lasten som hela pålgruppen utsätts för.

Samverkan mellan platta och pålar

Om det är möjligt att utnyttja plattan till att föra över last till jorden, som en s k samverkansgrundläggning, kan detta avsevärt öka effektiviteten hos pålgruppen. Metoden bedöms som speciellt användbar vid löst lagrad sand där pålningen i sig ger en packning av jorden och medverkan av plattan betyder att pållängden kan reduceras. Notera dock att större rörelser krävs för en samverkansgrundläggning för att mobilisera bärförmågan än för en fristående pålgrupp. En förutsättning för att kunna utnyttja plattan är att varken lera eller annan lös jord förekommer inom pålgruppen. Ett relativt enkelt sätt att beräkna fördelningen mellan platta och pålar, samt pålgruppens totala sättning, är enligt Poulos-Davis-Randolphs metod som bl a finns beskriven i Flemming et al (1992). Det är däremot sällsynt att denna effekt i realiteten utnyttjas för friktionspålar.

4.2.6 Bärförmåga hos dragbelastade pålar

Inledning

Det är allmänt känt att en påle som belastas i drag uppvisar en något lägre mantelbärförmåga än vid belastning i tryck. Orsaken till denna skillnad beskrivs i avsnitt 3.2.3. I geoteknisk litteratur anges att hänsyn till detta kan göras genom att man reducerar mantelbärförmågan för tryckbelastning med en reduktionsfaktor, normalt inom intervallet 0,6 – 0,9.

Dimensionering av dragbelastade pålar

Ett enkelt sätt att dimensionera enskild pålar för dragbelastning är att multiplicera beräknad mantelbärförmåga med en reduktionsfaktor samt att medräkna pålens effektiva egentygnd enligt:

$$R_{md} = \mu R_m + W' \quad (4.42)$$

där

μ = reduktionsfaktor för drag, ligger normalt mellan 0,7 – 0,9 (erfarenhetsvärden).

W' = pålens effektiva egentygnd.

Som jämförelse kan nämnas att i bronormen (Bro 2004) skall reduktionsfaktorn μ sättas till 0,5, vilket är ett relativt konservativt valt värde.

De Nicola & Randolph (1993) presenterade en metod baserad på resultat från numeriska analyser att beräkna kvoten mellan drag- och tryckbelastade pålar. Enligt resultaten från analyserna beror skillnaden mellan bärförmåga i drag och tryck på två faktorer:

1. En reduktion i effektivspänning nära pålen jämfört med tryckbelastning.
2. Minskad påldiameter vid dragbelastning jämfört med tryckbelastning på grund av tvärkontraktion.

Förhållandet mellan mantelbärförmågan i drag, R_{md} , respektive tryck, R_m , beräknas enligt följande uttryck:

$$\mu = \frac{R_{md}}{R_m} = \left[1 - 0,2 \cdot \log \left(\frac{100}{L/d} \right) \right] \cdot (1 - 8\eta + 25\eta^2) \quad (4.43)$$

där

$$\eta = v_p \left(\frac{L}{d} \right) \left(\frac{G}{E_p} \right) \tan \delta$$

och

v_p = pålens tvärkontraktionstal
 G^p = jordens skjuvmodul
 E_p = pålens E-modul
 δ^p = friktionsvinkel mellan påle och jord

Även om relativt extrema värden används i ovanstående uttryck ger det en kvot som bara varierar mellan 0,7 – 0,85. Om ingen särskild beräkning av reduktionsfaktorn utförs väljs förslagsvis $\mu = 0,7$.

I avsnitt 4.2.4 redovisas även ett sätt att beräkna bärförmågan i drag som är baserad på ICP-metoden.

4.2.7 Bärförmåga vid cyklisk belastning

Inledning

Cyklisk belastning av pålar kan vara orsakad av t ex våglast, vindlast eller jordbävningsslast. När en friktionspåle utsätts för en repetitiv cyklisk belastning innebär det att pålen gradvis förlorar mantelbärförmåga. Denna reduktion börjar upptill och fortplantar sig sedan successivt nedåt i pålen efter varje belastningscykel. Samtidigt börjar portryck gradvis byggas upp, i första hand kring spetsen. Liknande beteende kan noteras vid efterslagning av friktionspålar som fått växa fast en tid. Erfarenheter från efterslagning i samband med dynamiska provbelastningar (stötvågsmätning) av pålar som fått växa fast under en längre tid i sand visar på en successivt minskad bärförmåga och ökad sjunkning per slag vid upprepad slagning med samma slagenergi. Ur stötvågskurvorna kan man utläsa att det mobiliserade mantelmotståndet gradvis bryts ned upptill och successivt förskjuts nedåt mot pålspetsen. Forskning och litteratur kring cykliskt belastning av pålar i friktionsjord är mycket begränsad.

Dimensionering av cykliskt belastade pålar

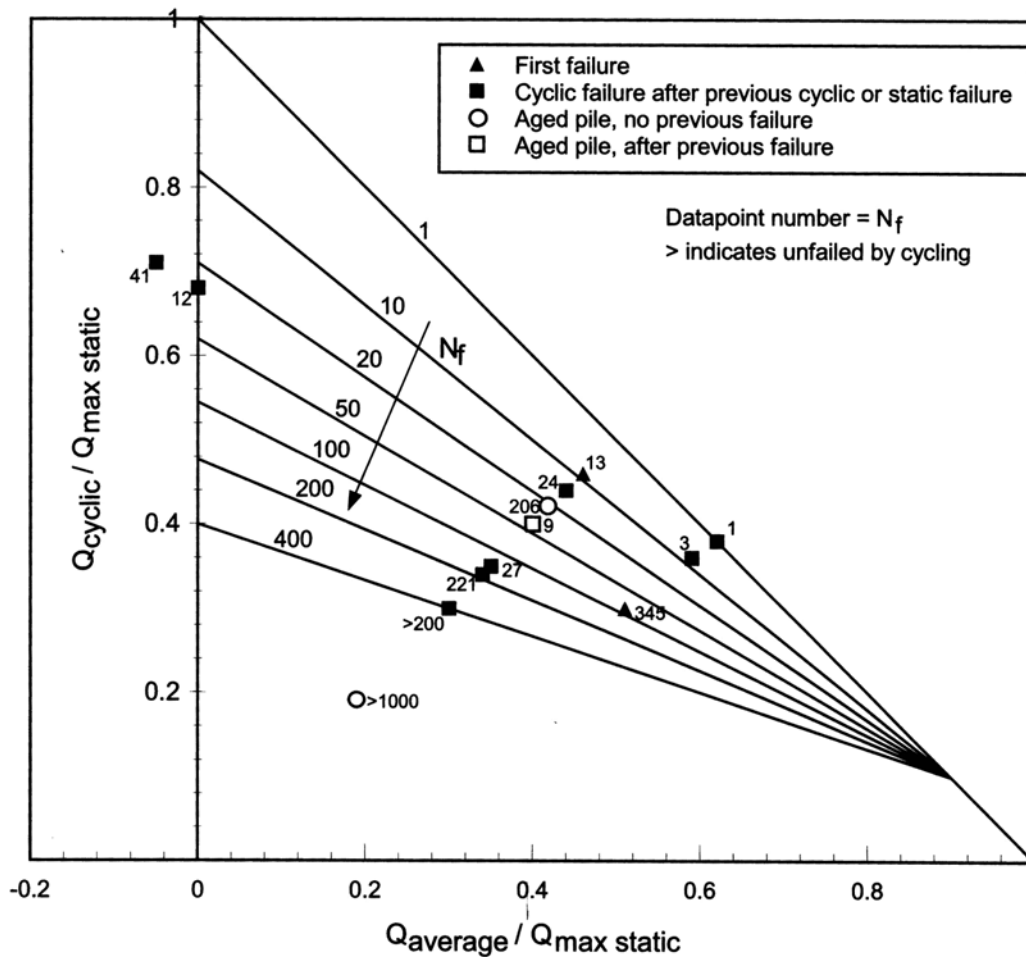
Det enda rapporterade fullskaleförsöken redovisas av Jardine och Standing (2000) och omfattar cykliskt belastade stålörspålar med öppen ände och en diameter på 456 mm. Pålarna var slagna i en fast lagrad sand till ett djup av 10 m respektive 19 m. Resultaten från försöken redovisas i figur 4.22 tillsammans med utvärderade trendlinjer.

Förklaringar till figuren:

$Q_{max\ static}$ = Pålens geotekniska bärförmåga
 Q_{cyclic} = Amplituden hos den cykliska lasten
 $Q_{average}$ = Medelvärdet av den cykliska lasten
 N_f = antal belastningscykler till brott

Ur figuren kan man exempelvis utläsa att om både medelvärdet för den cykliska lasten och amplituden är 0,4 gånger pålens geotekniska bärförmåga (dvs den maximala cykliska lasten uppgår till 0,8 gånger pålens geotekniska bärförmåga) så krävs det 50 belastningscykler för att uppnå ett brottillstånd.

Ur figuren kan man också utläsa att en påle som utsätts för en stor mängd cykliska belastningar (> 1000 st) så får den maximala cykliska lasten ej vara större än 0,4 gånger pålens geotekniska bärförmåga.



Figur 4.22.
 Resultat från cykliskt
 belastning av slagna
 pålar i fast lagrad sand
 (Jardine et al., 2005).

Man bör ta hänsyn till att dimensioneringssvärdena i figur 4.22 är endast baserade på ett praktikfall med stålrörspålar (med öppen ände) och är slagna i fast lagrad sand. En viktig faktor att beakta är att spetsens andel av den totala bärförmågan är klart större i en fast lagrad sand än vad den är i en löst lagrad sand eller silt. Det är därför möjligt att pålar slagna i lös lagrad sand eller silt uppvisar lägre gränsvärden för cyklisk last och att nedbrytningen av mantelmotståndet sker fortare än vad som redovisas i figur 4.22. Även pålmaterialets ytråhet kan ha stor betydelse i detta avseende.

4.3 SÄKERHETSFAKTORER OCH PARTIALKOEFFICIENTER

4.3.1 Inledning

Idag används mycket sällan de i avsnitt 4.2 redovisade beräkningsmetoderna för att bestämma ett slutligt dimensioneringsvärde för den geotekniska bärförmågan. Dagens projekteringsförfarande är att man genom någon lämplig beräkningsmetod, eller kombination av flera metoder, istället försöker få en god uppskattning av pålarnas bärförmåga och pållängd. Slutlig dimensioneringsvärde bestäms sedan via provpållning med provbelastningar (t ex stötvågsmätning) och även vid en eventuellt efterföljande produktionskontroll. Detta betyder i slutändan att pålarnas bärförmåga kommer att bestämmas av den säkerhetsfaktor som läggs på provbelastningsresultaten, vilken oftast är avsevärt lägre än om endast empiriska eller geostatiska beräkningsmetoder används.

4.3.2 Nuvarande och äldre svensk praxis

I handboken Pålgrundläggning redovisas separata partialkoefficienter både för mantel och spets. Vid en dimensionering av friktionspålar brukar totalsäkerhetsfaktorn (i SK 2) enligt handboken Pålgrundläggning hamna på ca 3,5

för geostatiska beräkningsmetoder och några tiondelar lägre för beräkningsmetoder baserade på CPT-sondering. I tabell 4.4 redovisas olika totalsäkerhetsfaktorer för olika beräkningsmodeller enligt äldre svensk praxis, handboken Pålgrundläggning samt några andra intressanta källor. Vidare redovisas som jämförelse totalsäkerhetsfaktorer även för statiska och dynamiska provbelastningar.

Syftet med tabell 4.4 är att få en översiktlig bild över vad som räknas som rimliga säkerhetsfaktorer för olika dimensioneringssätt. Inom en nära framtid kommer vi dock att få en helt ny uppsättning partialkoefficienter baserat på Eurocode 7.

Vid användning av enbart geostatiska beräkningsmodeller har det tidigare i Sverige varit praxis (handboken Bygg) att använda en totalsäkerhetsfaktor på ca 3 med avseende på den totala bärförmågan. Om dimensionering baseras på statisk provbelastning skall säkerhetsfaktorn enligt både dagens (handboken Pålgrundläggning) och äldre svensk praxis (SBN) vara ca 2,5, vilket är relativt högt värde. Orsaken till den höga säkerhetsfaktorn är det förutsattes att endast ett fåtal provbelastningar skulle komma att utföras.

Tabell 4.4. Totalsäkerhetsfaktorer för olika beräkningsmodeller samt för provbelastningar.

Beräkningsmetod		Val av totalsäkerhetsfaktor		
Namn	Typ av beräkning	Handboken Pålgrundläggning. (dagens praxis i SK 2)	Äldre svensk praxis	Övrigt
API-metoden	Geostatisk	Mantel: 2,4-3,0 Spets: 3,0-4,9	3	3 ^e
Beta-konceptet, Toolan (1990)	Geostatisk	Mantel: 2,4-3,0 Spets: 3,0-4,9	3	3 ^e
LCPC-metoden, Bustamente & Gianselle (1982)	Empirisk från CPT-sondering	Mantel: 2,3-2,8 Spets: 2,8-3,5	Ingen info	2,0 ^e Mantel: 2,0 ⁱ Spets: 3,0 ⁱ
ICP-metoden, Jardine et al (2005)	Semi-empirisk från CPT-sond.	Mantel: 2,3-2,8 Spets: 2,8-3,5	Ingen info	Perm.last: 1,5 ^c Var.last: 1,8 ^c
Decourt (1982)	Empirisk från SPT-sondering	Ingen info	Ingen info	Mantel: 1,3 ^j Spets: 4,0 ⁱ
Dynamisk provbelastning	Case och CAPWAP	2,4 ^a 1,8 ^b	2,5 ^a 2,0 ^b	1,85 ^f 1,6 ^g
Statisk provbelastning	Pålkomm. rapport 59	2,3-2,6 ^d	2,5	1,5 ^e 1,6 ^f 1,45 ^g 1,8 ^h

^a 4 st mätta pålar (3-5 %), V = 10 %, frifallshejare. ^b 20 st mätta pålar (25 %), V = 10 %, frifallshejare. ^c Offshore-pålar med låga sättningskrav. ^d ≥ 3 st mätta. ^e Vanligt värde internationellt. ^f Bro2004, 4 st mätta pålar. ^g Bro2004, 100 % mätta pålar.

^h Bro2004, 2 st mätta pålar. ⁱ Bustamente & Gianselle (1982). ^j Decourt (1982).

5. Verifiering av geoteknisk bärförmåga och funktion

5.1 ALLMÄNT

En lägsta kontrollnivå för friktionspålar utgörs i normala fall av:

- provpålning med bestämning av bärförmåga och val av pållängd och eventuellt också en stoppslagningssjunkning.
- slagräkning av pålarna under neddrivningen.

För friktionspålar skall slagräkningen utföras under hela slagningsförloppet för samtliga pålar och avslutas med mätning av den permanenta sjunkningen för 10 slag. Fjädringsmätning kan vara en användbar metod vid i första hand kraftigt fjädrande jord, krökta pålar eller falska stopp. Den huvudsakliga kontrollen som utförs på friktionspålar är provbelastning, statisk eller dynamisk, i syfte att bestämma pålens bärförmåga (brottgränstillstånd) och dess last-deformationssamband (bruksgränstillstånd). Vid förekomst av sten och block i jorden kan det även vara aktuellt att göra någon form av integritetskontroll eller raketkontroll.

Syftet med detta kapitel är att ge en allmän översikt över de vanligaste kontroll- och verifieringsmetoderna för bärförmåga och funktion när det är frågan om friktionspålning. Här behandlas inte kontroller och uppföljning som avser slagningsutrustningen, tillverknings- respektive leveranskontroll av pålelement samt omgivningpåverkan. I handboken Pågrundläggning finns ett kapitel som behandlar dessa.

