

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

84

Beräkning av dimensionerande bärförmåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord

Anders Fredriksson
Åke Bengtsson
Per-Evert Bengtsson



rapport 84

INGENJÖRSVETENSKAPS AKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 84

Beräkning av dimensionerande
bärförmåga för slagna pålar
med hänsyn till pålmaterial
och omgivande jord

Calculation of design bearing capacity of driven piles
considering the strength of the pile material
and the strength of the surrounding soil

Anders Fredriksson, ADG Grundteknik AB, KTH
Åke Bengtsson, ELU-konsult AB
Per-Evert Bengtsson, Statens geotekniska institut

Pris: 160:-

Linköping 1991

ISSN 0347-1047

ISRN IVA/PAL/R--91/84--SE

SAMMANFATTNING

Denna rapport redovisar en metod för beräkning av dimensionerande bärformåga för slagna pålar, med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.

Dimensioneringsmetoden är baserad på partialkoefficientmetoden, enligt Nybyggnadsreglerna, BFS 1988:18, och behandlar beräkning av en enskild påles bärformåga i brottstadiet.

Rapporten vänder sig till geokonstruktörer och övriga som kommer i kontakt med pålgrundlagda konstruktioner.

FÖRORD

Pålkommisionen tillsatte i juni 1987 en arbetsgrupp för att ta fram en metod för beräkning av i första hand slanka stålspålars knäckning. Arbetet har sedermera utökats till att generellt omfatta även betongpålar.

Arbetsgruppen har bestått av:

Thorild Blomdahl (ordförande)	HERCULES Grundläggning AB
Per-Evert Bengtsson (sekreterare)	SGI
Åke Bengtsson	ELU-Konsult AB
Ulf Bergdahl	SGI
Stig Bernander	Skanska AB
Håkan Bredenberg	Bredenbergs Geo AB
Anders Fredriksson	KTH, ADG Grundteknik AB
Bo Jansson	Byggpaul AB
Erling Magnusson	Stabilator AB
Sven-Erik Rehnman	KTH
Jan Wennerstrand	Boverket

Föreliggande handling är arbetsgruppens förslag till "Beräkning av dimensionerande bärformåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord".

Stockholm februari 1991

Anders Fredriksson

Åke Bengtsson

Per-Evert Bengtsson



INNEHÅLLSFÖRTECKNING

FÖRORD	3
INNEHÅLLSFÖRTECKNING	5
BETECKNINGAR	7
SUMMARY	11
SAMMANFATTNING	13
1. INLEDNING	15
2. JORDMOTSTÅND	19
2.1 Inledning	19
2.2 Brottlast	19
2.3 Deformationssamband upp till brott	20
2.4 Val av partialkoefficienten gmk	22
3. PÅLMATERIALET	25
3.1 Stål pålar	25
3.1.1 Stålets egenskaper	25
3.2 Betongpålar	25
3.2.1 Elasticitetsmodul	26
3.2.2 Hållfasthet	26
3.2.3 Betongens krypning	27
3.2.4 Pålens böjstyrhet	27
3.2.5 Armeringens elasticitetsmodul	27
3.2.6 Armeringens hållfasthet	28
4. INITIALKROKIGHET	29
4.1 Allmänt	29
4.2 Stål pålar	30
4.3 Betongpålar	33
5. ANALYTISK BERÄKNINGSMETOD	35
5.1 Allmänt	35
5.2 Stål pålar	38
5.3 Betongpålar	39

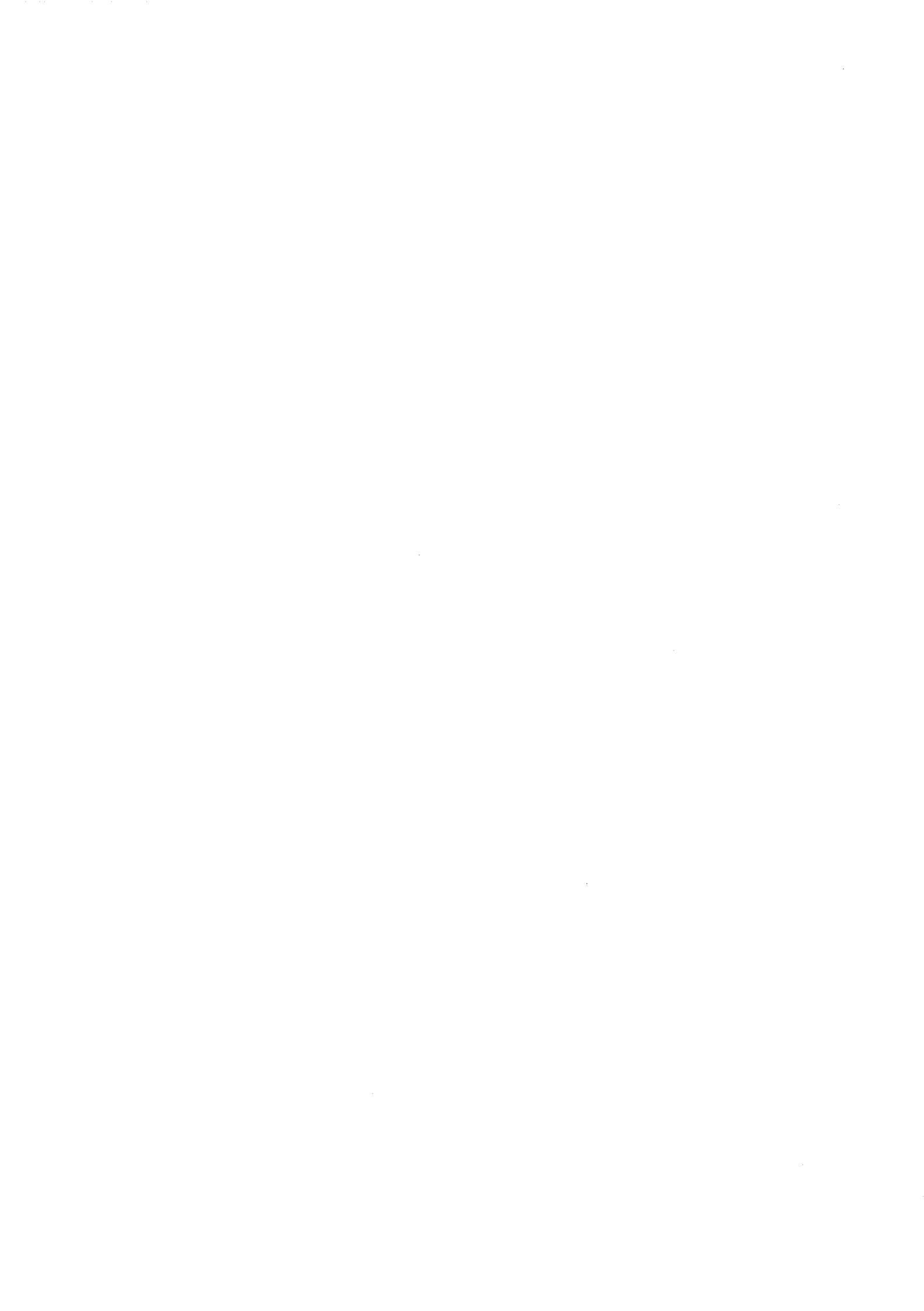
6.	BERÄKNINGSEXEMPEL	41
6.1	Stål pålar	41
6.2	Betongpålar	50
7.	ARBETSFÖRDELNING MELLAN OLIKA PARTER I PÅLNINGSPROCESSEN	57
	REFERENSER	59