5.2 METODER FÖR BESTÄMNING AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA

5.2.1 Statisk provbelastning

Statisk provbelastning kan utföras enligt följande sätt med avseende på hur lasten appliceras:

- Konstant nedpressningshastighet
- Stegvis pålastning
- Cyklisk på- och avlastning

Statisk provbelastning utgör det noggrannaste sättet att bestämma en påles bärförmåga. Det finns ett flertal metoder för utvärdering av

bärförmågan. Internationellt är den vanligaste metoden enligt ett kriterium av Davidson (1973). Denna metod är relativt konservativ och ger bärförmågor för en påle i friktionsjord i ungefär samma storlek som kryplasten. Enligt Davidson-kriteriet utvärderas bärförmågan vid följande sättning hos påltoppen:

$$d = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{120} + 4 \quad (5.1)$$

där:

D = pålens spetsdiameter (för fyrkantiga pålar $D_{ekv} = 2b/\sqrt{p}$) [mm].

$$\frac{P \cdot L}{E \cdot A} = \text{Pålens elastiska sammantryckning} \quad [\text{mm}]$$

I Pålkommisionens rapport 59 och handboken Pågrundläggning anges däremot följande kriterium för att utvärdera bärförmågan:

$$d = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{20} + 20 \quad (5.2)$$

Det är värt att notera att enligt detta kriterium utvärderas bärförmågan vid klart större sättning än enligt Davidsons kriterium. För en standard betongpåle (270 x 270 mm) blir den teoretiska spetsrörelsen ca 33 mm för Pålkommisionens kriterium respektive ca 6 mm för Davidsons kriterium. Detta behöver inte nödvändigtvis betyda att skillnaden i geoteknisk bärförmåga blir speciellt stor. Man kan normalt räkna med ca 10 – 20 % högre bärförmåga med Pålkommisionens kriterium.

Det rekommenderas att man i första hand använder Davidssons kriterium för utvärdering av den statiska bärförmågan eftersom korrelation kan göras till dynamisk provbelastning med Case-metoden och CAPWAP-analys, speciellt om stötvågmätning används som komplement till statisk provbelastning på arbetsplatsen. Alternativt kan även kryplasten användas efter som den är en mer utvärderingsneutral metod och är ej kopplad till en

viss deformation. Men detta kräver stegvis pålastning för att kunna utvärderas.

I Eurocode 7 definieras brott i en påle vid spetsrörelse motsvarande 10 % av diametern, dvs $S/D = 10\%$.

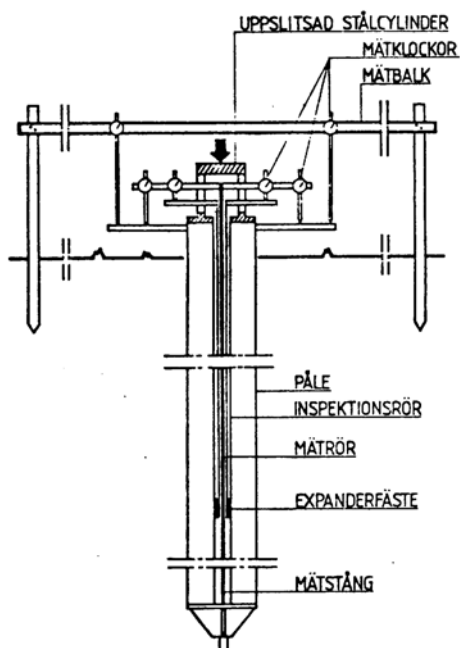
I handboken Pålgrundläggning beskrivs statisk provbelastning utförligare och i Pålkommisionens rapport 59 finns anvisningar för utförande av statisk provbelastning.

5.2.2 Instrumentering av påle

För att få mer information kring pålens funktionssätt i samband med statisk provbelastning kan det vara av värde att instrumentera pålen. Nedan beskrivs kortfattat tre möjliga instrumenteringssätt för slagna pålar.

Mätstång i pålen

Vid genomförande av statisk belastning finns det möjlighet att mäta pålspetsens sättningsrörelse med hjälp av en mätstång (eng. telltales) som löper fritt i ett rör och sitter fast vid spetsen, se figur 5.1. Man kan även placera stängerna på olika nivåer i pålen och få information om lastfördelningen i pålen.



Figur 5.1.
Princip för instrumentering av påle för mätning av pålens sättning vid olika djup (Pålkommisionens rapport 59).

Jordtryckceller

Jordtryckceller kan monteras vid spetsen för att mäta spetsmotståndet under statisk provbelastning. Om jordtryckceller monteras infällda i manteln kan också ökningen av jordtrycket mot manteln mätas, både när pålen står obelastad (krypning, se avsnitt 3.3.4) och under statisk provbelastning till brott.

Töjningsgivare

Om man vill mäta mantelmotståndets fördelning längs manteln kan man installera töjningsgivare. Det är dock viktigt att dessa ej nollställs innan provbelastningen om man vill ha med effekten av residualspänningar i pålen. Mikrosprickor, som normalt förekommer i betongpålar, kan inverka kraftigt på mät noggrannheten.

5.2.3 Dynamisk provbelastning

Stötvågsmätning

Dynamisk provbelastning med stötvågsmätning är idag den helt dominerande metoden för att verifiera en slagen påles bärförmåga. En av anledningarna är den låga kostnad jämfört med statisk provbelastning (minst en faktor 10). En annan anledning är den korta tid att det tar att genomföra och utvärdera resultaten. Vidare går det att utvärdera om det förekommer eventuella skador på pålen, både i storleksordning och läge (s k integritetskontroll). Metoden kan också användas under neddrivningsförloppet för att kontrollera att drag- och tryckspänningarna inte blir för stora. Med dynamisk provbelastning med stötvågsmätning får man alltså mer information än man normalt får från en vanlig statisk provbelastning. Däremot ger en statisk provbelastning en säkrare bestämning av själva bärförmågan.

Vanligtvis utförs stötvågsmätning på 3 – 5 % av pålarna i ett projekt, dock minst fyra stycken. Provpålarna ska vara lämpligt fördelade över området och ge en representativ bild av de geotekniska förhållandena på platsen. I Bro 2004 däremot gäller att minst tre pålar per kontrollobjekt (brostöd) skall stötvågsmätas. Provpålningen kan vid behov utökas med produktionskontroll, exempelvis på ca 10 – 25 % av pålarna. Behovet av detta bedöms från fall till fall och beror på bl a på pålningens svårighetsgrad, antalet pålar och möjligheten till optimering (reducera pållängderna), behovet att minska omgivningspåverkan mm.

Vid mättillfället beräknas bärförmågan i analysatorn enligt Case-metoden. Case-metoden är i första hand utvecklad för spetsburna pålar men kan även användas för friktionspålar under förutsättning att rätt dämpningsfaktor används. Eftersom val av rätt dämpningsfaktor har stor inverkan på den utvärderade bärförmågan ska alltid CAPWAP-analys utföras, vanligtvis på ca 20-50 % av stötvågskurvorna. CAPWAP-analys bygger på samma princip och jordmodell som för WEAP-analys, med den skillnaden att man analyserar uppmätta stötvågskurvor för att bestämma bärförmågan och parametrar såsom dämpning och fjädring.

Resultatet från CAPWAP-analysen kan sedan användas för att välja den Case-dämpningsfaktor som ger bäst korrelation med bärförmågan enligt CAPWAP, vilken sedan används för att utvärdera rätt Case-bärförmåga på de övriga stötvågskurvorna där CAPWAP ej utförs. I handboken Pålgrundläggning finns en utförligare beskrivning av dynamisk provbelastning med stötvågsmätning.

Som resultat från CAPWAP-analys får man bland annat en simulerad statisk provbelastningskurva som visar pålens last-deformations samband upp till det erhållna brottvärdet, se figur 5.2. Beräkningen av sambandet baseras på en förenklad linjär elasto-plastisk jordmodell där quake-värdena och lastfördelningen längs manteln och på spetsen från CAPWAP används. Detta är samma jordmodell som används vid WEAP-analys, se figur 2.5. Sambandet som erhålls är kanske inte alltid lämpligt att använda för friktionspålar eftersom den endast gäller vid tidpunkten för den aktuella provbelastning och ej tar hänsyn till framtida tidsberoende manteltillväxt eller eventuell gruppverkan.

Statnamic

Statnamic är en annan dynamisk provbelastningsmetod där belastningen utgörs av en sprängladdning som utlöses inuti en tryckkammare med mothållsvikter. Anordningen placeras på påltoppen. Metoden ger en betydligt längre stötvåg (ca 100 – 200 ms) än för ett vanligt hejarslag (ca 20 ms) och krafter upp till 5 MN. Metoden används dock först och främst för grävpålar och är sällan aktuell för konventionella slagna pålar. Metoden är ovanlig i Sverige (författarna känner inte till något fall) varför någon närmare beskrivning av metoden ej görs.

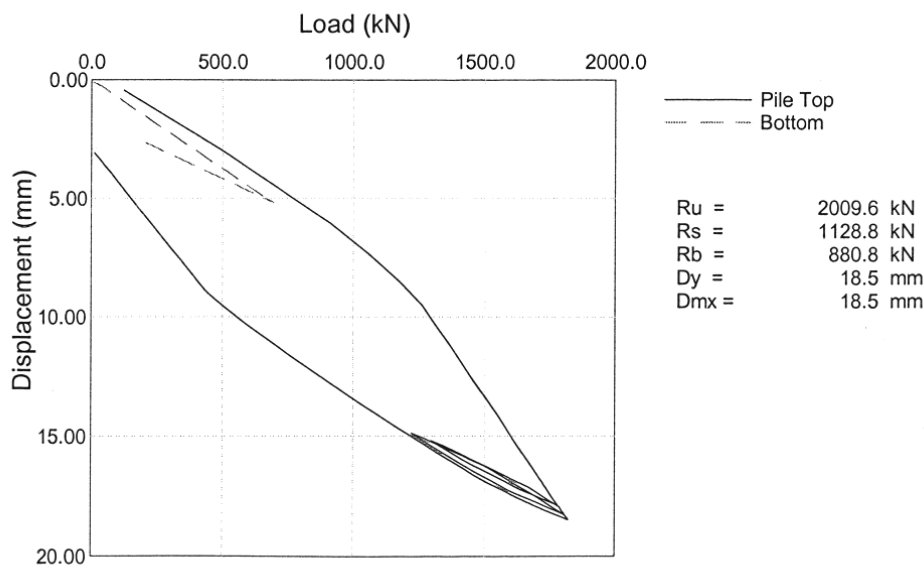
5.3 ÖVRIGA KONTROLLER

5.3.1 Slagräkning

Slagräkning är speciellt användbar vid både provpålning och som produktionskontroll av friktionspålar. Plötsliga förändringar i antalet slag per meter eller i det totala antalet slag kan t ex indikera bortslagning, packningseffekter eller förändringar i de geotekniska förutsättningarna. På grund av mantelfriktionen är det ofta svårt att särskilja en bortslagning av en påle med de naturliga variationerna i drivningsmotstånd som förekommer i en friktionsjord. En slagräkning utförs normalt per 0,2 m sjunkning och hejarens fallhöjd noteras. I lösare lager kan man istället räkna antalet slag per meter. Det är viktigt att notera avvikelser och avbrott i arbetet. Det rekommenderas att slagräkning utförs som en produktionskontroll för samtliga friktionspålar. Detta kan utgöra ett mycket värdefullt underlag om man senare stöter på problem eller bara för att verifiera att produktionspålarna beter sig på samma sätt som provpålarna.

5.3.2 Slag-sjunkningsmätning

Sjunkningsmätning är en metod som i första hand används för att verifiera bärförmågan hos spetsburna pålar i samband med stoppslagning. Vanligtvis mäts den permanenta sjunkningen för 10 slag (talja) för en viss fallvikt och fallhöjd. Metoden kan i vissa fall även vara användbar för friktionspålar om man korrelerar stoppsjunkningen vid den aktuella arbetsplatsen till en viss bärförmåga bestämd genom stötvågsmätning. Man kan sedan även utnyttja WEAP-analys för att undersöka bärförmågan för andra sjunkningsvärden eller för att ta fram nya stoppsjunkningsvärden för andra kombinationer av hejarvikt och fallhöjd.



Figur 5.2.
Exempel på en statisk last-deformationskurva från CAPWAP-analys.

Axelsson & Hintze (2000) och Axelsson (2000 b) visade att det är möjligt att uppskatta bärförmågetillväxten via slag-sjunktningmätning på pålar. Detta görs genom att mäta den permanenta sjunkningen för enstaka slag vid två olika tillfällen. Följande uttryck relaterar sedan den relativa minskningen i permanent sjunkning (S_2/S_1) mellan två tidpunkter, med en relativ ökning av bärförmågan (R_2/R_1):

$$\frac{R_2}{R_1} = \left(\frac{S_2}{S_1} \right)^{-b} \quad (5.3)$$

Ekvationen gäller för samma slagenergi vid de två mättillfällena och förutsätter att bärförmågan har blivit mobiliserad, det vill säga $S \geq$ ca 3 mm. Om man för att mobilisera bärförmågan vid det andra mättillfället måste öka slagenergin kan fortfarande ovanstående ekvation användas om man dividerar respektive sjunkningsvärde med motsvarande slagenergi, E_i , enligt:

$$\frac{R_2}{R_1} = \left(\frac{S_2/E_2}{S_1/E_1} \right)^{-b} \quad (5.4)$$

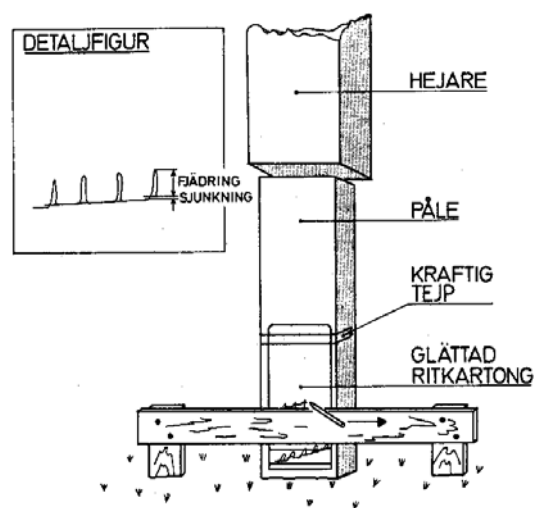
För att bestämma konstanten b måste bärförmåga och sjunkning bestämmas vid två olika tidpunkter. Alternativt används erfarenhetsvärden för b . Mätningar på pålar och sondstänger, samt WEAP-analyser, indikerar att b varierar mellan ca 0,6 – 0,9.

5.3.3 Fjädringsmätning

Fjädringsmätning innebär att man registrerar pålens totala sammantryckning under slagning, dvs:

1. Pålens elastiska sammantryckning.
2. Den permanenta sjunkningen efter slagning.

Fjädringsmätningen kan utföras manuellt genom att man under pålslagningen långsamt drar en penna tvärs över pålen, på vilken man fäst ett papper, se figur 5.3. Det går också att använda avvägningsinstrument för att utvärdera fjädringen. En fjädringskurva erhålls även i samband med stötvågsmätningen, från dubbelintegration av accelerationskurvan. I figur 2.8 visas två exempel på sådana kurvor. Noggrannheten på mätningen varierar bl.a. beroende på hur väl accelerometrarna fungerar (resultatet är mycket känsligt på grund av dubbelintegrationen). Kurvan kan därför behöva justeras med hänsyn till skillnaden i beräknad och verkligt uppmätt värde på den permanenta



Figur 5.3. Principfigur för manuell fjädringsmätning (Pålkommissionens rapport 59).

sjunkningen (görs i automatiskt i analysprogrammet).

Med fjädringsmätning kan avvikelser i fjädringen ge en indikation på:

1. Förekomst av kraftigt fjädrande jord eller tendenser till falska stopp.
2. Om pålen är skadad eller krökt.
3. Om pålen står med spetsen på sten eller block.

Fjädringsmätning tillsammans med slagräkning kan vara ett mycket bra komplement till stötvågsmätning och rekommenderas som en produktionskontroll vid svårartade pålningsförhållanden, t ex när flera pålar stannar på block, vid en stor andel bortslagning, vid ett stort drivningsmotstånd, eller för att reducera mängden stötvågsmätning.

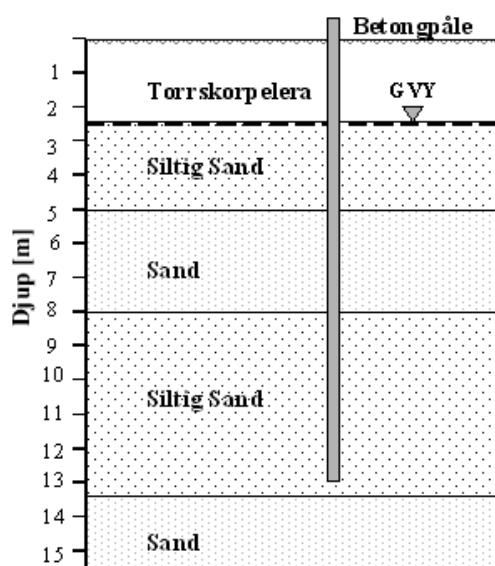
5.3.4 Raket och integritet

Integritetskontroll kan utföras antingen som ett s k "high strain" eller som ett "low strain" test. "High strain" test, som också utförs samtidigt med vanlig stötvågsmätning (dynamisk provbelastning) innebär att man använder en hejare som energikälla. Vid "low strain" test används normalt en handslägga som energikälla. Den låga energinivån gör att metoden inte är speciellt lämplig för långa friktionspålar, speciellt om de hunnit "växa fast" (dvs bärförmågetillväxt). Kontrollen måste i så fall utföras direkt efter pålen slagits. Vidare kan stötvågorna normalt inte passera genom skarvar. Integritetskontroll av pålar med stötvågsmätning beskrivs närmare i Pålkommissionens rapport 89.

Integritetskontroll för betongpålar kan även göras genom lodtolkning i pålen ingjutna inspektionsrör. Rakhetskontroll genom tolkning

(med ficklampa eller tolk) eller inklinometermätning utförs emellanåt i stålrörspålar för att verifiera en viss minikrökning eller för att bestämma den verkliga maximala krökningen. Separat/utökad integritetskontroll för betongpålar brukar endast utföras om man vid nedslagningen eller vid stötvågsmätning får indikation om en stor bortslagning. Speciellt vid slagning i åsmaterial med blockförekomst föreslås att en utökad integritetskontroll utförs.

6. Beräkningsexempel: Bärförmåga för en axiellt belastad påle



Figur 6.1.
Påle och jordprofil.

Detta fall har valts som exempel eftersom jorden är relativt väl beskriven och att beräkningsresultaten kan jämföras med utförda provbelastningar, både statiska och dynamiska.

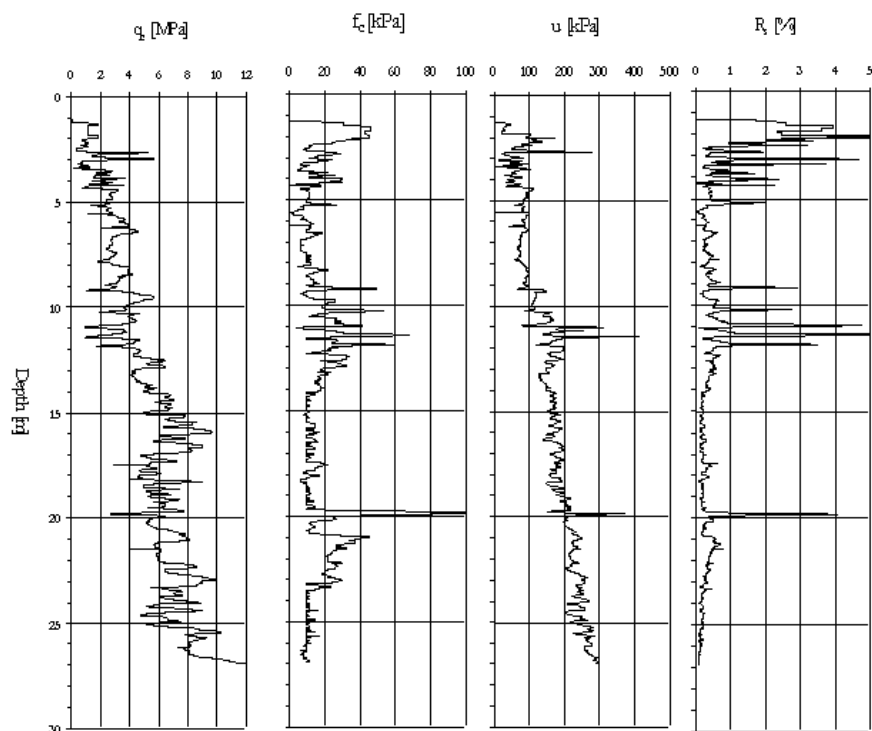
6.1.2 Beskrivning av jordmaterial

Sanden består av en normalkonsoliderad isälvsavlagring. Sonderingsresultat från CPT och hejarsondering presenteras i figur 6.2 respektive figur 6.3. Utvärderade egenskaper och bedömd relativ fasthet presenteras i tabell 6.1 och 6.2. Friktionsvinkeln är beräknad enligt Marcetti (1985) och lagringstätheten, I_d , är beräknad enligt Lancelotta (1983), se SGI Information 15. Jordens relativa fasthet har klassificerats med avseende på q_c respektive hejarsondering enligt tabell 6.14 i handboken Pågrundläggning (SGI, 1993), samt från CPT utvärderad lagringstäthet I_d enligt internationell klassificering (se Lambe & Whitman, 1979 m. fl.).

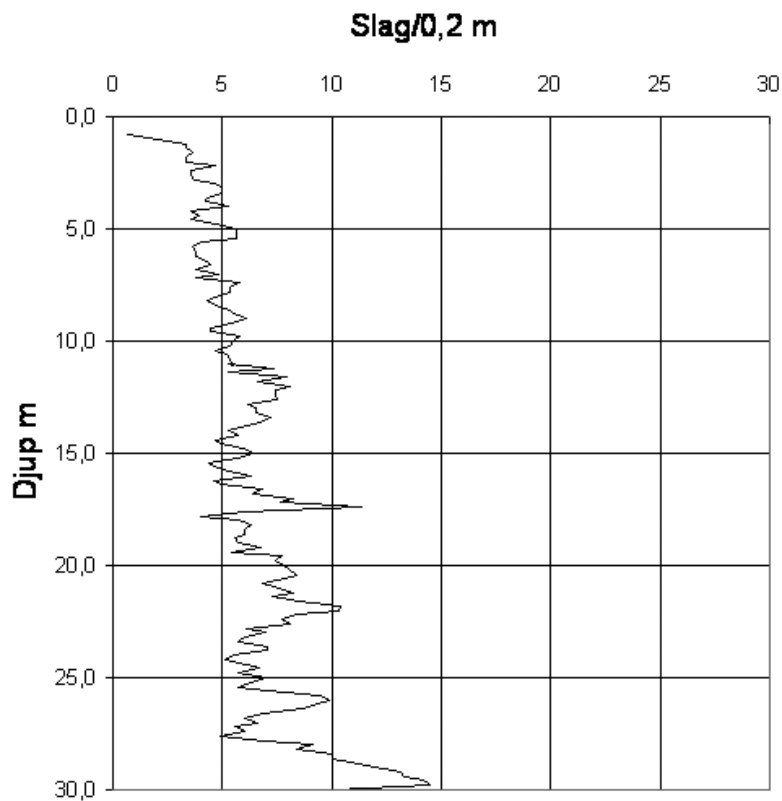
6.1 INDATA

6.1.1 Beskrivning av påle

Pålen är en standard betongpåle typ SP1 och har sidomått 235 x 235 mm. Pålen har en längd i jord på 13 m där 10,5 är i friktionsjord.



Figur 6.2.
CPT-resultat.



Figur 6.3
Hejarsonderings-
resultat, $N_{20,netto}$

Tabell 6.1 Utvärderade jordparametrar från CPT.

Lager	Djup [m]	Benämning	q_c [MPa]	ϕ	γ [kN/m ²]	I_d [%]	Relativfasthet enl q_c	Relativ fasthet enl I_d
1	0–2,5	Let/Le	–	–	18	–	–	–
2	2,5–5	siSa	2,5	35	19	36	Låg	Medel
3	5–8	Sa	3	34	19	40	Låg	Medel
4	8–13,5	siSa	4	33	19	38	Låg	Medel
5	13,5–17	Sa	7	35	19	50	Medel	Medel

Tabell 6.2 Utvärdering av jordens relativa fasthet från hejarsondering.

Lager	Djup [m]	Benämning	$N_{20,netto}$	Relativ fasthet
1	0–2,5	Let/Le	–	–
2	2,5–5	siSa	4	Låg
3	5–8	Sa	4,5	Låg
4	8–13,5	siSa	6	Låg-Medel
5	13,5–17	Sa	6,5	Låg-Medel

6.2 EXEMPEL 1: GEOSTATISK METOD ENLIGT API

6.2.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Spetsmotståndet beräknas med ekvation 4.25:

$$q_s = \sigma'_{v0} N_q$$

Effektivspänningen vid spetsnivån:

$$18 \cdot 2,5 + (19 - 10) \cdot 10,5 = 139,5 \text{ kPa}$$

Bärförmågefaktorn för medelfast siltig sand fås ur tabell 4.2 till $N_q = 12$ (Jordens fasthet är bedömd med avseende på I_d), vilket ger följande spetsmotstånd:

$$q_s = 0,1395 \cdot 12 = 1,67 \text{ MPa (vilket är mindre än gränsvärdet 2,9 MPa enligt tabell 4.2)}$$

Detta ger en spetsbärförmåga:

$$R_s = q_s \cdot A_s = 1670 \cdot 0,235^2 = 92 \text{ kN}$$

6.2.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelmotståndet beräknas med ekvation 4.24:

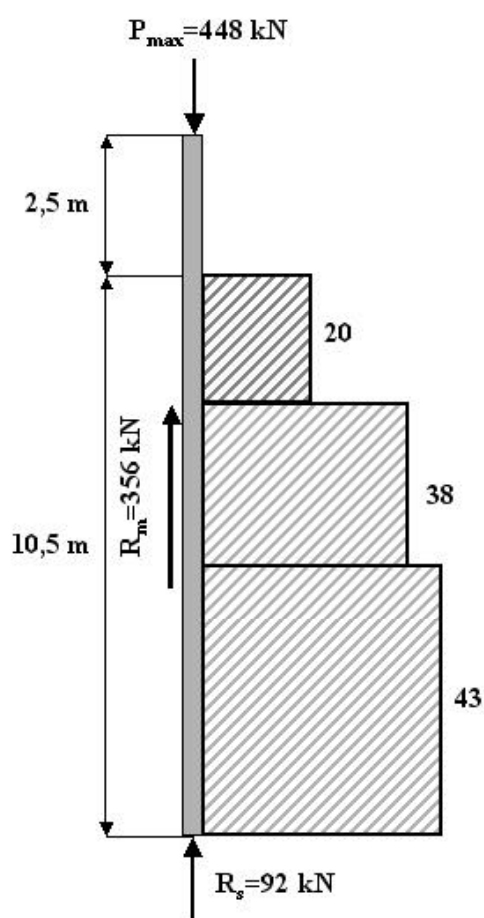
$$f_m = K_m \bar{\sigma}'_{v0} \tan \delta'_m$$

δ'_m fås ur tabell 4.2. För massförträngande pålar skall jordtryckskoefficienten väljas till $K_m = 1,0$.

Beräkning av mantelmotståndet utförs för respektive lager presenteras i tabell 6.3.

Gränsvärden för mantelfriktion enligt tabell 4.2 är ej dimensionerande. Bidrag från lerlagret försummas i beräkningen eftersom hålrum normalt bildas i leran nära markytan vid slagning av pålar. Mantelbärförmågan beräknas sedan genom att summera bidraget från respektive jordlager:

$$(2,5 \cdot 20 + 3 \cdot 38 + 5 \cdot 43) \cdot 0,94 = 356 \text{ kN}$$



Figur 6.4.
Resultat beräkningsexempel 1: bärförmågans fördelning enligt API-metoden.

Tabell 6.3. Beräkning av mantelmotståndet för respektive lager.

Lager	Lager-tjocklek [m]	Djup till lagrets mitt [m]	σ'_{v0} [kPa]	d_m	$f_{m,i}$ [kPa]
Lera	2,5	1,25	–	–	–
Siltig sand	2,5	3,75	56	20	20
Sand	3	6,5	81	25	38
Siltig sand	5	10,5	117	20	43

6.3 EXEMPEL 2: GEOSTATISK METOD ENLIGT BETA-KONCEPTET

6.3.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Spetsbärförmågan beräknas på samma sätt som enligt API-metoden i beräkningsexempel 1, således:

$$R_s = q_s \cdot A_s = 1670 \cdot 235^2 = \mathbf{92 \text{ kN}}$$

6.3.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelmotståndet beräknas med ekvation 4.26 för de nedersta 10 m:

$$f_{m,10} = \beta \sigma'_{v0}$$

Vi börjar först med att beräkna mantelmotståndet för de understa 10 meterna enligt följande beräkningsgång:

1. Jorden delas upp i lager med likvärdiga egenskaper.
2. Lagringstätheten I_d bestäms för respektive lager.
3. Den vertikala effektivspänningen σ'_{v0} beräknas för respektive jordlager (mitt).
4. Mantelmotståndet, medelvärde för respektive lager beräknas, $f_{mi,10}$.

Resultatet för respektive lager presenteras i tabell 6.4.

Ett medelvärde för mantelmotståndet för de nedersta 10 m beräknas:

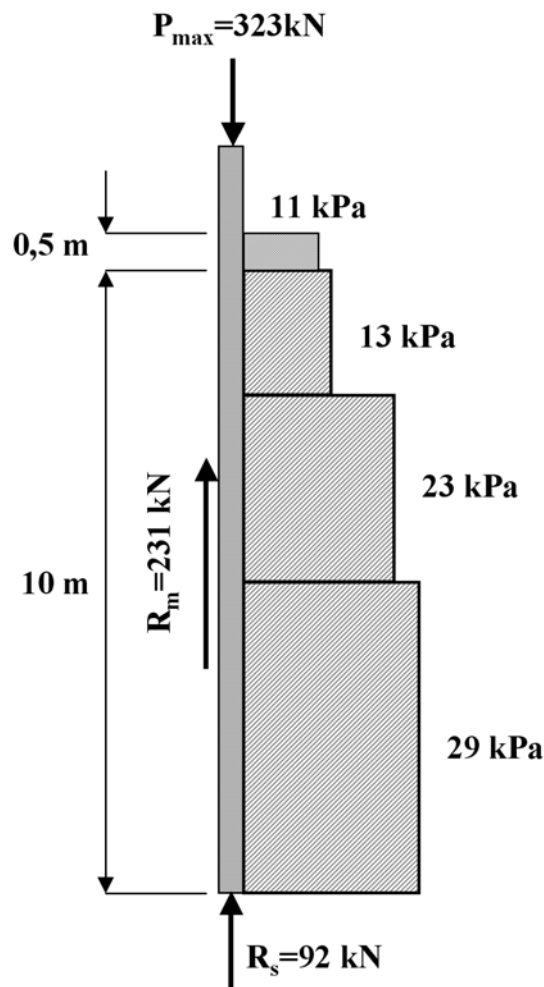
$$f_{m,10} = (2 \cdot 13 + 3 \cdot 23 + 5 \cdot 29) / 10 = 24 \text{ kPa}$$

Vid beräkning av mantelmotståndet för de översta tre metrarna försummas det översta lerlagret. Den återstående halvmetern beräknas enligt ekvation 4.27:

$$f_m = 0,24 \cdot \sigma'_{v0} = 0,24 (2,5 \cdot 18 + 0,25 \cdot 9) = 11 \text{ kPa}$$

Mantelbärförmågan beräknas sedan genom att summera bidraget från de understa 10 m med det ovanliggande verksamma jordlagret:

$$R_m = (f_m + f_{m,10}) \cdot A_m = (0,5 \cdot 11 + 10 \cdot 24) 0,94 = \mathbf{231 \text{ kN}}$$



Figur 6.5.
Resultat beräknings-
exempel 2: bärförmå-
gans fördelning en-
ligt Beta-konceptet.