BETECKNINGAR.

c	kohesion, MPa
d	pålens diameter, m
E	elasticitetsmodul, MPa
E_c	dimensioneringsvärde på elasticitetsmodulen för betong, MPa
E_{ck}	karakteristisk elasticitetsmodul för betong, MPa
E_d	dimensionerande elasticitetsmodul, MPa
E_k	karakteristisk elasticitetsmodul, MPa
f_{cck}	karakteristisk tryckhållfasthet för betong, MPa
f_{cc}	dimensioneringsvärde på tryckhållfastheten för betong, MPa
f_d	dimensionerande värde på en materialegenskap, MPa
f_k	karakteristiskt värde på en materialegenskap, MPa
f_{st}	dimensioneringsvärde på armeringens draghållfasthet, MPa
f_{yk}	karakteristiskt värde på stålets sträckgräns, MPa
f_{yd}	dimensionerande värde på stålets sträckgräns, MPa
I	sektionens tröghetsmoment, m^4
I_c	ospruckna betongsektionens tröghetsmoment, m^4
I_s	armeringssektionens tröghetsmoment, m^4
k	bäddmodul för sidoförskjutning av påle, MN/m
k_d	dimensionerande bäddmodul, MN/m
$k_{påle}$	bäddmodul för påle, MN/m

k_{presso}	bäddmodul enligt pressometerförsök, MN/m
l_c	Euler knäcklängd, m
l_k	elastisk knäcklängd, m
M	moment, MN/m
P	axiallast, MN
P_k	elastisk knäcklast, MN
R	krökningsradie, m
R_T	den minsta krökningsradie som pålen kan ha för att tolken skall passera, m
y	pålens utböjning, m
y_o	sinusutböjningens maxvärde, m
q	horisontalbelastning på pålen, MN/m
q_B	brotttryck vid horisontalförskjutning av ett pål- segment, MN/M
q_{presso}	brotttryck vid pressometerförsök, MN/m
$q_{\text{påle}}$	brotttryck vid horisontalbelastning av påle, MN/m
γ_m	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i en materialegenskap
γ_{mk}	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i lerans skjuvhållfasthet
γ_{ms}	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i stålets egenskaper
γ_n	partialkoefficient som beaktar säkerhetsklass
γ_δ	partialkoefficient som beaktar osäkerheten i pilhöjden

τ_{fu}	lerans odränerade skjuvhållfasthet, MPa
τ_{fud}	dimensionerande skjuvhållfasthet, MPa
ϕ	kryptal för betong
ϕ_e	effektivt kryptal
δ	pilhöjd, m
δ_k	karakteristisk pilhöjd, m
δ_d	dimensionerande pilhöjd, m
δ_f	fiktiv initialkrokighet för att beakta egenspänningar i pålsektionen, m
η	formfaktor som tar hänsyn till tvärsnittsklass



SUMMARY

In this report a design model for driven point bearing piles is presented. The model takes into consideration the strength of the pile material and the strength of the surrounding soil.

The proposed design model is based on the so-called partial coefficient method. The design value of a material property, f_d , can be described with the following equation

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}$$

where

f_k is the characteristic value of the material property

γ_m is the partial coefficient that takes into consideration the uncertainty in the material property

γ_n is a special partial coefficient reflecting different demands on safety index for different safety classes.

The proposed design model takes into consideration the second order moment and is based on the following assumptions:

- a realistic load deflection curve for horizontal deflection of a pile segment
- a stress-strain curve for the pile material
- the effect of residual stresses in steel piles
- the initial deflection of the pile
- the properties of the pile joints

The proposed design model is applicable to both steel and concrete piles.

SAMMANFATTNING

I föreliggande rapport redovisas ett förslag för beräkning av dimensionerande bärformåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.

Den föreslagna dimensioneringsmetoden är baserad på parti-alkoefficientmetoden. Det dimensionerande värdet på en materialegenskap, f_d , bestäms enligt formeln

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n}$$

där

f_k är materialegenskapens karakteristiska värde

γ_m en partiaalkoefficient som beaktar osäkerheten i materialgenskaper

γ_n en partiaalkoefficient som beaktar säkerhetsklassen

Beräkningsmetoden följer andra ordningens teori och baseras på följande förutsättningar.

- * Realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd.
- * Arbetskurvan för pålmaterial och inverkan av egenspanningar.
- * Hänsynstagande till initialkrokighet och därav förorsakade tillskottsförskjutningar.
- * Hänsynstagande till skarvens utformning och funktion.

Dimensioneringsmetoden behandlar både stål pålar och betong-pålar.

1. INLEDNING

Arbetsgruppens målsättning har varit att ta fram ett förslag till dimensioneringsmetod för slagna pålar. Dimensionering för hantering och stoppslagning behandlas ej här. Dimensioneringsmetoden skall vara baserad på partialkoefficientmetoden enligt Nybyggnadsreglerna, BFS 1988:18, och behandla beräkning av en enskild påles bärformåga i brottstadiet.

Längs en påle slagen genom en sammansatt jordprofil enligt fig. 1 kan olika zoner särskiljas som måste behandlas dimensioneringsmässigt på olika sätt. Följande zoner kan särskiljas.

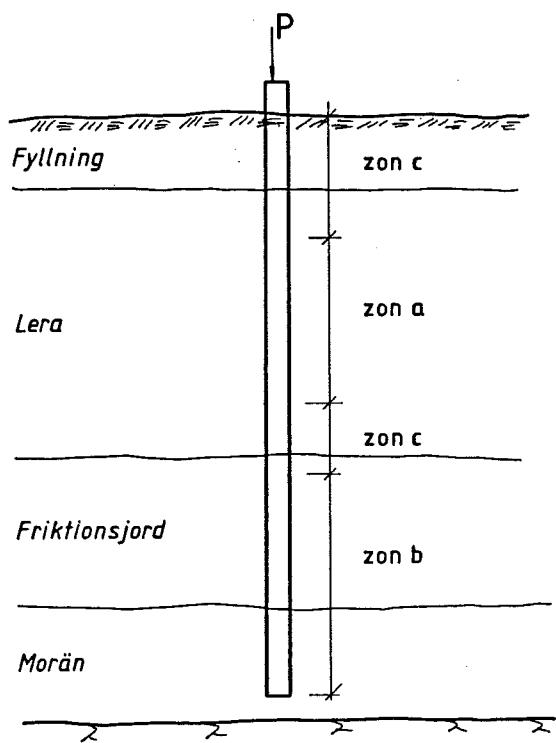


Fig. 1. Pôle genom sammansatt jordprofil.