Tabell 6.4 Beräkning av mantelmotståndet för de nedersta 10 m respektive lager.

Lager	Lager- tjocklek [m]	Djup till lagrets mitt [m]	I_d [%]	σ'_{v0} vid ök resp uk lager [kPa]	β (enligt figur 3.3)	$f_{mi,10}$ [kPa]
siSa	2	4	36	58,5	0,22	13
Sa	3	6,5	40	81	0,28	23
siSa	5	10,5	38	117	0,25	29

6.4 EXEMPEL 3: KORRELATION MED CPT

6.4.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Medelvärde av spetsstrycket $q_{c,s}$ inom ett avstånd av 1,5 gånger påldiametern (ca 0,4 m) ovan och under spetsnivån utvärderas, enligt figur 5.2, till 4,5 MPa.

Spetsbärförmågan beräknas enligt ekvation 4.28 (första termen) med en korrelationsfaktor enligt tabell 4.3 eller figur 4.17:

$$R_s = q_{c,s} \cdot S_1 \cdot A_s = 4500 \cdot 0,5 \cdot 0,235^2 = 124 \text{ kN}$$

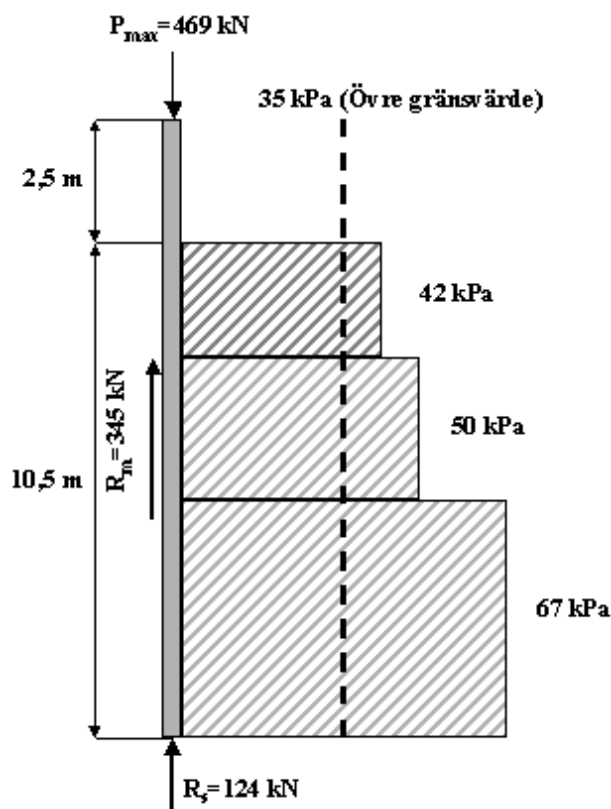
6.4.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelbärförmågan beräknas enligt ekvation 4.28 (andra termen):

En korrektionsfaktor $S_2 = 0,0167$ enligt tabell 4.3 används för samtliga lager. Utvärderat sonderingsmotstånd för respektive lager och samt beräkningar av mantelmotståndet redovisas i tabell 6.5.

Eftersom det beräknade mantelmotståndet är större än gränsvärde skall gränsvärdet användas. Mantelbärförmågan beräknas enligt följande:

$$R_m = q_{cm} \cdot S_2 \cdot A_m = 35 \cdot 10,5 \cdot 4 \cdot 0,235 = 345 \text{ kN}$$



Figur 6.6.
Resultat beräknings-
exempel 3: bärförmå-
gans fördelning enligt
korrelation med CPT.

Tabell 6.5. Beräkning av mantelmotståndet för respektive lager.

Benämning	Djup [m]	Lager- tjocklek [m]	Sonderings- motstånd q_c [MPa]	Mantel- motstånd $q_{cm} S_2$ [kPa]	Övre gränsvärde $q_{cm} S_2$ [kPa]
Let/Le	0–2,5	2,5	–	–	–
siSa	2,5–5	2,5	2,5	42	35
Sa	5–8	3	3	50	35
siSa	8–13	5	4	67	35

6.5 EXEMPEL 4: KORRELATION MED HEJARSONDERING (SPT)

6.5.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Med sonderingsmotstånd för hejarsondering som indata kan sonderingsmotståndet vid spetsen för SPT-sondering beräknas enligt ekvation 4.30:

$$N_{30} = 0,90 \cdot N_{20,netto} = 0,90 \cdot 7 = 6,3$$

Spetsbärförmågan beräknas sedan enligt ekvation 4.29 (första termen) med en korrelationsfaktor $n_s = 400$:

$$R_s = n_s \cdot N_{30s} \cdot A_s = 400 \cdot 6,3 \cdot 0,235^2 = 139 \text{ kN}$$

6.5.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelbärförmågan beräknas enligt ekvation 4.29 (andra termen):

$$R_m = (3,3 \cdot N_{30m} + 10) \cdot A_m$$

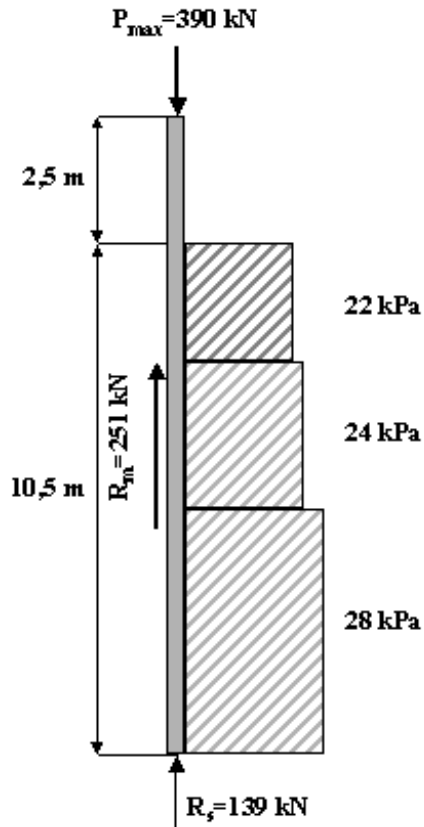
Utvärderat sonderingsmotståndet samt beräkning av mantelmotståndet för respektive lager redovisas i tabell 6.6.

Mantelbärförmågan beräknas som summan av mantelmotståndet vid respektive lager:

$$R_m = 22 \cdot 2,5 \cdot 4 \cdot 0,235 + 24 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 0,235 + 28 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 0,235 = 251 \text{ kN}$$

Tabell 6.6. Beräkning av mantelmotståndet för respektive lager

Benämning	Djup [m]	Lager- tjocklek [m]	Sonderings- motstånd N20,netto	Sonderings- motstånd N30	Mantel- motstånd [kPa]
Let/Le	0–2,5	2,5	–	–	–
siSa	2,5–5	2,5	4	3,6	22
Sa	5–8	3	4,5	4,1	24
siSa	8–13	5	6	5,4	28



Figur 6.7.
Resultat beräknings-
exempel 4: bärförmå-
gans fördelning enligt
korrelation med hej-
arsondering.

6.6 EXEMPEL 5: ICP-METODEN

6.6.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Medelvärde av spetsstrycket inom ett avstånd av 1,5 gånger påldiametern (ca 0,4 m) ovan och under spetsnivån utvärderas, enligt figur 6.2, till $q_{c,s} = 4,5$ MPa.

Ekvivalent diameter för en fyrkantig påle beräknas till:

$$D_{ekv} = \frac{2 \cdot B}{\sqrt{\pi}} = \frac{2 \cdot 235}{\sqrt{\pi}} = 265 \text{ mm}$$

Spetsmotståndet beräknas enligt ekvation 4.37:

$$q_s = q_c \left(1 - 0,5 \cdot \log \frac{D}{D_{CPT}} \right) = 4,5 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \log \frac{265}{36} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

Spetsbärförmågan kan sedan beräknas:

$$R_s = q_s \cdot A_s = 2500 \cdot 0,2352 = 138 \text{ kN}$$

6.6.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelmotståndet beräknas enligt ekvationerna 4.32 – 4.35.

Först beräknas den radiella tryckspänningen i vila för respektive lager enligt ekvation 4.34:

$$\sigma'_{rc} = 0,029 q_c \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,13} \left(\frac{h}{R} \right)^{-0,38}$$

Ekvivalent radie för en fyrkantig påle beräknas till (se ovan): $R_{ekv} = 265/2 = 133 \text{ mm}$

Skjuvmodulen G beräknas förslagsvis enligt en metod av Baldi et al (1989) med följande uttryck (i enheten MPa):

$$G = q_c \cdot \left[A + B \frac{q_c}{\sqrt{P_a \cdot \sigma'_{v0}}} - C \left(\frac{q_c}{\sqrt{P_a \cdot \sigma'_{v0}}} \right)^2 \right]$$

där

$$A = 0,0204$$

$$B = 0,00125$$

$$C = 1,216 \cdot 10^{-6}$$

Ökningen av den radiella tryckspänningen på grund av dilatans beräknas enligt ekvation 4.35 med $dh = 0,03 \text{ mm}$ (betongpåle):

$$\Delta \sigma'_{rd} = \frac{2 \cdot G \cdot dh}{R}$$

Resultaten för respektive lager redovisas i tabell 6.8.

Den totala radiella tryckspänningen beräknas enligt ekvation 4.33:

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta \sigma'_{rd}$$

Mantelmotståndet beräknas slutligen enligt ekvation 4.32 med en friktionsvinkel utvärderad enligt figur 4.19. Friktionsvinkeln är en funktion av partikelstorleken (som i detta exempel måste uppskattas i avsaknad av prover och siktcurvor):

Tabell 6.7. Beräkning av radiella tryckspänningen i vila σ'_{rc} för respektive lager.

Benämning	Djup [m]	Lager-tjocklek [m]	σ'_{v0} [kPa]	Sonderingsmotstånd q_c [kPa]	Avstånd till spetsen h [m]	σ'_{rc} [MPa]
Let/Le	0–2,5	2,5	–	–	–	0
SiSa	2,5–5	2,5	56	2,5	9,25	13,5
Sa	5–8	3	81	3	6,5	19,3
SiSa	8–13	5	117	4	2,5	38,8

Tabell 6.8. Beräkning av den radiella tryckspänningen för respektive lager m h t dilatans.

Benämning	Djup [m]	σ'_{v0} [kPa]	Sonderingsmotstånd q_c [MPa]	Skjuvmodul G [MPa]	Ds'_{rd} [kPa]
Let/Le	0–2,5	–	–	–	–
siSa	2,5–5	56	2,5	41,0	18,5
Sa	5–8	81	3	49,5	22,3
siSa	8–13	117	4	61,5	27,8

Tabell 6.9. Beräkning av mantelmotståndet för respektive lager.

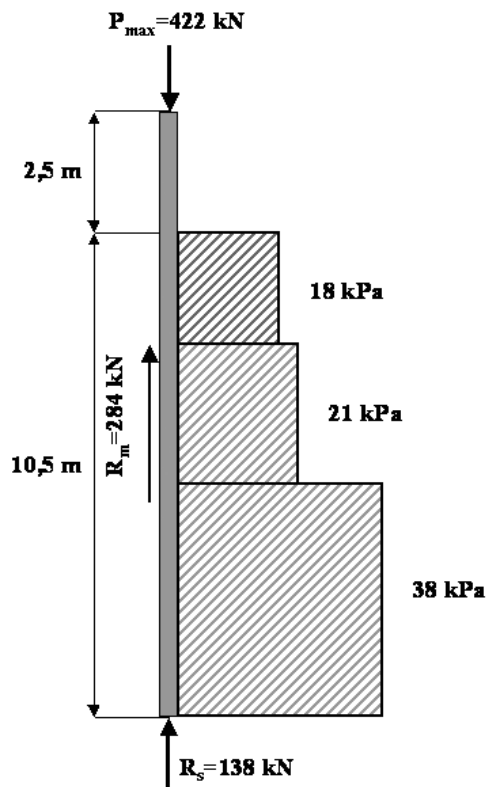
Benämning	σ'_{rc} [kPa]	$\Delta\sigma'_{rd}$ [kPa]	σ'_{rf} [kPa]	d_{50} [mm]	δ_{cv}	f_m [kPa]
Let/Le	0	–	–	–	–	–
siSa	13,5	18,5	32,0	0,15	30	18,5
Sa (fin)	19,3	22,3	41,6	0,3	27	21,2
siSa	38,8	27,8	66,6	0,15	30	38,5

$$f_m = \sigma'_{rf} \tan \delta_{cv}$$

Resultaten för respektive lager redovisas i tabell 6.9.

Mantelbärförmågan beräknas sedan som summan av mantelmotståndet vid respektive lager:

$$R_m = 18,5 \cdot 2,5 \cdot 4 \cdot 0,235 + 21,2 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 0,235 + 38,5 \cdot 5 \cdot 4 \cdot 0,235 = 284 \text{ kN}$$



Figur 6.8. Resultat beräkningsexempel 5: bärförmågans fördelning enligt ICP-metoden.

6.7 SAMMANFATTNING

6.7.1 Sammanställning av resultaten

I tabell 6.10 redovisas en sammanställning över resultat från beräkningsexemplen, dvs karaktäristisk bärförmåga enligt de olika beräkningsmetoderna. Som jämförelse presenteras i tabell 6.11 verkliga resultat från statiska och dynamisk provbelastningar för den aktuella pälén.

6.7.2 Kommentarer till resultaten

Det kan vara intressant att jämföra de beräknade resultaten med resultat från utförda provbelastningar. Några slutsatser om metodernas generella noggrannhet kan naturligtvis inte göras från detta enskilda exempel.

De beräknade bärförmågorna enligt de olika metoderna har jämförts i första hand med den statiska provbelastningen vid 141 dygn eftersom större delen av bärförmågetillväxten kan antas ha utbildats. Vidare har jämförelsen gjorts mot brottkriteriet $S/D = 10\%$ (förhållandet mellan spetsrörelse och pålspetsdiameter) snarare än mot Davidsons brottkriterium. Detta eftersom $S/D = 10\%$ är ett mer generellt brottkriterium, samt att den utvärderade bärförmågan är närmare ett fullt utbildat "brott" än med Davidsons som ett relativt konservativt brottkriterium (dvs vid en liten spetsrörelse).

Samtliga metoder har givit ett resultat som relativt väl överensstämmer med provbelastningarna. Totalt sätt hade en större spridning i beräkningsresultaten kunnat förväntas, men som nämnts tidigare, ska man inte dra några långtgående slutsatser om beräkningsmetodernas noggrannhet från ett enskilt fall. Tre metoder övervärderar bärförmågan mellan 8 – 20 %; LCPC-metoden och ICP-metoden, (vilka helt respektive delvis är baserade på CPT), samt API-metoden. Beta-konceptet, som är en omarbetning av API-metoden, undervärderar bärförmågan med 17 % (skillnaden ligger i mantelmotståndet). Den metod som däremot givit bäst resultat är den som baseras på en korrelation med hejarsondering (egentligen SPT). En bidragande orsak till den goda överensstämmelsen är troligen det måttliga sonderingsdjupet och det låga sonderingsmotståndet, vilket medför att den dynamiska dämpningen bara ger en liten påverkan på sonderingsresultaten.

Tabell 6.10 Sammanställning över resultat från beräkningsexemplen.

Beräkningsmetod	Mantelmotstånd ¹ [kN]	Spetsmotstånd [kN]	Total bärförmåga [kN]
API-metoden	356	92	448
Beta-konceptet	231	92	323
Korrelation med CPT (LCPC-metoden)	345	124	469
Korrelation med hejarsondering	251	139	390
ICP-metoden	284	138	422

Tabell 6.11 Sammanställning över utförda statiska och dynamiska provbelastningar.

Provbelastningsmetod	Mantelmotstånd ¹ [kN]	Spetsmotstånd [kN]	Total bärförmåga [kN]
Dynamisk provbelastning, 5 dygn	330	59	389
Statisk provbelastning, 5 dygn	208* / 224**	77* / 116**	285* / 340**
Statisk provbelastning, 141 dygn	244* / 258**	116* / 132**	360* / 390**

*Enligt Davidson brottkriterium. **Enligt $S/D = 10\%$.

7. Beräkningsexempel: Sättning hos friktionspålar i grupp

7.1 INDATA

7.1.1 Slagna grova stålrörpålar

Diameter $d_p = 0,8$ m

Längd $L = 20$ m

$E_p = 40$ G_{pa} (betongfyllt stålrör)

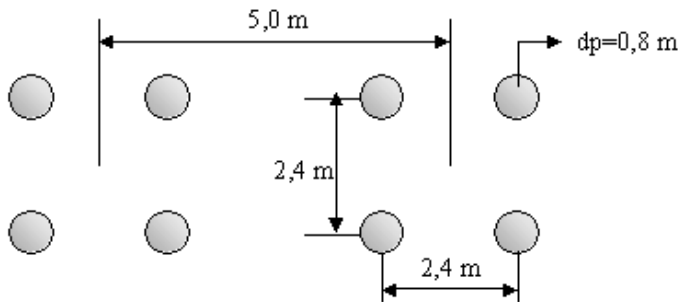
$c/c = 2,4$ m

7.1.2 Jord

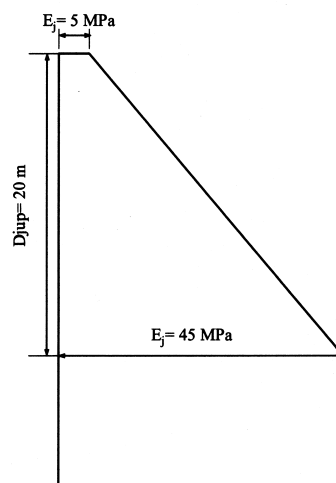
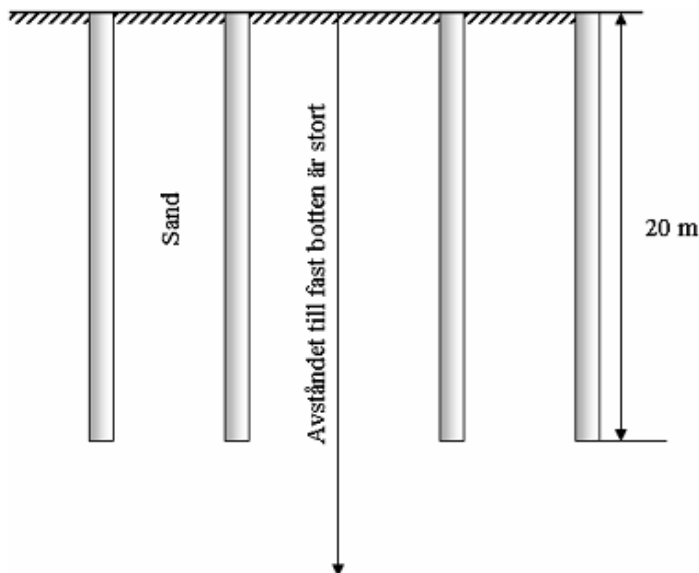
Jordprofilen består av mycket löst till fast lagrad sand. Elasticitetsmodulen varierar med djupet enligt figur 7.2. Jordens elasticitetsmodul förutsätts vara konstant under 20 m djup.

7.1.3 Last

Total vertikal belastning på varje pålgrupp är 12 MN.



Figur 7.1
Två pålgrupper i friktionsjord.



Figur 7.2
Jordens elasticitetsmodul.

Figur 7.3
Pålbeteckning inom
en pålgrupp.

7.2 SÄTTNINGSBERÄKNING ENLIGT POULOS & DAVIS

7.2.1 Sättningsberäkning för en enskild påle

Jordens elasticitetsmodul längs pålen (medel-

$$\text{värde) } E_{jm} = \frac{5+45}{2} = 25 \text{ MPa}$$

Sättningen, d , hos enskild påle belastad med en axial enhetslast på 1MN beräknas enligt ekvation 4.1:

$$d = d_1 = \frac{1}{d_p \cdot E_{jm}} \cdot I$$

$$\text{där } I = I_o \cdot R_k \cdot R_n \cdot R_v$$

$$\text{Pålstyvhet: } K = \frac{E_p \cdot R_A}{E_{jm}}$$

$$\text{där } R_A = \frac{\text{pådens effektiva area}}{\text{pådens massiva area}} = \frac{4 \cdot A_p}{p \cdot d_p^2} = 1$$

vilket ger

$$K = \frac{40000 \cdot 1}{25} = 1600$$

Faktor I_o :

$$\frac{L}{d_p} = \frac{20}{0,8} = 25$$

$$\frac{d_p}{d} = 1$$

Figur 4.3 ger $I_o = 0,075$

Korrektionsfaktorer:

- Med hänsyn till ändligt djup:
Djupet till fast botten är okänt, antag att djupet i förhållande till pådens längd är tillräckligt stor så att $R_h = 1$
- Med hänsyn till pådens styvhet:
 $K = 1600$, samt $L/d_p = 25$, från figur 4.3
 $R_k = 1,1$
- Med hänsyn till Poissons tal:
 $\nu = 0,3$ samt $K = 1600$, från figur 4.4
 $R_n = 0,93$

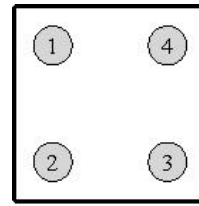
$$I = 0,075 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 0,93 = 0,0767$$

Sättningen för 1 MN last blir då:

$$d_{1MN} = \frac{1}{0,8 \cdot 25} \cdot 0,0767 \cdot 1000 = 3,9 \text{ mm}$$

Figur 7.4
Pålbeteckning
inom två pålgrup-
per.

7.2.2 Sättning för en pålgrupp



Sättning för en pålgrupp beräknas enligt superpositionsprincipen enligt följande ekvation:

$$d_1 = d_{1MN} \cdot \sum_{i=1}^4 (P_i \cdot a_{1i}) + d_{1MN} \cdot P_1$$

Eftersom pålgruppen är symmetrisk medför

detta att $P_1 = P_i = \frac{12}{4} = 3,0$ MN och att sättningen

i alla pålar blir lika, dvs $d_1 = d_2 = d_3 = d_4$.

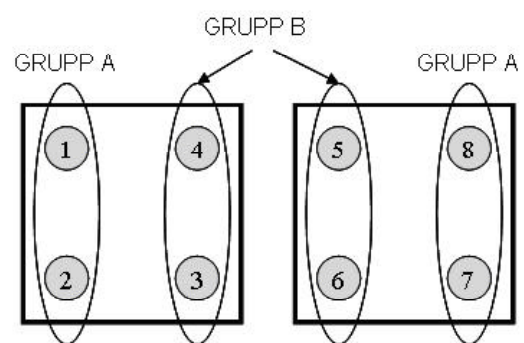
Tabell 7.1 Beräkning av influensfaktorer för en pålgrupp.

Påle	s/d _p	Från figur 3.9 (a _{1i}) _{n=0,5}	Från figur 3.11 Ng	(a _{1i}) _{n=0,3}
1	0	1	1	1
2	3	0,51	1,02	0,52
3	4,24	0,45	1,03	0,46
4	3	0,51	1,02	0,52

$$d_1 = d_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^4 a_{1i} = 0,00384 \cdot 3,0 \cdot (1 + 0,52 + 0,46 + 0,52)$$

$$d_1 = 0,029 \text{ m} = 29 \text{ mm}$$

7.2.3 Sättning för två pålgrupper



Vid beräkning av sättningen för två pålgrupper används samma tillvägagångssätt som för en pålgrupp. Sättningen i ytterpålarerna, 1, 2, 7 och 8 är identisk. För innerpålarerna 3, 4, 5 och 6 förväntas sättningen vara något större än för ytterpålarerna. Alla pålar antas att de utsätts för en jämn belastning på 3,0 MN.

Tabell 7.2 Beräkning av influensfaktorer för två pålgrupper.

Enhetslast 1 MN på påle 1 (ytterpåle)					Enhetslast 1 MN på påle 4 (innerpåle)			
Påle	s/dp	Från figur 3.9 (α_{1i}) _{v=0,5}	Från figur 3.11 Ny	(α_{1i}) _{v=0,3}	s/dp	Från figur 3.9 (α_{1i}) _{v=0,5}	Från figur 3.11 Ny	(α_{1i}) _{v=0,3}
1	0,00	1	1	1	3,00	0,51	1,02	0,52
2	3,00	0,51	1,02	0,52	4,24	0,45	1,03	0,46
3	4,24	0,45	1,03	0,46	3,00	0,51	1,02	0,52
4	3,00	0,51	1,02	0,52	0,00	1	1	1
5	6,25	0,38	1,05	0,40	3,00	0,51	1,02	0,52
6	6,93	0,35	1,06	0,37	4,24	0,45	1,03	0,46
7	9,72	0,29	1,07	0,31	6,93	0,35	1,06	0,37
8	9,25	0,30	1,07	0,32	6,25	0,38	1,05	0,40
			Summering 3,90				Summering 4,25	

Beräkning av sättning för ytterpålar:

$$\delta_{gruppA} = \delta_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^8 \alpha_{1i} = 0,00384 \cdot 3,0 \cdot 3,9$$

$$\delta_{gruppA} = 0,045 \text{ m} = 45 \text{ mm}$$

Beräkning av sättning för innerpålar på samma sätt:

$$\delta_{gruppB} = \delta_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^8 \alpha_{1i} = 0,00384 \cdot 3,0 \cdot 4,25$$

$$\delta_{gruppB} = 0,049 \text{ m} = 49 \text{ mm}$$

7.3 SÄTTNINGSBERÄKNING ENLIGT RANDOLPH & FLEMING

7.3.1 Sättningsberäkning för enskild påle

Sättningen hos en enskild påle belastad med 1 MN beräknas enligt ekvation 4.12.

Medelvärde av pålens skjumodul:

$$\bar{G} = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{25}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 9,6 \text{ MPa}$$

Pålens skjuvmodul vid spetsen:

$$G_L = G_s = \frac{45}{2 \cdot (1 + 0,3)} = 17,3 \text{ MPa}$$

I ekvation 4.12 ingående parametrar beräknas:

$$\eta = \frac{r_s}{r_o} = 1$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_s} = \frac{17,3}{17,3} = 1$$

$$\rho = \frac{\bar{G}}{G_L} = \frac{9,6}{17,3} = 0,555$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L} = \frac{40000}{17,3} = 2312$$

$$r_{\max} = 2,5 \cdot \rho \cdot L \cdot (1 - \nu) = 2,5 \cdot 0,555 \cdot 20 \cdot (1 - 0,3) = 19,4 \text{ m}$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_{\max}}{r_o}\right) = 3,9$$

$$\mu_i = \sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda} \cdot \frac{L}{r_o}} = \sqrt{\frac{2}{3,9 \cdot 2312} \cdot \frac{20}{0,4}} = 0,745$$

Sättningen, δ_p , beräknad för 1 MN last enligt ekvation 4.12 blir då $\delta_{1MN} = 3,5 \text{ mm}$ (jämför med 3,9 mm beräknat enligt Poulos & Davis metod).

7.3.2 Sättning för en pålgrupp

Värden framräknade i avsnitt 7.3.1 för en enskild påle används i ekvationerna.

Sättning för en pålgrupp beräknas enligt ekvation 4.22:

Influensfaktorer för mantel och spets beräknas enligt följande:

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s4} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{s}{r_p}\right)}{\zeta} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{2,4}{0,4}\right)}{3,9} = 0,54$$

$$\alpha_{s3} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{s}{r_p}\right)}{\zeta} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{3,39}{0,4}\right)}{3,9} = 0,45$$

$$\alpha_{b2} = \alpha_{b4} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r_o}{s} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{0,4}{2,4} = 0,106$$

$$\alpha_{b3} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r_o}{s} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{0,4}{3,39} = 0,075$$

$$\zeta^* = \zeta \cdot \sum_{j=1}^4 (\alpha_s)_{1j} = 3,9 \cdot (1 + 2 \cdot 0,54 + 0,45) = 9,87$$

$$\eta^* = \frac{\eta}{\sum_{j=1}^4 (\alpha)_{1j}} = \frac{1}{1 + 2 \cdot 0,106 + 0,075} = \frac{1}{1,287} = 0,777$$

Detta ger enligt ekvation 4.22

$\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = 33 \text{ mm}$ (jämför med 29 mm beräknat enligt Poulos & Davis metod)

7.3.3 Sättning för två pålgrupper

Sättningsberäkning för en pålgrupp gäller för pålar med identiska last-deformations samband och som är placerade symmetriskt kring ett cirkelcentrum. En relativ förenklad metod används där varje enskild pålgrupp betraktas som en påle med 1,6 m diameter (ekvivalent area) och ett centrumavstånd mellan de två pålgrupperna som är lika med 5 m.

Influensfaktorer beräknas enligt följande:

$$\eta = \frac{r_s}{r_o} = 1$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_s} = \frac{17,3}{17,3} = 1$$

$$\rho = \frac{\bar{G}}{G_L} = \frac{9,6}{17,3} = 0,555$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_i} = \frac{40000}{17,3} = 2312$$

$$r_m = 2,5 \cdot \rho \cdot l \cdot (1 - \nu) = 2,5 \cdot 0,555 \cdot 20 \cdot (1 - 0,3) = 19,4 \text{ m}$$

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_o}\right) = \ln\left(\frac{19,4}{0,8}\right) = 3,2$$

$$\mu_l = \sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda}} \cdot \frac{l}{r_o} = \sqrt{\frac{2}{3,2 \cdot 2312}} \cdot \frac{20}{0,8} = 0,41$$

$$\alpha_s = 1 - \frac{\ln\left(\frac{s}{r_p}\right)}{\zeta} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{5}{0,8}\right)}{3,2} = 0,43$$

$$\alpha_b = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{r_o}{s} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{0,8}{5} = 0,102$$

$$\zeta^* = \zeta \cdot \sum_{j=1}^2 (\alpha_s)_{1j} = 3,2 \cdot (1 + 0,43) = 4,6$$

$$\eta^* = \frac{\eta}{\sum_{j=1}^2 (\alpha)_{1j}} = \frac{1}{(1 + 0,102)} = 0,907$$

Sätningen för två pålgrupper beräknas enligt ekvation 4.22:

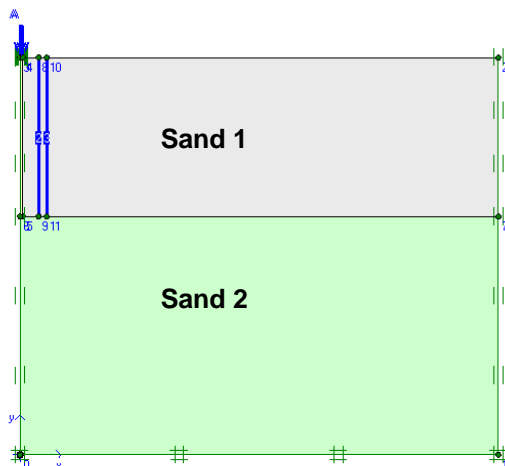
$\delta_{gruppB} = 44 \text{ mm}$ (jämför med 45/49 mm beräknat enligt Poulos & Davis metod)

7.4 SÄTTINGSBERÄKNING ENLIGT PLAXIS 2D

7.4.1 Sättningsberäkning för enskild påle

Här redovisas ett exempel på numeriska beräkningar utförda i Finita Element programmet PLAXIS. En axialsymmetrisk modell har använts. Geometrin och indataparametrar är presenterade i figur 7.5 och tabell 7.4.

Indata



Figur 7.5
Geometri och
jordmodell.

Pålen modelleras på vänster sida av en dränerad elastisk jord i den axialsymmetriska modellen. För att försäkra sig om att lasten fördelas jämt över pålens tvärsnittsarea modelleras en styv platta ovanpå pålen. På avstånden 2,4 m och 3,4 m från den belastade pålen placeras två balkelement. Styvheten på dessa två element är näst intill försumbar, se tabell 7.5,

Tabell 7.4 Materialparametrar.