Fig. 1. Pile in nonuniform soil profile.

Zon a. Påldelen genom den lösa leran, zon a. Vid slagningen fås en kraftig omrörning av leran runt pålen. Pålens sidostöd under slagningen genom leran är lågt. Efter slagningen finns obetydliga horisontalkrafter mellan pålen och leran. Påldelen kan antas vara spänningsslös efter slagningen. Den förändring i krokighet som pålen har efter slagningen har uppkommit genom vinkeländring i skarvar och genom lokal överbelastning av pålmaterialet under stoppslagningen. Leran rekonsoliderar runt pålen. Man kan räkna med att leran återtar sin ursprungliga skjuvhållfasthet, om den är normalkonsoliderad. Är leran överkonsoliderad antas att den efter rekonsolidering blir normalkonsoliderad. Utböjningen som fås när axiallasten ökas ger moment i pålen.

Zon b. Påldelen genom friktionsjord och morän, zon b. Vid slagningen kan hinder i friktionsjorden eller moränen tvinga pålen att ändra riktning. Den omgivande jordens sidostöd försätts inte vid slagningen varför pålen blir inspänd i jorden. Efter slagningen har pålen ett inbyggt moment på grund av omgivande jords stora sidostöd. När axiallasten ökas sker mycket små tillskottsutböjningar av pålen, på grund av jordens stora sidostöd. Momentet i pålen ökar inte nämnvärt när axiallasten ökas varför pålens bärformåga ej är helt uttömd förrän hela tvärsnittet uppnår pålmaterialets sträckgräns. Under förutsättning att jordmotståndet är tillräckligt stort är detta fall inte dimensionerande.

Zon c. I övergångzonerna mellan friktionsjorden, fyllningen och den lösa leran finns en zon, zon c, där pålen kan ha ett moment på grund av inspänningen i friktionsjorden resp. fyllningen där sidomotståndet är högt. Vid kontroll av bärformågan för denna pål del måste man även ta hänsyn till pålens inspänningsförhållanden i friktionsjorden. Bärformågan för denna del blir troligen högre än för del a i den lösa leran.

För de olika zonerna kan principiella beräkningsförutsättningar enligt figur 2 ställas upp.

Beräkningsmetoderna enligt andra ordningens teori skall baseras på följande förutsättningar:

- Realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd.
- Arbetskurva för pålmaterialet och inverkan av egenspänningar.
- Hänsyntagande till initialkrokighet och därav förorsakade tillskottsförskjutningar
- Hänsyntagande till skarvens utformning och funktion.

Vid val av beräkningsmetod kan man välja mellan en fullständig modell där systemet påle - jord modelleras med fi-

nita element eller finita differansmetoder, typ A modell, eller analytiska lösningar för förenklade fall, typ B modell.

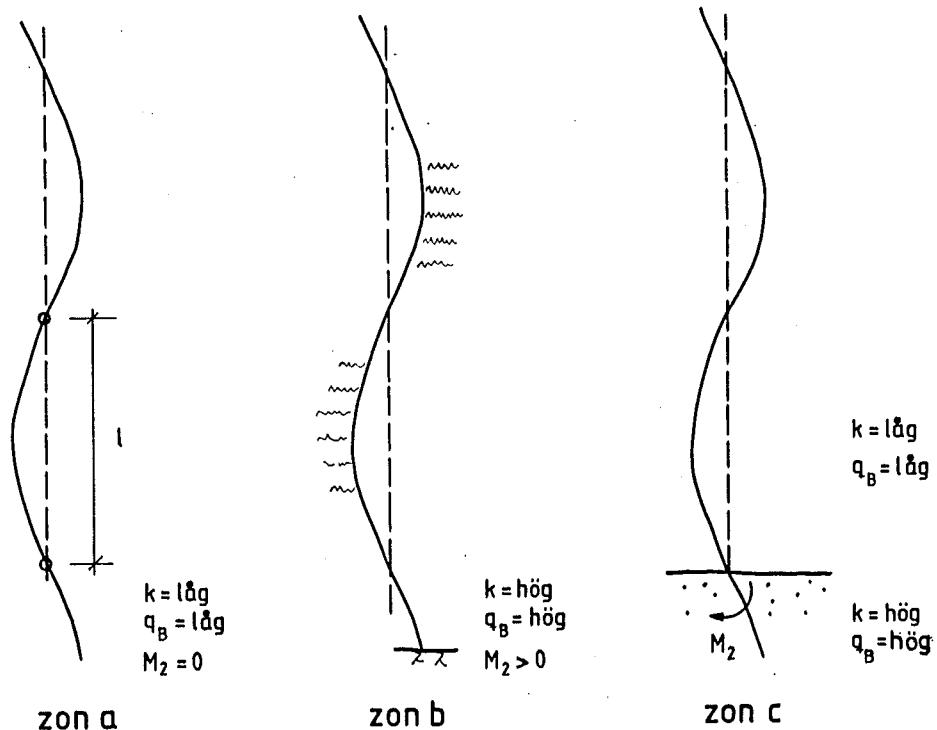


Fig. 2. Principiella beräkningsförutsättningar för de olika zonerna. k är pålens båddmodul ($k=q/y$), q är per längdenhet på jorden från pålen och y är pålens utböjning.

Fig. 2. Base for the calculation in different zones. k if the modulus of subgrade reaction, q is the force/m between the soil and the pile and y is the deflection of the pile.

Vid modeller typ A kan

- jordens sidostöd varieras längs pålen
- skarvarnas egenskaper medtagas
- verkliga egenspänningar i pålmaterialet medtagas
- plasticering i pålmaterialet tillåtas
- aktuell initialkrokighet i pålen medtagas
- hänsyn tagas till inverkan av flytleder i pålen på dess bärformåga.

I modeller typ B antas vanligen en kontinuerlig initialkrokhetsförmning, t ex sinusformad, samt att pålen är jämnstark. Inverkan av egenspänningar och plasticering medtages på ett approximativt sätt. Ett förslag till en sådan modell presenteras i avsnitt 5.

Dimensioneringsmetoderna skall baseras på partialkoefficientmetoden. Det dimensionerande värdet på en materialegenskap f_d skall enligt partialkoefficientmetoden bestämmas enligt formeln

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot \gamma_n} \quad (1)$$

där

f_k är materialegenskapens karakteristiska värde

γ_m en partialkoefficient som beaktar osäkerheten i materialegenskaperna

γ_n en partialkoefficient som beaktar säkerhetsklassen.

Tvärnittsstorheter sätts till nominella värden.

2. JORDMOTSTÅND

2.1 Inledning

Vi kommer i det följande bara att behandla jordmotståndet i lös lera, dvs giltigt för zon a.

2.2 Brottlast

Teoretisk brottlast, q_B , vid horisontalförskjutning av ett cirkulärt pålsegment under plant töjningstillstånd i ett kohesionsmaterial, finns redovisade i litteraturen t. ex av Randolph och Houlsby, 1984. De presenterade brottlasterna varierar inom intervallet

$$q_B = (9.3 - 12.0) \cdot d \cdot c \quad (2)$$

beroende på pålens råhet, där c är jordens kohesion.