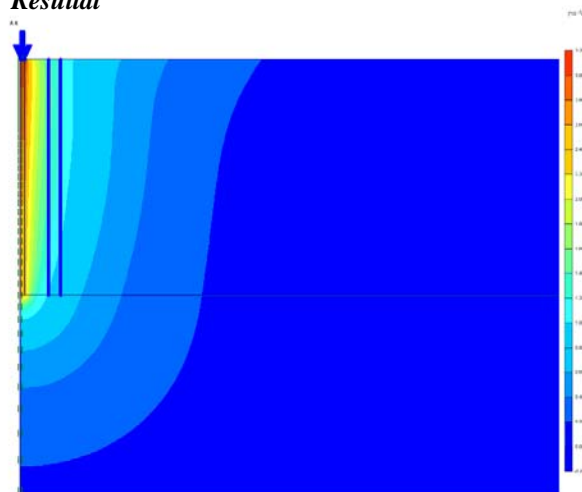
Linjärelastisk		1	2	3
Typ	Enhet	Sand1 Dränerad	Sand2 Dränerad	Betong Dränerad
γ_{unsat}	[MN/m ³]	0,00	0,00	0,00
γ_{sat}	[MN/m ³]	0,00	0,00	0,00
E_{ref}	[MN/m ²]	5,00	45,00	40000,00
ν	[-]	0,300	0,300	0,200
E_{incr}	[MN/m ² /m]	2,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	50,000	50,000	0,000

Tabell 7.5 Balkelement.

No.	Identification	EA [MN/m]	EI [MNm ² /m]	w [MN/m/m]	v [-]
1	dummy	1,00	0,10	0,00	0,00
2	platta	4E5	33333,00	0,00	0,20

de har modellerats för att erhålla deformationerna, på elementens position, som orsakas av belastningen på pålen. Pålen belastas av en enhetslast på 1 MN, vilket motsvarar 2 MN m².

Resultat



Figur 7.6 Resultat från PLAXIS 2D-beräkning.

Sättningen på pålen utsatt för enhetslasten 1 MN är ca 3,1 mm (jämför med 3,5 mm beräknat enligt Randolph & Flemings analytiska metod).

Belastningen 12 MN på pålgruppen antas fördelas jämt och utsätta varje påle för 3,0 MN. Detta ger en sättnings på 9,5 mm.

7.4.2 Sättning för en pålgrupp

Första steget i beräkningarna för sättning av en pålgrupp är att identifiera influensfaktorerna för elementen placerade 2,4 m och 3,4 m från pålen. Som tidigare nämnts är en enskild påles sättning 3,1 mm för enhetslasten 1 MN. Sättningen på avståndet 2,4 m och 3,4 m från pålen är 1,5 mm respektive 1,2 mm.

Beräkning av influensfaktorer:

Influensfaktor för pålar med 2,4 m avstånd
 $= 1,5/3,1 = 0,48$

Influensfaktor för pålar med 3,4 m avstånd
 $= 1,2/3,1 = 0,39$

Sättning för en pålgrupp belastade med 12 MN last är:

$$\delta_{1\text{pålgrupp}} = \delta_{1\text{MN}} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^4 \alpha_{i1} = 3,1 \cdot 3,0 (1 + 0,48 \cdot 2 + 0,39) = 22 \text{ mm}$$

(jämför med 33 mm beräknat enligt Randolph & Flemings metod och 29 mm enligt Poulos och Davis).

7.4.3 Sättning för två pålgrupper

Sättningsberäkning för de två pålgrupperna med 5 m centrumavstånd utförs med hjälp av en modell, där varje pålgrupp är modellerad som en ekvivalent stor påle med 1,6 m i diameter, se figur 7.7.

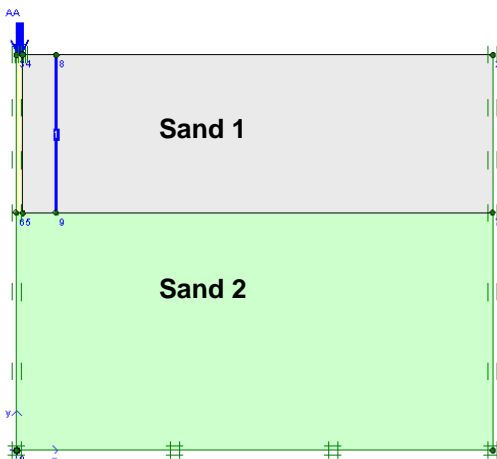
Beräkningarna visar att sättningen hos en enskild påle belastad med en axial enhetslast på 1 MN är 2,2 mm, medan sättningen 5 m från den belastade pålen är 0,8 mm.

Influensfaktor blir $0,8/2,2 = 0,37$.

Sättningen för två pålgrupper kan därför beräknas enligt följande:

$$\delta_{2\text{pålgrupp}} = \delta_{1\text{pålgrupp}} \cdot (1 + \alpha)$$

$$\delta_{2\text{pålgrupp}} = 22 \cdot (1 + 0,37) = 30 \text{ mm}$$



Figur 7.7
 Geometrin och jord
 och pålmaterial.

7.5 SÄTTINGSBERÄKNING ENLIGT PLAXIS 3D FOUNDATION

Sättningen av vertikalt belastade pålar är av 3D karaktär och därför kan mer precisa resultat erhållas genom en 3D finit element analys i programmet PLAXIS 3D. På samma sätt som i den tvådimensionella modellen modelleras alla material, inklusive pålarna, som linjärt elastiska. För en god lastspridning definieras ett golvelement med stor böj- samt axialstyvhet ovanpå pålen.

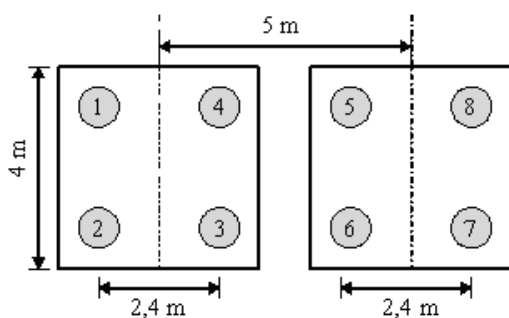
Tre numeriska beräkningar utförs. I de två första beräkningarna belastas en påle med enhetslasten och den vertikala deformationen vid den pålen samt övriga pålar på olika avstånd från den belastade pålen erhålls. I den första beräkningen modelleras de övriga pålarna som materialet Sand1. Enligt den analytiska metoden Poulos & Davis beräknades influensfaktorerna på samma sätt, det vill säga utan hänsyn till pålarnas material. I den andra beräkningen definieras pålens material istället för jordmaterialet Sand1 för att studera materialvalets relevans för sättningen vid de övriga pålarnas placering. I den tredje beräkningen belastas samtliga pålar samtidigt. Den andra och tredje beräkningen kan jämföras med varandra, eftersom de bygger på samma antaganden och förväntas ge samma resultat.

7.5.1 Sättningsberäkning för enskild påle

Sättningen hos en enskild påle belastad med en axial enhetslast på 1 MN är enligt numeriska beräkningar 2,5 mm vilket är mindre än resultatet från de 2D numeriska och de analytiska beräkningarna. Sättningen från lasten 3,0 MN är 7,5 mm.

7.5.2 Sättning för en pålgrupp

Som tidigare nämnts belastades en enskild påle med en enhetslast på 1 MN. Den vertikala deformationen vid samtliga pålar erhöles från numeriska analyser. Deformationer och relaterande influensfaktorer redovisas i tabell 7.6.



Figur 7.8
Pålplacering.

Tabell 7.6 Deformationer och influensfaktorer för en pålgrupp.

Påle	δ	α
1	2,46	1
2	1,21	0,49
3	0,982	0,4
4	0,1,21	0,49

Beräkning av sättning för en pålgrupp:

$$\delta_{\text{pålgrupp}} = \delta_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^4 \alpha_{1i} = 2,46 \cdot 3,0 \cdot (1 + 0,49 \cdot 2 + 0,40) = 18 \text{ mm}$$

Även detta är mindre än sättningsberäkningar enligt de andra metoderna.

7.5.3 Sättning för två pålgrupper

Beräkningssätt 1, materialet Sand1 på de obelastade pålarnas plats.

Deformationer och relaterande influensfaktorer för alla pålar i två pålgrupper enligt beräkningssätt 1 redovisas i tabell 7.7.

Beräkning av sättning för ytterpålar:

$$\delta_{\text{pål1}} = \delta_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^8 \alpha_{1i} = 2,46 \cdot 3,0 \cdot 3,36 = 25 \text{ mm}$$

Beräkning av sättning för innerpålar på samma sätt:

$$\delta_{\text{pål4}} = \delta_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^8 \alpha_{1i} = 2,46 \cdot 3,0 \cdot 3,83 = 28 \text{ mm}$$

Beräkningssätt 2, pålmaterial på de obelastade pålarnas plats

Deformationer och relaterande influensfaktorer för alla pålar i två pålgrupper enligt beräkningssätt 2 redovisas i tabell 7.8.

Beräkning av sättning för ytterpålar:

$$\delta_{\text{pål1}} = \delta_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^8 \alpha_{1i} = 2,36 \cdot 3,0 \cdot 3,08 = 22 \text{ mm}$$

Beräkning av sättning för innerpålar på samma sätt:

$$\delta_{\text{pål4}} = \delta_{1MN} \cdot P \cdot \sum_{i=1}^8 \alpha_{1i} = 2,36 \cdot 3,0 \cdot 3,46 = 25 \text{ mm}$$

Beräkningssätt 3, alla pålar belastas samtidigt

Deformationerna orsakade av 3 MN belastning på alla pålar samtidigt visas i tabell 7.9. Som väntat är resultatet identiskt med svaret i beräkningssätt 2.

Tabell 7.7 Deformationer och influensfaktorer för två pålgrupper enligt beräkningssätt 1.

Påle	Enhetslast 1 MN på påle 1 (ytterpåle)		Enhetslast 1 MN på påle 4 (innerpåle)	
	δ	α	δ	α
1	2,46	1,00	1,21	0,49
2	1,21	0,49	0,982	0,40
3	0,982	0,40	1,21	0,49
4	1,21	0,49	2,46	1,00
5	0,73	0,30	1,21	0,49
6	0,67	0,27	0,95	0,39
7	0,492	0,20	0,67	0,27
8	0,515	0,21	0,73	0,30
		Σ 3,36		Σ 3,83

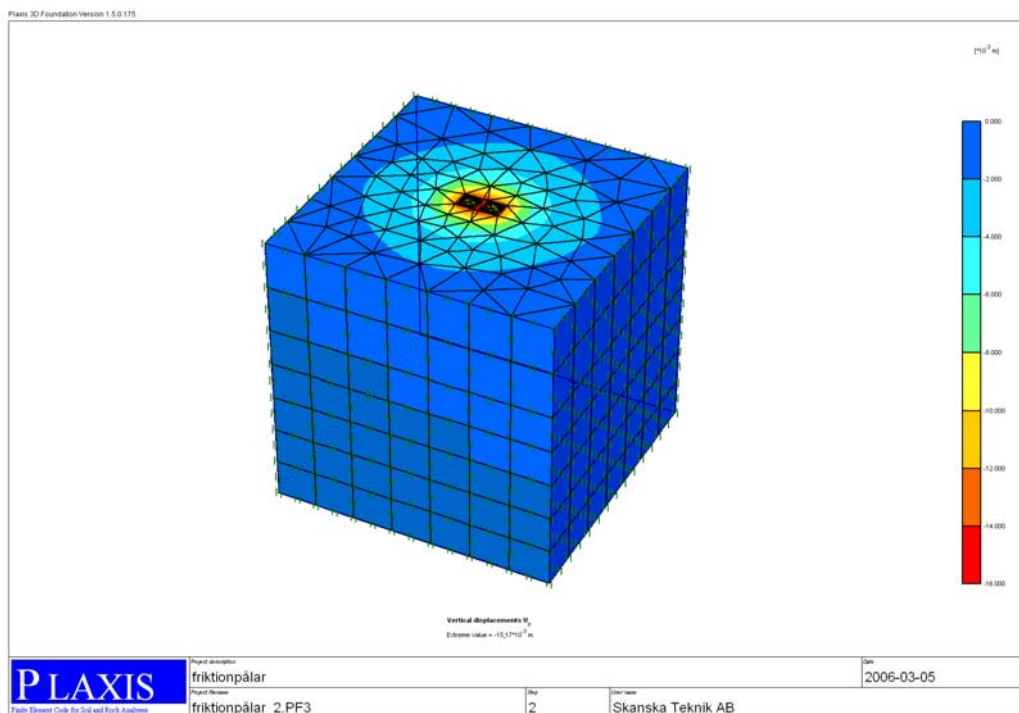
Tabell 7.8 Deformationer och influensfaktorer för två pålgrupper enligt beräkningssätt 2.

Påle	Enhetslast 1 MN på påle 1 (ytterpåle)		Enhetslast 1 MN på påle 4 (innerpåle)	
	δ	α	δ	α
1	2,36	1,000	1,002	0,425
2	1,002	0,425	0,828	0,351
3	0,828	0,351	1,002	0,425
4	1,002	0,425	2,36	1,000
5	0,635	0,269	1,002	0,425
6	0,530	0,225	0,801	0,339
7	0,447	0,189	0,536	0,227
8	0,465	0,197	0,635	0,269
		Σ 3,08		Σ 3,46

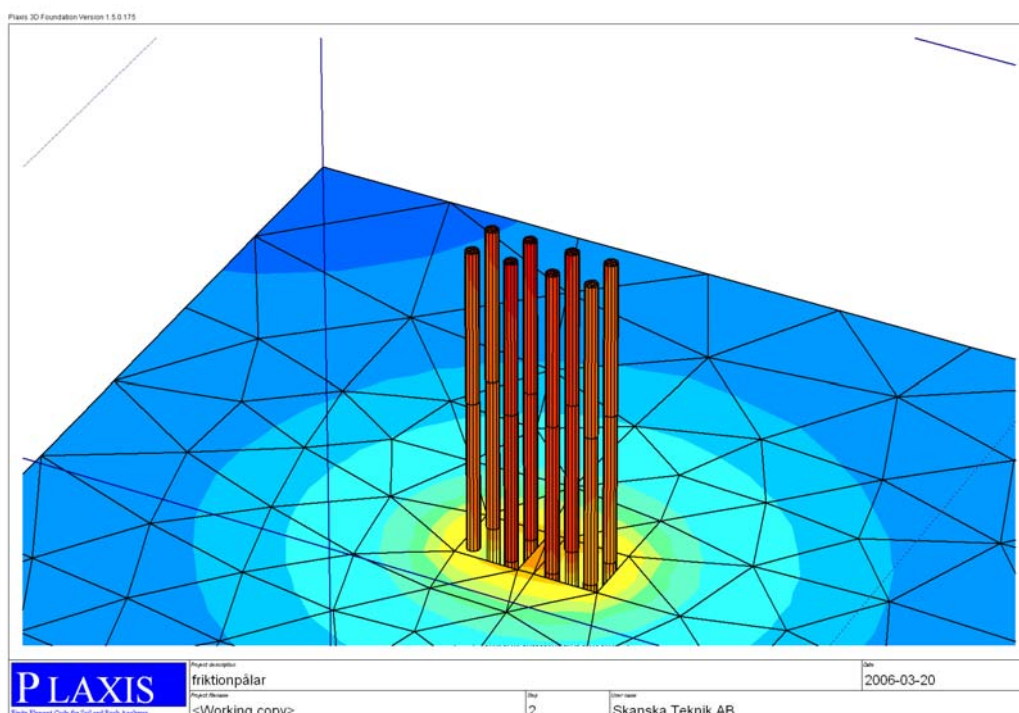
Tabell 7.9 Deformationer för två pålgrupper.

påle	δ [mm]
1	22
2	22
3	25
4	25
5	25
6	25
7	22
8	22

Figur 7.9
Vanligt resultat från
3D-beräkningar.



Figur 7.10
Pälår i 3D-modell.