Överensstämmelsen med finita elementanalyser är god, se fig 3.

För att eliminera risken att utböjningen ökar med tiden, dvs leran kryper, kan man inte tillgodoräkna sig ett sidostöd som svarar mot ekvationen (2). Erfarenheter från stabilitetsproblem visas att lerans krypning är försäkrad om säkerheten mot odränerat brott är större än 1.5. Även med hänsyn till upprepad av- och pålastning bör brottvärdet väljas med hänsyn till krypbrottlasten. Översatt till sidobelastad påle kan man utnyttja ett sidostöd som är lika med

$$q_B = 6 \cdot d \cdot \tau_{fu} \quad (3)$$

utan att det föreligger risk för krypbrott. Där τ_{fu} är lerans odränerade skjuvhållfasthet. Vid bestämning av τ_{fu} måste korrigering ske med hänsyn till lerans konflytgräns enligt SGI's rekommendationer.

Dimensionerande brottlast för sidostödet i jorden blir enligt partialkoefficientmetoden

$$q_{Bd} = 6 \cdot d \cdot \tau_{fud} \quad (4)$$

där τ_{fud} är

$$\tau_{fud} = \frac{\tau_{fu}}{\gamma_n \cdot \gamma_{mk}} \quad (5)$$

γ_n beror på säkerhetsklass och γ_{mk} är en partialkoefficient för lerans skjuvhållfasthet.

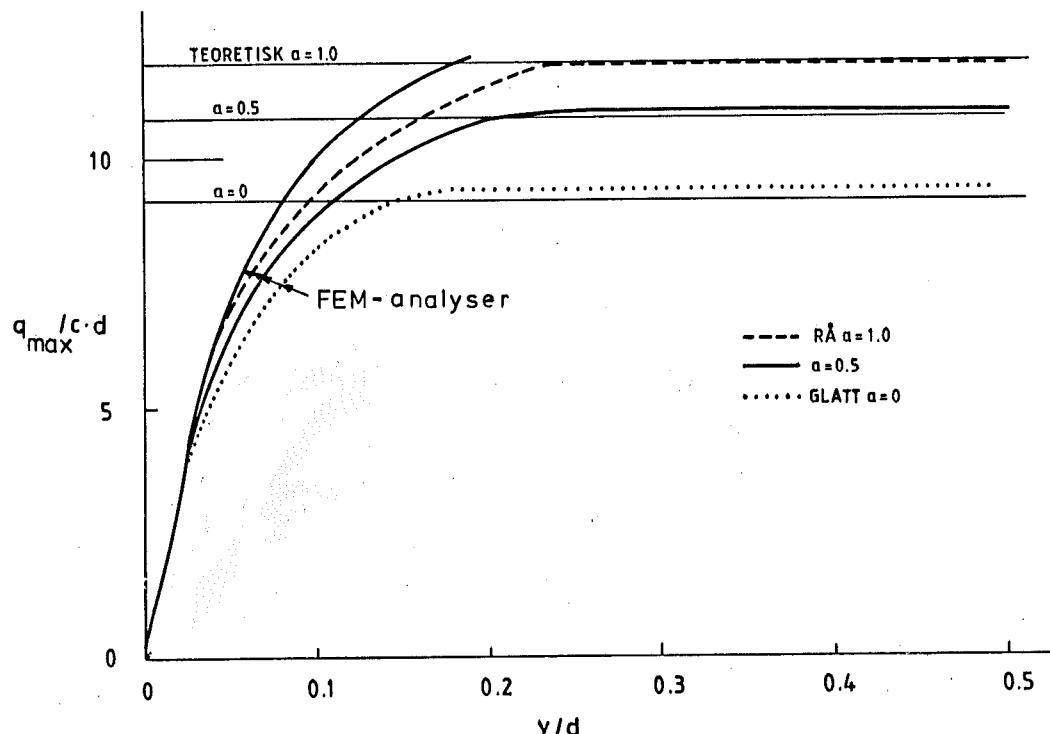


Fig. 3. Samband mellan horisontalförskjutning och last för ett cirkulärt pålsegment.

Fig. 3. Relationship between horizontal deflection and load for a circular pile segment.

2.3 Deformationssamband upp till brott

Avgörande för sambandet mellan last och sidodeformation för ett horisontalbelastat pålsegment är det omgivande mediets elasticitetsmodul, E. Flera uttryck för sambandet mellan elasticitetsmodul, E, och båddmodul, k = q/y finns t ex Baguelin et al, 1978.

Under odränerade förhållanden, $v = 0.5$, varierar sambandet inom intervallet

$$k = (1.05 - 1.61) \cdot E \quad (6)$$

och vid $v = 0.33$ inom intervallet

$$k = (1.08 - 0.97) \cdot E \quad (7)$$

Under odränerade förhållanden, $v = 0.5$, antas vanligen att lerans elasticitetsmodul är

$$E = 150 \cdot \tau_{fu} \quad (8)$$

Sambandet 6 ger

$$k = (157 - 242) \cdot \tau_{fu} \quad (9)$$

vilket kan anses gälla för korttidsbelastning. Finita elementanalyser för sidobelastade pålsegment ger för odränerade förhållanden, $v = 0.5$, båddmoduler i detta intervall.

För långtidsbelastning måste båddmodulen reduceras på grund av den konsolidering som sker runt pålen. En båddmodul i storleksordning,

$$k = 50 \cdot \tau_{fu} \quad (10)$$

är normalt på säkra sidan.

I verkligheten är sambandet mellan last och förskjutning icke linjärt upp till brott. Eftersom kunskaperna om utseende hos detta samband är bristfälliga är det i nuläget bara motiverat att anta ett linjärt samband mellan belastning och deformation. När kunskaperna ökar bör man revidera det föreslagna sambandet.

Dimensionerande båddmodul enligt partialkoefficientmetoden blir

$$k_d = 50 \cdot \tau_{fud} \quad (11)$$

där τ_{fud} bestäms enligt ekv. (5).

Genom att utföra pressometerförsök för långtidslast kan kunskapen om arbetskurvan för jordmotståndet successivt förbättras. Följande ungefärliga samband gäller för moduler

och gränstryck mellan pressometerförsök och horisontalbelastat pålsegment.

$$k_{\text{p}\ddot{\text{a}}\text{l}\text{e}}/k_{\text{p}\ddot{\text{r}}\text{e}\text{s}\text{s}\text{o}} = 0.88 - 2.68 \quad (12)$$

$$q_{\text{p\aa{}le}}/q_{\text{presso}} = 2.0 - 2.85 \quad (13)$$

2.4 Val av partialkoefficienten γ_{mk}

Enligt Nybyggnadsreglerna, BFS 1988:18, kap 6:354 bör γ_m för moduler väljas inom följande intervall 1.4 - 1.8, och för övriga hållfasthetsvärden i intervallet 1.6 - 2.0.

Vid val av γ_{mk} skall följande faktorer beaktas:

Gynnsamma förhållanden	Ogynnsamma förhållanden
Materialegenskapen har erfa- renhetsmässigt liten sprid- ning	Materialegenskapen har erfarenhetsmässigt stor spridning
Provningsresultaten från geoteknisk undersökning visar normal spridning	Provningsresultaten från geoteknisk undersökning visar större spridning än normalt
Undersökningarnas omfattning är stor och medger en god bestämning av materialegen- skapen	Undersökningarnas omfatt- ning är liten
Undersökningarna är utförda med väldokumenterade metoder som ger reproducerbara resultat	Undersökningarna är utförda med metoder som visar dålig reproducerbarhet eller meto- der med begränsat erfaren- hetsunderlag
Kontrollplanen föreskriver tilläggskontroll av mate- rialegenskapen	Ingen tilläggskontroll av materialegenskapen
Liten osäkerhet vid över- sättningen från provnings- resultat till sökt egenskap hos materialet	Stor osäkerhet vid över- sättningen från provnings- resultat till sökt egenskap hos materialet
Brottet är segt	Brottet är sprött

Riktlinjer för val av γ_{mk} kan även fås i Pålkommissionens rapport 81.



3. PÅLMATERIALET

3.1 Stål pålar

Pålar av stål skall i princip dimensioneras enligt BSK. Vid dimensionering i brottgränstillståndet väljs dimensioneringsvärdet för hållfasthet, elasticitetsmodul m m enligt 2:312 och 2:332 i BSK. Det valda värdet på pålmaterialets karakteristiska hållfasthet skall även vara giltigt för tryckspänningar.

Pålmaterialet skall klassas i egenspänningsklasser enligt BSK tabell 6:233.

3.1.1 Stålets egenskaper

γ_{ms} sätts enligt BSK till 1.0 om inte ett fullständigt utnyttjande av dimensionstoleranser ger en större minskning av bärformågan än 6%. I annat fall skall γ_{ms} sättas till 1.1.

Karakteristiskt värde på stålets elasticitetsmodul, E_k , sätts till $2.1 \cdot 10^5$ MPa. Dimensionerande elasticitetsmodul i brottgränstillståndet blir

$$E_d = \frac{E_k}{\gamma_n \cdot \gamma_{ms}} \quad (14)$$

Det karakteristiska värdet på stålets sträckgräns, f_{yk} , skall vara giltigt för pålmaterialet efter stoppslagning och för tryckspänningar. Dimensionerande sträckgräns blir

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_n \cdot \gamma_{ms}} \quad (15)$$

3.2 Betongpålar

Betongpålar dimensioneras enligt BBK 79.

3.2.1 Elasticitetsmodul

Betongens karakteristiska elasticitetsmodul erhålls ur kap. 2.3.4 i BBK 79.

För hållfasthetssklasserna K55 och K60 fås följande karakteristiska elasticitetsmoduler

$$K55 \quad E_{ck} = 35.0 \text{ GPa}$$

$$K60 \quad E_{ck} = 36.0 \text{ GPa}$$

I brottgränstillståndet bestäms elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde, E_c , av uttrycket

$$E_c = \frac{E_{ck}}{1.2 \cdot \gamma_n} \quad (16)$$

I bruksgränstillståndet är elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde

$$E_c = E_{ck} \quad (17)$$

3.2.2 Hållfasthet

Karakteristiska värden för betongens tryckhållfasthet erhålls ur kap. 2.3.1 i BBK 79. För hållfasthetsskasserna K55 och K60 fås följande karakteristiska värden

$$K55 \quad f_{cck} = 39.0 \text{ MPa}$$

$$K60 \quad f_{cck} = 42.5 \text{ MPa}$$

I brottgränstillståndet bestäms tryckhållfasthetens dimensioneringsvärde f_{cc} av uttrycket

$$f_{cc} = \frac{f_{cck}}{1.5 \cdot \gamma_n} \quad (18)$$

I bruksgränstillståndet godtas

$$f_{cc} = f_{cck} \quad (19)$$

3.2.3 Betongens krypning

Betongens kryptal, ϕ , erhålls ur kap. 2.3.7 i BBK 79. Under förutsättning att pålarna ej belastas innan de uppnår nominell hållfasthet och att tryckpåkänningen av långtidslast ej överskider $0.6 \cdot f_{cck}$ kan kryptalet väljas till 1.3.

3.2.4 Pålens böjstyrhet

Böjstyrheten för pålsektionen beräknas enligt kap. 3.4.2.2 i BBK 79. Under förutsättning att hela sektionen är tryckt och att medeltryckpåkänningen ej överstiger $0.6 \cdot f_{cc}$ erhålls

$$E \cdot I = \frac{0.8 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \phi_e} \quad (20)$$

För sprucken sektion och vid en armering av mer än en procent sättes $E \cdot I$ till det största värdet av

$$E \cdot I = \frac{0.4 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \phi_e} \quad (21)$$

eller

$$E \cdot I = E_s \cdot I_s + \frac{0.2 \cdot E_c \cdot I_c}{1 + \phi_e} \quad (22)$$

ϕ_e är ett vägt medelvärde med hänsyn till förhållandet mellan långtidslast och korttidslast.

För konstruktioner i mycket eller måttligt betongaggressiv miljö ställer BBK 79 krav på betongkvalitet och utförande-klass enligt kap. 7.3.2 och begränsning av sprickvidder enligt kap. 4.5.5.

3.2.5 Armeringens elasticitetsmodul

Karakteristisk elasticitetsmodul för armeringen antas till $E_{sk} = 200$ GPa enligt kap. 2.4.4 i BBK 79.

I brottgränstillståndet bestäms elasticitetsmodulens dimensioneringsvärde av uttrycket

$$E_s = \frac{E_{sk}}{1.05 \cdot \gamma_n} \quad (23)$$

I bruksgränstillståndet sätts

$$E_s = E_{sk} \quad (24)$$

3.2.6 Armeringens hållfasthet

Karakteristiska värden på armeringens draghållfasthet erhålls i kap. 2.4.1 i BBK 79.

I brottgränstillståndet bestäms draghållfasthetens dimensioneringsvärde av uttrycket

$$f_{st} = \frac{f_{yk}}{1.1 \cdot \gamma_n} \quad (25)$$

I bruksgränstillståndet sättes

$$f_{st} = f_{yk} \quad (26)$$

4. INITIALKROKIGHET

4.1 Allmänt

Den initialkrokighet som användes vid beräkningen skall svara mot verklig geometrisk krokighet. För att täcka in effekt av lastexcentricitet och måttoleranser måste man dock räkna med en viss minsta initialkrokighet, se BSK och BBK.

Pålens initialkrokighet efter slagningen är beroende av ett antal faktorer såsom pålens styvhet, skarvkonstruktionen, slagningsutrustningen, jordlagerföljden och förekomsten av pålningshinder. Förlaktligen kommer samma påltyp att få olika initialutböjning på olika arbetsplatser. Bestämning av den rakhet som kan uppnås för ett objekt borde ingå som ett naturligt inslag i en provpålning och den fortlöpande produktionskontrollen.