7.6 SAMMANFATTNING

Den analytiska metoden Poulos & Davis visar relativt stora sättningar i jämförelse med övriga analytiska och numeriska metoder. Elasticitetsmodulen varierar linjärt med djupet från 5 till 45 MPa. Hänsyn har tagits till variationen i alla metoder, förutom Poulos & Davis där ett medelvärde 25 MPa antogs. Detta kan vara den huvudsakliga anledningen till de olika resultaten i sättningsberäkningarna. Bättre resultat kan förväntas i de fall där elasticitetsmodulen är konstant i jordprofilen.

I beräkningssätt 2 och 3 i PLAXIS 3D är deformationerna relativt sett mindre än för övriga metoder och beräkningssätt. Detta är relaterat till definitionen av material på den plats där de obelastade pålarna är vid beräkning av influensfaktorerna.

Tabell 7.10 Sammanställning över utförda sättningsberäkningar.

Metod	Sättning			
	Enskild påle under 1 MN last	En pålgrupp	Två pålgrupper	
			påle 1 (ytterpåle) [mm]	påle 4 (innerpåle) [mm]
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
Poulos & Davis	3,9	29	44	50
Randolph & Fleming	3,5	33	44	44
PLAXIS 2D	3,1	22	30	30
PLAXIS 3D, beräkningssätt 1	2,5	18	25	28
PLAXIS 3D, beräkningssätt 2	2,5	–	22	25
PLAXIS 3D, beräkningssätt 3	–	–	22	25

Referenser

- Abu Farsakh M.Y and Titi H.H. (2004),** "Assessment of direct penetration test methods for predicting the ultimate capacity of friction driven piles", ASCE, Sept 2004, pp 935-944.
- Afifi S.E.A. and Woods R.D. (1971),** "Long-term pressure effects on shear modulus of soils", J. Soil Mech. and Found. Dn., ASCE, vol. 96 (SM10), pp 1445-1460.
- American Petroleum Industry (1993),** "API recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - RP 2A"
- Anderson D.G. and Stokoe K.H. II, (1978),** "Shear modulus: A time-dependant soil property", Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, pp 66-90.
- Axelsson G. (1998),** "Long-term increase in shaft capacity of driven piles in sand" Proc. 4th Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engng., St. Louis, Missouri, paper 1.25.
- Axelsson G. (2000a),** "Long-term set-up of driven piles in non-cohesive soils evaluated from dynamic tests on penetration rods" Proc. 1st Int Conf. on Site Characterization, Atlanta.
- Axelsson G. (2000b),** "Long-term set-up of driven piles in sand", Ph.D thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Axelsson G. (2002),** "A conceptual model of pile set-up of driven piles in non-cohesive soil", ASCE, Geotechn. Spec. Publ. (GSP) no. 116; Proc. Int. Deep Foundations Congress 2002, Orlando Florida.
- Axelsson G. och Bennermark H. (2000),** "Hejarsondering - Inverkan av stångtyp på sonderingsresultatet", Proc. Nordic Geotechn. Conf., NGM 2000, Helsinki, Finland.
- Axelsson G. and Hintze S. (2000),** "Evaluation of pile set-up using blow-settlement data", Proc. 6rd Int. Conf. App. Stress-wave Theory to Piles, Sao Paulo City, Brazil.
- Axelsson G. och Rehnman S-E (1999),** "Spetsburna pålar - Hur höga spänningar klarar jorden?", Bygg & Teknik 1/99
- Axelsson G. and Westin A. (2000),** "Torque tests on driven rods for prediction of pile set-up", ASCE, Geotechn. Spec. Publ. (GSP); New Technological and Design Developments in Deep Foundations, Proc. GeoDenver 2000, Denver, Colorado.
- Baldi G., Belotti R., Ghionna V.N., Jamiolkowski M. and Lo Presti D.L.F. (1989),** "Modulus of sands from CPT's and DMT's" Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol 1, pp 165-170.
- Bandini P. and Salgado R. (1998),** "Methods of pile design based on CPT and SPT results", Proc. 1st Int Conf. on Site Characterization, Atlanta.
- Berezantsev V.G, Kristoforov V.S. and Golubkov V.N. (1961),** "Load bearing capacity and deformation of piled foundations", Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Vol 2, pp 11-15.
- Bergdahl U. och Dahlberg R. (1973),** "Utveckling av den svenska hejarsonderingsmetoden", Byggeforskningen, Rapport R72:1973.
- Bowman E.T. and Soga K. (2005),** "Mechanisms of setup of displacement piles in sand: laboratory creep tests", Can. Geotech. J. Vol. 42, pp.1391-1407
- Bro 2004,** "Vägverkets allmänna tekniska beskrivning för nybyggande och förbättringar av broar", Väveverket Publ 2004:56.
- Broms , B.B. and Silberman, J.O., (1964),** "Skin Friction Resistance for piles in Cohesionless Soils" J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 90, SM3:123-156.
- Brown R.P.(2001),** "Predicting the ultimate axial resistance of single driven piles", Ph.D Thesis, The Univeristy of Texas at Austin.

- Bustamante M. and Gianceselli L. (1982)**, "Pile bearing capacity by means of static penetrometer CPT", Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam, pp 493-500.
- Bullock P.L., Schmertmann J.H., McVay M.C. and Townsend F.C (2005)**, "Side Shear Setup II: Results from Florida test piles", J. Geotech. & Environ. Engng., ASCE, vol. 131. no.3.
- Byggvägledningen 3 (1996)**, "Geotkonstruktioner", av Jan Wennerstrand, Svensk Byggstänst, ISBN 91-7332.791-3.
- Chow F.C. (1997)**, "Investigation into the behaviour of displacement piles for offshore foundations", Ph.D. Thesis, University of London, Imperial College.
- Coyle H.M. and Castello R.R. (1981)**, "New design correlations for piles in sand" J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 107(7), pp 965-986.
- Coyle and Reese (1968)**, " Load Transfer for Axially Loaded Piles in Sand" J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 93, SM6 : 261-278.
- Dahlberg (1975)**, " Settlement characteristics of preconsolidated natural sands. In-situ screw plate, pressuremeter and penetrations tests", Ph.D thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Daramola, O. (1980)**, "Effect of consolidation age on stiffness of sand" ,Geotechnique 30(2), pp 213-216.
- Davidson M.T. (1973)**, " High capacity piles", Proc. Lecture Series of Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, pp 81-112.
- Decourt (1982)**, "Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT", European symposium on penetration testing, 2, ESOPT, Proceedings, Vol. 1, Amsterdam,.
- Dennis N.D and Olson R.E. (1983)**, " Axial capacity of steel pipe piles in sand", Proc. Conf. Geotech. Practice in Offshore Engng., Austin Texas, pp 389-402.
- Ekström J. (1985)**, "Pålgrupper i friktionsjord - En fält studie av horisontaltryck och pålkrafter inom pålgrupper", Report B 85:4, Chalmers Univ. of Technology, Gothenburg.
- Ekström J. (1989)**, "A field study of model pile group behaviour in non-cohesive soils", Ph.D. Thesis, Chalmers Univ. of Technology, Gothenburg, Sweden.
- Eriksson H. (1992)**, "Behaviour of driven piles evaluated from stress wave measurements performed during dynamic probing", Ph.D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Eriksson H., Hellman L., Nilsson T. and Weiner L. (1993)**, "Ny järnvägsbro vid Öreälv: Påldimensionering med hjälp av stöt-vågsmätning vid hejarsondering", Bygg & Teknik 8/93, pp 12-17.
- Fellenius B.H., Riker R.E., O'Brian A.J. and Tracy G.R. (1989)**, " Dynamic and static testing in soils exhibiting set-up", J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 115(7), pp 984-1001.
- Foyn T. and Alstad M. (1999)**, "Langtidsbaereevne av friktionspeler. Eksempel med PDA-målinger og CAPWAP-analyser".
- Fleming W.G.K., Weltman M.E., Randolph W.K. and Elson W.K. (1992)**, " Piling Engineering". John Wiley & sons.
- GRLWEAP (2003)**, manual för datorprogram, Goble Rausche, Likins and ass. Inc.
- Geoteknisk Fälthandbok (1996)**, Svenska Geotekniska Föreningen, SGF Rapport 1:96.
- Handboken Bygg Geoteknik (1984)**, LiberFörlag Stockholm.
- Helenelund K.V. (1974)**, "Prediction of pile driving resistance from penetration tests" Proc. ESOPT 1974, Stockholm, Vol. 2:2, pp 169-175.
- Jardine R.J., Lehane B.M. and Everton S.J. (1993)**, " Friction coefficients for piles in sands and silts", Proc. Int. Conf. on offshore site investigation and foundation behaviour, Assoc. Of Underwater Tech., London 661-677.
- Jardine R.J. and Chow F.C. (1996)**, " New design methods for offshore piles", The Marine Technology Directorate Ltd., MTD 96/103.
- Jardine R.J., Chow F.C, Overy R.F and Standing J.R. (2005)**, "ICP design methods for driven piles in sands and clays", Thomas Telford Publishing.
- Jardine R.J. and Standing J.R. (2000)**, "Pile load testing performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France", 2 vols Offshore Tech. Report OTO 2000 007; Health and Safety Executive, London.

- Kraft L. (1991)**, "Performance of axial loaded pipe piles in sand", J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 117(2), pp 272-296.
- Lambe T.W. and Whitman R.V. (1979)**, "Soil Mechanics", John Wiley & sons.
- Lehane B.M., Jardine R.J., Bond A.J. and Frank R. (1993)**, "Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests", J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 119(1), pp 19-35.
- Liedberg N.S.D., Axelsson G. and Ekenberg M. (2003)**, "The optimization of retaining structures and foundations by use of the observational method - Two case histories" Proc. 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, Czech Republic.
- Magnusson O., Andersson H., Åstedt B. and Holm G., (1997)**, "The drivability of friction piles based on penetration testing" Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Engng. Hamburg.
- Marcetti S. (1985)**, "On the field determination of K_0 in sand", Panel disc., 11th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Engng. San Francisco.
- Mesri G., Feng T.W. and Benak J.M. (1990)**, "Post-densification penetration resistance of clean sands", Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 116(7), pp 1095-1115.
- Meyerhof G.G. (1959)**, "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Pilies" "J.S.M.F.D.", ASCE vol. 85 :SM6 : 1-29
- Meyerhof G.G. (1976)**, "Bearing capacity and settlement of pile foundations" Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 102, pp 197-228.
- Meyerhof G.G. (1983)**, "Scale effects of ultimate pile capacity" Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 109, pp 797-806.
- Mindlin (1936)**, "Force at a point in the interior of a semi-infinite Solid" Physics 7:195
- Mitchell J.K. and Solymar Z.V. (1984)**, "Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand", Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 110, pp 1159-1175.
- Möller B. (1991)**, "Falskt pålstopp", Statens geotekniska institut, SGI Varia 342, Linköping.
- Ng E.S., Tsang S.K. and Auld B.C. (1988)**, "Pile foundation: The behaviour of piles in cohesionless soils", Federal Highway Adm. Report FHWA-RD-88-081.
- De Nicola A. and Randolph M.F. (1994)**, "Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand" Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 119 (12), pp 1952-1973.
- Olson R.E. and Iskander M.G. (1998)**, "Axial load capacity of piles in sand" Proc. 4th Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engng., St. Louis, Missouri, paper 1.23.
- Olson R.E (1990)**, "Axial load capacity of steel pipe pile in sand", Proc. 22nd Offshore Technol. Conf., Houston, Te. OTC 6419, vol. 4, pp17-24.
- Olsson C. och Holm G. (1993)**, "Pålgrundläggning", AB Svensk Byggtjänst.
- Peleveiledning (1991)**, Norges Byggstandardiseringsråd, Oslo
- Rankka K.,(1991)**, " Friktionspålastens bärförmåga och last/förskjutningssamband", Pålkommissionens rapport 86.
- Randolph, MF, Wroth, CP (1970)**, "Analysis of the vertical deformation of pile groups" Geotechnique, vol 29, nr 4, s 423-439.
- Randolph HG (2003)**, "From theory to practice in pile design" Sydney University. School of Civil and Mining Engineering. Research Report R559
- Poulos H.G. and Davis E.H. (1980)**, "Pile foundation analysis and design", John Wiley & sons.
- Poulos, H.G. (1987)**, "Analysis of residual stress effects in piles" ASCE. Journal of Geotechnical Engineering, vol 113, nr 3, s 216-229.
- Puppala A.J, and Moalim D. (2002)**, "Evaluation of driven pile load capacity using CPT based LCPC and European interpretation methods", ASCE, Geotechn. Spec. Publ. (GSP) no. 116; Proc. Int. Deep Foundations Congress 2002, Orlando Florida.
- De Ruiter J. and Beringen F.L. (1979)**, "Pile foundations for large north sea structures", Marine Geotechnology 3(3), pp 267-314.
- Samson L. and Authier J. (1986)**, "Changes in pile capacity with time: case histories.", Can. Geotech. J. 23, pp 174-180.
- Schmertmann J.H. (1991)**, " The mechanical aging of soils" , 25th Terzaghi Lecture, J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 117, pp 1288-1330.
- SGI (1992)**, "CPT-sondering - utrustning - utförande - utvärdering", SGI Information 15, Statens geotekniska institut, Linköping.

- Smith E.A.L. (1960)**, "Pile driving analysis by the wave equation", *J. Geotech. Engng.*, ASCE, vol.86 (2), pp 35-61.
- Skov R. and Denver H. (1988)**, "Time-dependence of bearing capacity of piles", *Proc. 3rd Int. Conf. App. Stress-wave Theory to Piles*, Ottawa, pp 879-888.
- Svinkin M.R. (1997)**, "Soil damping in wave equation analysis of pile capacity", *Proc. 5th Int. Conf. App. Stress-wave Theory to Piles*, Orlando, Florida, pp 128-143.
- Svinkin M.R., Morgano C.M. and Morvant M. (1994)**, "Pile capacity as a function of time in clayey and sandy soil", *Proc. 5th Int. Conf. piling and deep foundations*, Bruges, paper 1.11
- Tavenas F. and Audy R. (1972)**, "Limitations of the driving formulas for predicting bearing capacities of piles in sand", *Can. Geotech. J.* 9, pp 47-62.
- Timoshenko S.P. and Goodier N.J (1970)**, "Theory of Elasticity" McGraw-Hill Book Company, 3 ed.
- Tomlinson (1994)**, "Pile design and construction practice", 4th edition, E & FN Spon, ISBN 0 419 18450 3.
- Toolan F.E., Lings M.L. and Mirza U.A. (1990)**, "An appraisal of API RP2A recommendations for determining skin friction of piles in sand", *Proc. 22nd Offshore Technol. Conf.*, Houston, Te. OTC 6422, vol 4, pp 33-42
- Vesic A.S. (1969)**, "Experiments with instrumented pile groups in sand", *ASTM STP 444*: 177-222.
- Vesic A.S. (1975)**, "Principles of Pile Foundation Design" Duke University, School of Eng., Soil Mechs. Series no. 38.
- York D.L., Walter G.B., Clemente F.M. and Law S.K. (1994)**, "Set-up and relaxation in glacial sand", *J. Geotech. Engng.*, ASCE, vol. 120(9), pp 1498-1513.
- Åstedt, B. och Holm G. (1995)**, "Geotekniska bärförmågans tidsberoende tillväxt hos friktionspålar. Stötvågmätning på hejarsondstänger", SGI Varia 445, Statens geotekniska institut, Linköping.