Initialkrogheten anges vanligen som en pilhöjd, δ , på en viss mätängd, l , eller som krökningsradien, R , räknat på samma längd. Följande samband antas gälla mellan krökningsradie, mätängd och pilhöjd (cirkel-båge).

$$\delta = \frac{l^2}{8 \cdot R} \quad (27)$$

I verkligheten beskriver pålen en kurva i rymden. Vid bestämning av den karakteristiska pilhöjden skall det största rymdvärdet på pilhöjden tas som fås när mätängden förskjuts längs pålen, se figur 4. Vid beräkning av bärförmågan är det pilhöjden på den teoretiska knäcklängden som är avgörande. Utförs bestämningen av den verkliga initialkrogheten på en sträcka som avviker från den teoretiska knäcklängden måste en omräkning till knäcklängden ske.

Dimensionerande pilhöjd på knäcklängden beräknas enligt.

$$\delta_d = \delta_k \cdot \gamma_\delta \quad (28)$$

är δ_k är karakteristiska pilhöjden och γ_δ en partialkoefficient som är beroende av vilken kontroll som utförs.

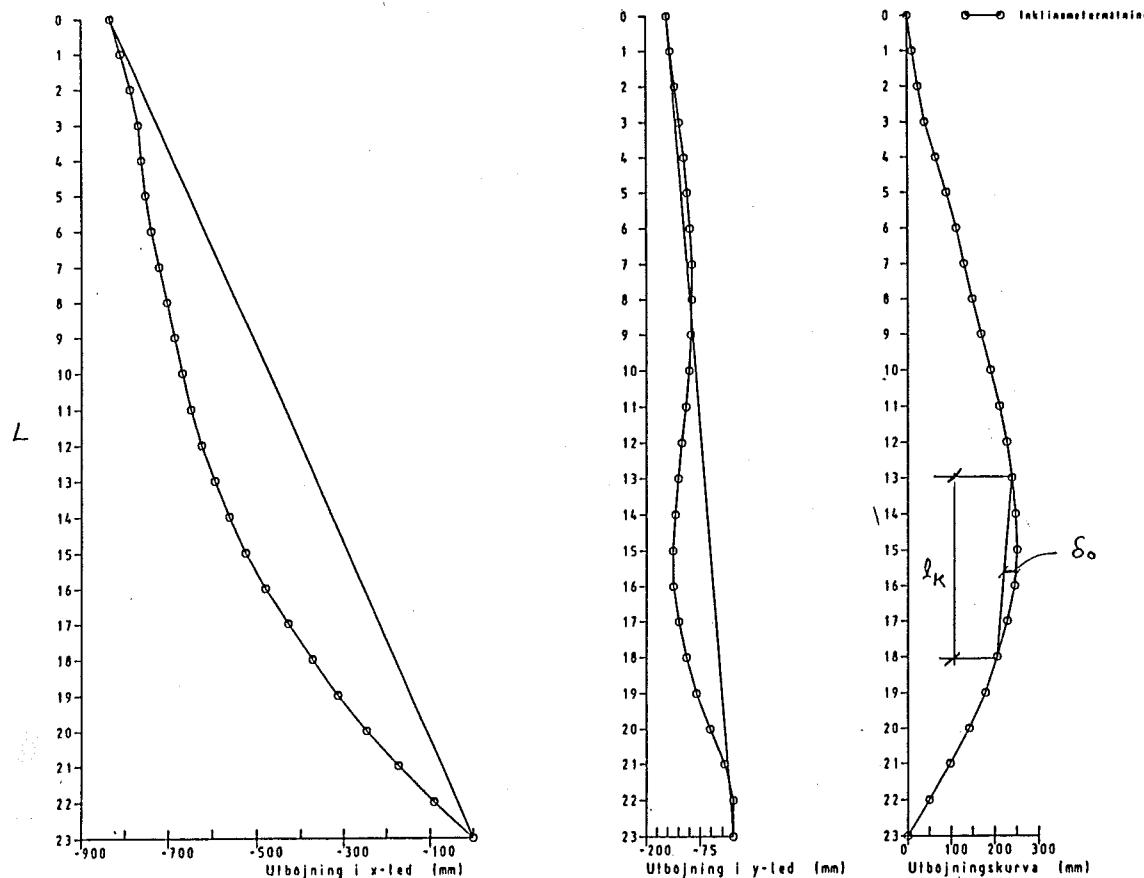


Fig. 4. Utvärdering av största pilhöjden på en sträcka lika med den teoretiska knäcklängden.

Fig. 4. Interpretation of the largest central deflection on a length equal to the elastic buckling length.

4.2 Stålpålar

Den minsta initialkrokighet som man måste räkna med för en tryckt stålkonstruktion är $0.0015 \cdot l$ enligt BSK 2:411. Stålpålars verkliga initialkrokighet på teoretisk knäcklängd är efter stoppslagning troligen större än detta värde varför den verkliga initialkrokigheten skall användas vid beräkning av bärigheten.

Den dimensionerande initialkrokigheten skall vara beroende av omfattningen av den kontroll som utförs på den slagna pålen.

Följande fall kan tänkas.

- Vid inklinometermätning av alla pålar:

Den största pilhöjden, δ_{\max} , bestäms på en längd lika med den elastiska knäcklängden, l_k . Detta värde användes som karakteristisk pilhöjd vid beräkningen. Vid beräkning av dimensionerande pilhöjd, ekv. 28, sätts partialkoefficienten, γ_δ till 1.0.

- Vid tolkning av alla pålarna med tolk:

Om tolken passerar ned genom pålen när dess krökningsradie är större eller lika med R_T , utvärderas karakteristisk pilhöjd enligt

$$\delta_k = \frac{l_k^2}{8 \cdot R_T} \quad (29)$$

Partialkoefficienten γ_δ sätts till 1.0 i ekv. 28.

- Ingen rakhetskontroll utföres:

Schablonvärdet skall användas som ligger på säkra sidan. Faktorer som inverkar på val av schablonvärde är pålens styrhet, skarvkonstruktion, avstånd mellan skarvar, slagningsförfarande, jordlagerföljd och förekomsten av pållningshinder.

I tabell 1 och 2 redovisas rakhetsmätningar utförda i rörpålar vid olika geotekniska förhållanden. Dessa kan tjäna som underlag vid bestämning av dimensionerande initialkrokighet då ingen rakhetskontroll utföres.

Kan inte annat påvisas antas karakteristisk pilhöjd till nedan angivna värden och partialkoefficienten, γ_δ , sätts till 2.0 i ekv 28.

$$\delta_k = \frac{l_k \cdot n}{400} \quad (30)$$

där

l_k = teoretisk knäcklängd

n = antal skarvar på knäcklängden.

För oskarvade pålar antas

$$\delta_k = \frac{l_k}{600} \quad (31)$$

Tabell 1 Utvärderad minsta krökningsradie på längden 2.0 m i den del av pålen som omges av lera.