PÅLKOMMISSIONEN

Meddelanden

- | | | | |
|----|--|----|--|
| 1 | Slagningsprov av pålskor med bergdubbar.
Bror Fellenius
1963 | 13 | Pålgruppers bärförmåga.
Bengt Broms
1967 |
| 2 | Provpålning för broar inom blivande
Olskroks- och Gullbergsmoten i samband
med byggande av Europaväg 6 genom
Göteborg.
Bror Fellenius – Waldemar Pejrud
1964 Slut | 14 | Påkänningar, sprickbildning och utmattning
vid slagning av armerade modellpålar av
betong.
Bo Göran Heders – Sven Sahlin
1971 |
| 3 | Jämförelse mellan moment, krökningsradie
och sprickvidd i betongpålar slagna genom
lös lera till släntberg vid Tingstadsdelen,
Göteborg.
Bror Fellenius
1964 | 15 | Bärförmåga hos släntberg vid statisk
belastning av bergspets. Resultat av
modellförsök.
Sven-Erik Rehnnan
1968 |
| 4 | Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs.
Bror Fellenius
1964 Slut | 16 | Stålpålars bärförmåga. Resultat av fältförsök
med lätta slagdon.
Gunnar Fjellkner
1970 |
| 5 | Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar.
Bengt Broms
1965 Slut | 17 | Bergdubbens hållfasthet. Resultat från
statiska belastningsförsök.
Sven-Erik Rehman
1970 |
| 6 | Brottlast för snett belastade pålar.
Bengt Broms
1965 | 18 | Negative skin friction on long piles in clay.
I. Results of a full scale investigation.
II. General views, and design
recommendations.
Bengt H Fellenius
1971 |
| 7 | Beräkning av vertikala pålars bärförmåga.
Bengt Broms
1965 | 19 | Damping of stress waves in piles during
driving. Results from field tests.
Gunnar W Fjellkner - Bengt B Broms
1972 |
| 8 | Provpålning mot släntberg vid Skansen
Lejonet, Göteborg.
Waldemar Pejrud
1965 | | |
| 9 | Inverkan av armeringsmängd, förspänning
och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar
vid slagning.
Sven Sahlin
1965 | | |
| 10 | Bärförmågan hos armerade betongpålar
slagna till fast bergbotten.
Hjalmar Granholm
1967 | | |
| 11 | Bärförmågan hos pålar slagna till släntberg.
Bengt Broms
1965 | | |
| 12 | Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar av
oarmerad betong. Resultat av orienterade
försök.
Sven Sahlin – Lars Hellman
1966 | | |

Särtryck och preliminära rapporter

- | | |
|---|--|
| 1 | Allowable bearing capacity of initially bent
piles.
Bengt Broms
Referat från pålkommitténs informationsdag
25 okt 1965 |
| | Provbelastning av påle slagen i lera och
friktionsmaterial.
Gunnar Hellström |
| | Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar
i lera.
Krister Cederwall
1965 |
| 2 | Provbelastning av stödpålar av betong inom
östra Nordstaden, Göteborg. Delrapport.
Gunnar Hellström
1965 |

3	Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök. Sven-Erik Rehnman 1966	18	Pålkraftmätare. Bengt H Fellenius – Thomas Haagen Negative skin friction for long piles driven in clay. Bengt H Fellenius – Bengt Broms 1969
4	Om påslagning och pålbärighet. (Informationsdagen 14/11 1966) 1967 Slut		
5	Resultat av pålprovning vid Göteborg C. Bror Fellenius 1955 (omtryckt 1967)	19	Datorberäkning av stötvägsförlopp i pålar medelst variation av modellparametrar. Delrapport III Lennart Vilander 1969
6	Om stoppslagning av stödpålar. Lars Hellman 1967	20	Nya pålnormer. Föredrag vid informationsmöte 25/4 1969. Göte Åström – Per Sahlström – Erik Sandegren 1969 Slut
7	Undersökning med syfte att uppställa stoppslagningsregler för stålålar slagna med trycklufthammare. Delrapport 1. Gunnar Fjelkner 1967 Ersatt av Medd 16	21	Negative skin friction on piles in clay. A literature survey. Bengt H Fellenius 1969
8	Industriell tillverkning av betongpålar. Kajsa Sundberg – Arne Forsell 1968	22	Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar. Bengt H Fellenius - Torsten Eriksson
9	Digitalisering av stötvägsräkningar. Delrapport I Lennart Vilander 1968		Friktionspålars bärförmåga. Resultat från fältförsök i Kanada. Bengt H Fellenius 1969
10	Stoppslagning av stålålar med lätta slagdon (trycklufthammare). Delrapport II Gunnar Fjelkner 1968 Ersatt av Medd 16	23	Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till egenspanningar i pålmaterialet. Stig Bernander 1969
11	Förslag till anvisningar för pålprovning och enkel provbelastning. (Andra omarbetade upplagan) 1970	24	IVA Pålkommision 1959-1969. Uppsatser utgivna i samband med Pålkommisionens tioårsjubileum 1969
12	Tillåtna laster på långa stödpålar av betong i östra Nordstaden, Göteborg. Slutrapport. Gunnar Hellström 1969	25	Statistik över antal slagna pålmetrar år 1962, 1966 och 1968 1969 Ersatt av SPR 30
13	Kvarstående förspänningskraft i slagna betongpålar. Undersökning av pålar från grunden till Silo 68, Köping. Bo-Göran Hellers 1968	26	Föredrag vid Pålkommisionens jubileumsmöte den 20 november 1969 Den norske pelekomités arbeide. Klaare Flaate
14	Föredrag vid Halmstad Järnverks armeringsdag 17/11 1967. Bengt Broms – Gunnar Sundberg – Per Möller – Thorild Blomdahl 1968		Aktuella forskningsbehov inom pålningsområdet. Bengt Broms 1970
15	Statistik över antal slagna pålmetrar 1962 och 1966. 1968 Ersatt av SPR 30	27	Rapport från en resa till Mexiko, USA, Kanada och England 23.8–13.9 1969. Bengt H Fellenius 1970
16	Friktionspålars bärförmåga. En studie av utförda provbelastningar. Sven Hultsjö – Jan Svensson 1969	28	Mätning av fallhejarens anslagshastighet vid påslagning. Karl-Erik Sundström 1970
17	Ett program för beräkning av stötvägsförloppet vid friktionspålning. Delrapport II Lennart Vålander 1969	29	Studier av en friktionspålens verkningsätt Åke Nilsson – Torbjörn Winqvist 1971

- 30 Statistik över antal slagna pålmetrar 1962, 1966, 1968 och 1970.
1971 Ersatt av SPR 38
- 31 Friktionspålning för brostöd nr 2 vid Albysjön, tunnelbana 2 SV, Botkyrkabanan.
Sven-Erik Rehnman
1971
- 32 Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige i juni 1971.
Ulf Bergdahl
1971
- 33 Sättningar vid pålning olika djupgrundläggningsmetoder.
Intryck från pålkonferens
1972
- 34 On the bearing capacity of driven piles.
1972
- 35 Load testing of piles according to the Polish regulations.
B K Mazurkiewicz
1972
- 36 Undersökning av konventionell slagdyna. Beräkningsanalyser och beräkningsresultat för olika fall.
Martti Laine
1972
- 37 Approximativ bestämning av böjstyvheten i ett förspänt, delvis uppsprucket betongtvärsnitt.
Bo-Göran Hellers
1973
- 38 Statistik över antal slagna pålmetrar år 1962, 1966, 1968, 1970 och 1972.
1973
- 39 Inventering och sammanställning av utförda böjprovningar med oskarvade och skarvade betongpålar.
Björn Kvist - Pär Sandin
1973
- 40 Undersökning av avklingande stötvågs utseende efter pasage genom dyna med tallriksfjädrar.
Bo Larsson
1973
- 41 Om korrosion på stål, speciellt i betongpålar.
Bengt H Fellenius
1974

Övrigt

Slagning och provbelastning av långa pålar. Försök i Gubbero, Göteborg. (Statens Råd för Byggnadsforskning, rapport 99).

Pålningensprotokoll. Blanketter upprättade enligt Särtryck och preliminära rapporter nr 11. Block om 50 blad Pris per block

- 42 Pålar i lera. En geoteknisk återblick med speciell anknytning till Göteborgs-förhållandena.
Bror Fellenius
1974
- 43 Jordundantäckning vid pålslagning – resultat av modellförsök.
Rainer Massarsch
1974
- 44 Pålning för Silo 68 i Köping. En redovisning av mätresultat.
Ulf Bergdahl – Åke Nilsson
1974

Rapporter

- 45 Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige 1974.
Ulf Bergdahl
1974
- 46 "Root-piles" Small-diameter injected borepiles.
Anton Frank
1975
- 47 Jordgjutna pålar – en redovisning av vanliga metoder.
K Rainer Massarsch
1975
- 48 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmetrar åren 1962–1974.
1975
- 49 Deformationsmätningar vid slagning av pålar nära en stenmur – resultat av stereofotogrammetriska mätningar.
K Rainer Massarsch – Gunnar Ivmark
1975
- 50 Pålgrundläggning i Sovjetunionen 1976. Soil movements caused by pile driving in clay.
K Rainer Massarsch
1976
- 52 Angelägenheten hos forskningsprojekt inom pålområdet i Sverige 1975 – enkätresultat.
Ulf Bergdahl – Gunnar Ivmark
1977
- 53 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmetrar åren 1962–1976.
1978
- 54 Pålgrupper med sidomotstånd och inspänning.
Håkan Bredenberg – Bengt Broms
1978
- 55 Rålpålars böjstyvhet – resultat av böjprovningar.
Elvin Ottosson
1979
- 56 Provbelastning av friktionspålar – En studie av olika provningsmetoder.
U Bergdahl – G Hult
1979

- 57 Swedish Building Code 1975.
Chapter 23.6 Pile Foundations.

Swedish Building Code 1975.
Approval Rules No. 1975:8 Piles
Translated by B Broms
1979
- 58 Grävpålanvisningar.
Dimensionering, utförande och kontroll av
grävda, i jorden gjutna pålar.
1979
- 59 Anvisningar för provpålning med
efterföljande provbelastning.
1980
- 60 Negativ mantelfriktion längs pålar.
Bengt Broms
1979
1980
- 61 Recent pile research.
Activities of The Swedish Commission
on Pile Research.
Bengt Broms
1980
- 62 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962–1978.
1980
- 63 Slagning av betongpålar med tryckluftshjare.
Resultat av fältförsök i Västerås 1973.
Gunnar Fjellner – Åke Eriksson
– Håkan Bredenberg
1981
- 64 Kohesionspålars bärförmåga.
En studie av utförda provbelastningar på
kohesionspålar av betong.
Ulf Bergdahl – Åke Eriksson – Ture Nilsson
1981
- 65 Swedish Building Code 1980.
Chapter 23.3 Pile Foundations

Swedish Building Code 1975.
Approval Rules No. 1975:8 Piles.
Translated by Bengt Broms, 1981
(in English)
- 66 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962-1980.
1982
- 67 Negativ mantelfriktion längs pålar.
Resultat av enkät år 1979.
Lars Bjerin – Jan Fallsvik
1982
- 68 Parameterstudie av olika faktorer
inverkan på pålars bärförmåga som funktion av
sjunkningen
Carl-John Grävare – Ingemar Hermansson
1982
- 69 Stålpålar - Användningsområden och praxis
för utförande.
Håkan Bredenberg – Ulf Eriksson
– Anders Eriksson – Göran Camitz
1983
- 70 Buller vid pål- och spontslagning.
En studie av mätmetoder, buflernivåer och
bekämpningsåtgärder.
Ove Bennerhult – Ulf Bergdahl
1983
- 71 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962–1982.
1983
- 72 Förspänd tallriksfjäderdyna.
Resultat av stötvägsteoretiska studier,
datorsimulering, modell- och
fullskaleprovning.
Bo BergLars
1983
- 73 Svensk pålningsteknik under 1980-talet.
Håkan Bredenberg – Crister Bådholm
– Lars Hellman – Göran Holm
1984
- 74 Skarv för kombinationspålar träbetong.
Resultat av drag- och böjprovningar.
Elvin Ottosson
1984
- 75 Förtillverkade betongpålar.
Förslag till standard med
dimensioneringsunderlag.
1984
- 76 Initialspänningens variation vid pålslagning.
Elisabeth Stensgård – Elisabet Olsson
1984
- 77 Grävpålar i friktionsjord
Anvisningar för dynamisk förbelastning
Bo Berggren - Per-Evert Bengtsson
1985
- 78 Statistik över antal tillverkade och slagna
pålmetrar i Sverige åren 1962-1984
1985
- 79 Expanderkroppar
Anvisningar för dimensionering, utförande
och kontroll
1988
- 80 Statistik över antal tillverkade och slagna
pålmetrar i Sverige åren 1962–1986
1988
- 81 Systempålar
Stödpålar av höghållfasta, korrosions-
skyddade stålrör, slagna med lätta
höghastighetshejare.
Anvisningar för beräkning av
dimensionerande bärförmåga.
Anders Fredriksson – Sven Hultsjö
– Håkan Stille
1989
- 82 β -metoden vid pålberäkning, en förstudie.
Claes Alén – Mats Jansson – Hans Lindgren
– Lars Olsson – Jan Romell
1990
- 83 Beräkning av pålars last-rörelsesamband
med utgångspunkt från sonderingsdata.
Håkan Bredenberg – Staffan Hintze
1990

- 84 Beräkning av dimensionerande bärförmåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
Per-Evert Bengtsson – Åke Bengtsson
– Anders Fredriksson
1991
- 84a Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
Anders Fredriksson – Per-Evert Bengtsson
– Åke Bengtsson
1995
Ersätter Rapport 84
- 85 Statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter i Sverige åren 1962 – 1989.
1991
- 86 Friktionspålar bärförmåga och last/förskjutningssamband.
Karin Rankka
1991
- 87 Bro C339 över Ekolsundsviken.
Grundläggning på stålörpalar - konstruktion och arbetsutförande.
Håkan Bredenberg
1991
- 88 Sprickbildning i betongpålar slagna i vatten eller i jordarter med hög permeabilitet.
Stig Bernander
1992
- 89 Integritetskontroll av pålar med stötvägsmätning.
Inemar Hermansson – Jan Romell
– Carl-John Grävare
1992
- 90 Grova stålörpalar – anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll.
1993
- 91 Friktionspålar – bärförmågans tillväxt med tiden.
Björn Åstedt – Lars Weiner – Göran Holm
1994
- 92 Datorsimulering av påslagning.
Bo Berglars – Carl-John Grävare
– Per Löfling – Lars Weiner
1993
- 93 Korrosion och korrosionsskydd av stålålar och stålspont i jord och vatten.
Göran Camitz
1994
- 84a Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
1995
- 94 Standardpålar av betong – lastkapacitet och geoteknisk bärförmåga.
1996
- 95 Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning
Staffan Hintze – Sven Liedberg
– Rainer Massarsch
– Magnus Hanson / Hans Elvhammar
– Björn Lundahl – Sven-Erik Rehnman
1997
- 96:1 Dimensioneringsprinciper för pålar – Lastkapacitet.
1998
- 97 Stålkärnpålar – anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll.
Håkan Bredenberg
2000
- 98 Dimensioneringsanvisningar för slagna, slanka stålålar.
Åke Bengtsson – Bo Berglars
– Sven Hulstj  – Jan Romell
2000
- 99 Vibratorers användningsmöjligheter vid drivning av pålar och spont.
K. Rainer Massarsch
2000
- 100 Kohesionspålar.
Per Eriksson – Leif Jendeby – Tord Olsson
– Tomas Svensson
2004
- 101 Transversalbelastade pålar – statiskt verkningsst tt och dimensioneringsanvisningar
Per-Ola Svahn – Claes Alén
2006
- 102 Injekterade pålar
Stefan Aronsson – Torbjörn Edstam
– Urban Svensson
2004

Pålkommissionens handlingar köps från SGI. Beställningar mottas av växeln och Informationstjänsten, info@swedgeo.se, 013–20 18 04 eller 20 18 00 (växeln).

I september 1959 bildades Pålkommittén för påslagning och påbärighet.

Till grund för kommissionens verksamhet ligger samhällets och branschens behov av forskning och information inom pålningsområdet. Medlemmar är entreprenörer, tillverkare, konsulter, forskare, kommuner samt representanter från olika myndigheter. Organisationen Pålkommisionen, som sammanfogar dessa grupper, är unik i Europa.

Ytterligare upplysningar om Pålkommisionens verksamhet och medlemskap lämnas av kommissionens sekreterare.

Pålkommisionen

c/o Statens geotekniska institut
581 93 Linköping, Tel: 013-20 18 00, Fax: 013-20 19 14
Internet: www.palkommisionen.org