The minimum radius of curvature on a length of 2.0 m where the pile is surrounded by clay.

Plats, påltyp, skarvavstånd, jordprofil, slagningsutrustning	Krökningsradie
Kv Katthavet, Stockholm $\phi 88.9 \times 5.1$ mm 9 st Skarvavstånd 1.5 m 3 - 6 m friktionsjord 3 - 5 m lera 2 - 5 m friktionsjord, morän Hejare Krupp 110	108 - 254 m
Kv Fröja, Uppsala $\phi 88.9 \times 5.1$ mm 2 st Skarvavstånd 2.0 m 1 - 2 m torrskorpelera 7 - 18 m lera 3 - 4 m friktionsjord Hejare Krupp 110	89 - 113 m
Kv Svetsaren, Solna $\phi 101.6 \times 5.6$ mm 8 st Skarvavstånd 2.0 m 2 m fyllning 1 - 2 m lera 3 - 5 m friktionsjord, morän Hejare Tex 250	105 - 373 m
Söderköping $\phi 60.3 \times 5.0$ mm 7 st	88 - 197 m

Tabell 2 Utvärderad minsta krökningsradie på längden 2.0 m för pålar slagna i fyllning och friktionsjord

The minimum radius of curvature on a length of 2.0 m for piles driven in fill and friction material.

Plats, påltyp, skarvavstånd slagningsutrustning	Krökningsradie
Karlavägen, Sundbyberg Ø 76.1 * 4.0 mm Skarvavstånd 1.0 m Hejare Tex 40	57 - 195 m
Kv Pyramus, Stockholm Ø 76.1 * 5.0 mm Skarvavstånd 1.0 m Hejare Krupp 110	28 - 95 m

4.3 Betongpålar

Enligt BBK är den minsta pilhöjd man skall räkna med

$$\delta = \frac{l_k}{300} \quad (32)$$

Vid dimensionering i brottgränstillståndet förutsätts också att normalkraften har en minsta excentricitet som sätts lika med 1/30 av tvärmåttet i resp huvudträghetsriktning, dock minst 20 mm. Excentriciteten räknas från tyngdpunkten för det ospruckna tvärsnittet utan hänsyn till armering, och behöver inte antas uppträda samtidigt i två huvudriktningar.

5. ANALYTISK BERÄKNINGSMETOD

5.1 Allmänt

Här redovisad beräkningsmetod behandlar påldelar genom den lösa leran (zon a). Skarvade pålar förutsätts ha en skarv, som är jämnstyg med pålen i övrigt. För pålar med varierande styvhet i olika riktningar förutsätts beräkningar genomföras för olika tänkbara utböjningsriktningar. Tvärsnittskontroll utförs i pålelementets svagaste del för aktuell axiellast och tillskottsmoment.

Deformationerna antages ske i ett plan och initialutböjningen i detta plan antages vara affin till knäckkurvan, se fig 5.

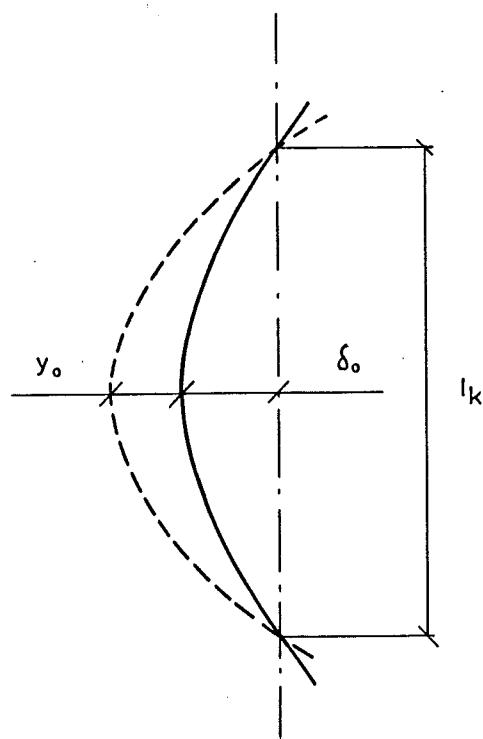


Fig. 5. Antagen initialutböjning vid analytisk beräkningsmetod.

Fig. 5. Assumed initial curvature for the analytical solution.

Under dessa förutsättningar kan beräkningarna begränsas till en knäckvåg enligt följande analytiska beräkningsmetod. Metoden gäller för en i överkant sidostyrd påle som är helt i jord.

Beräkningen utförs enligt andra ordningens teori och med antagande om en sinusformad initialkrokighet

$$\delta = \delta_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l) \quad (33)$$

och att tillskottsutböjningen blir sinusformad.

$$y = y_0 \cdot \sin(\pi \cdot x/l) \quad (34)$$

Tilläggsmomentet vid axiallasten P blir

$$M = \frac{0.5 \cdot P \cdot \delta}{1 - P/P_k} \quad (35)$$

där

$$P_k = 2 \sqrt{k_d \cdot E_d \cdot I} \quad (36)$$

Pälens teoretiska knäcklängd kan beräknas enligt

$$l_k = \pi \cdot \sqrt[4]{E_d \cdot I/k_d} \quad (37)$$

Jordmotståndet antas variera med tillskottsutböjningen enligt fig 6, se även avsnitt 2. För att beräkna bärigheten när gränsvärdet för jordmotståndet uppnås i punkten med största tillskottsutböjningen, bestämmes genom iteration en reducerad bæddmodul. Denna reducerade bæddmodul ger minskat P_k och ökad knäcklängd l_k . När gränsvärdet för jordmotståndet överskrids, får kontakttrycket mellan påle och jord en fördelning, enligt figur 7. Den reducerade bæddmodulen kan bestämmas på flera olika sätt. Antingen så att det totala motståndet över knäcklängden blir lika stort med den reducerade bæddmodulen som för den verkliga fördelningen av jordmotståndet eller så att arbetet som utförs av kontakttrycket blir lika stort som för den verkliga fördelningen. För de här redovisade exemplen har den senare metoden använts.

För denna metod blir den reducerade bæddmodulen

$$\int_0^1 y \cdot q_{k1} \cdot dx = \int_0^1 y \cdot q_k \cdot dx \quad (38)$$

där q_{k1} och q_k varierar enligt fig 7.

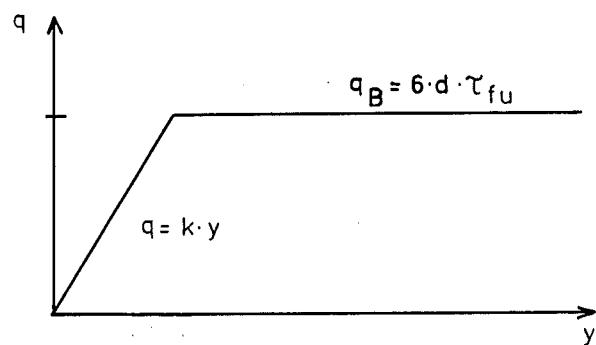


Fig. 6. Jordmotståndets variation med tillskottsutböjningen.

Fig. 6. The variation of the soil resistance with the deflection.

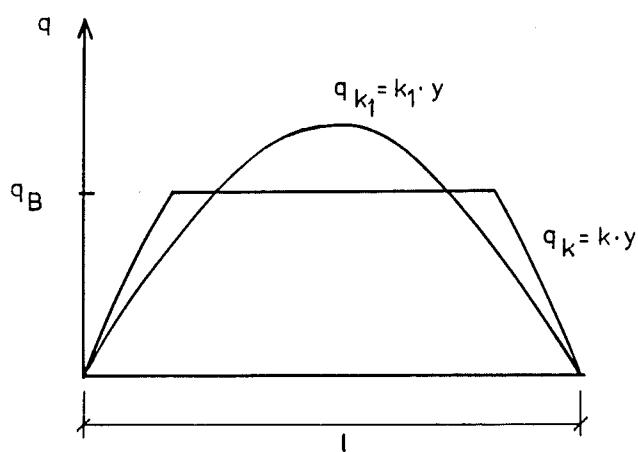


Fig. 7. Fördelning av krafterna mellan påle och jord.

Fig. 7. The distribution of contact pressure between pile and soil.

Tillskottsutböjningen ökas successivt till dess bärformågans maximum hittas eller gränslasten för pålmaterialet överskrids.

Den föreslagna analytiska beräkningsmetoden överensstämmer i stort med den av Bernander och Svensk, 1970, redovisade beräkningsmetoden.

5.2 Stålspålar

För stålspålar gäller följande beräkningsgång. När lasten P ökas leder detta antingen till att bärformågan med hänsyn till jordmotståndet överskrids eller gränslasten för pålmaterialet nås. Gränslasten för pålmaterialet beräknas enligt uttrycket

$$\frac{P}{N_d} + \frac{M}{M_d} = 1.0 \quad (39)$$

där

$$N_d = f_{yd} \cdot A \quad (40)$$

och

$$M_d = \eta \cdot W \cdot f_{yd} \quad (41)$$

η är en formfaktor som tar hänsyn till tvärsnittsklass, se Bygg K18:42. η sätts dock högst till 1.25.

Egenspänningar i pålmaterialet beaktas genom att räkna med en förstorad initialkrokighet och genom att reducera pålens elasticitetsmodul med 10%. Samma metod används vid beräkning av stålpelare, se t ex Bygg K18:56. Den beräkningsmässiga initialkrokigheten består av två delar, en geometrisk krokighet, δ_d , och en fiktiv, δ_f .

$$\delta_o = \delta_d + \delta_f \quad (42)$$

Den geometriska krokigheten väljs enligt riktlinjer i kap. 4 och den fiktiva initialkrokigheten väljs enligt nedanstående tabell där grupp tillhörighet bestäms enligt tabell 6:233 i BSK, se tabell 3 nedan.

Tabell 3. Fiktiv initialkrokighet för att beakta egenspänningar i pålmaterialet

Fictive initial curvature to consider the effect of residual stresses in the pile material.

$$\text{grupp a} \quad \delta_f = 0.0003 \cdot l_k \quad (43)$$

$$\text{grupp b} \quad \delta_f = 0.0013 \cdot l_k \quad (44)$$

$$\text{grupp c} \quad \delta_f = 0.0025 \cdot l_k \quad (45)$$

där l_k är den elastiska knäcklängden.

5.3 Betongpålar

För betongpålar gäller följande beräkningsgång. P_k och l_k beräknas enligt ekv. (36) och ekv. (37). Enligt BBK 79 kap. 6.3.2 kan därefter Euler knäcklängden l_c beräknas ur

$$l_c = \pi \cdot \sqrt{E \cdot I/P_k} \quad (46)$$

$E \cdot I$ erhålls ur ekv (21) och (22) samt P_k enligt ekv (36).

Pålens bärformåga vid centrisk tryckkraft erhålls ur BBK 79 kap. 6.3.3.2 med beteckningar enligt BBK

$$N_u = k_c \cdot \frac{A_c \cdot f_{cc}}{1 + k_\phi \cdot \phi_{ef}} + k_s \cdot A_s \cdot f_{st} \quad (47)$$

Koefficienterna k_c , k_s och k_ϕ beror på betongens och armeringens hållfasthetsklasser samt förhållandet mellan l_c och pålens kantmått.

För betongpålar blir i allmänhet BBK:s krav att kantryck-påkänningen för långtidslast ej skall överstiga $0.6 \cdot f_{cck}$ dimensionerande. Vid beräkning av tilläggsmoment används ekv. (35) och ekv (36) med beaktande av minimikravet på excentricitet enligt 4.3.

Vid låga skjuvhållfastheter på omgivande lera uppnås även gränsvärdet, q_{Bd} , för omgivande jords sidomotstånd.

6. BERÄKNINGSEXEMPEL

6.1 Stålspålar

Beräkningsexempel 1

Beräkna bärformågan för en krysspåle 180 x 24 mm, $f_{yk} = 220$ MPa, formfaktor $\eta = 1.25$, egenspänningegrupp b, 1 mm avrostning runt om. Initialkrokighet $R_T = 100$ m. $\gamma_{ms} = 1.1$, $\gamma_n = 1.1$. Skjuvhållfasthet hos jorden $\tau_{fu}/\gamma_{mk} = 6$ kPa.

$$A = 73.48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \quad W = 117.73 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \quad I = 1047.8 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$d = 0.178 \text{ m}$$

$$E_d = 0.9 \cdot 210000 / (1.1 \cdot 1.1) = 1.562 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 220 / (1.1 \cdot 1.1) = 181.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{fud} = 0.006 / 1.1 = 5.455 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

Kapacitet enl ekv (40) och (41):

$$N_d = A \cdot f_{yd} = 1.336 \text{ MN}$$

$$M_d = \eta \cdot W \cdot f_{yd} = 0.02675 \text{ MNm}$$

- Bärformåga om jordbrott ej erhålls

$$k_d = 50 \cdot \tau_{fud} = 0.2727 \text{ MPa}$$

Enl ekv (35) och (36)

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{k_d \cdot E_d \cdot I} = 1.336 \text{ MN}$$

$$l_k = \pi \cdot \sqrt{E_d \cdot I / k_d} = \pi \cdot \sqrt{2 \cdot E_d / P_k} = 4.917 \text{ m}$$

$$\delta_o = l_k^2 / (8 \cdot R_T) + 0.0013 \cdot l_k = 0.0366 \text{ m}$$

Antag $P = 0.500 \text{ MN}$

Ekv (35) och (40) ger

$$M = \frac{0.5 \cdot P \cdot \delta_o}{1 - P/P_k} = 0.01462 \text{ MNm}$$

$$\frac{P}{N_d} + \frac{M}{M_d} = 0.914 < 1.000$$

genom passning erhålls $P = 0.531 \text{ MN}$; $M = 0.01613 \text{ MNm}$

$$\frac{P}{N_d} + \frac{M}{M_d} = 1.000$$

- Kontroll av jordmotstånd

Maximal tilläggsutböjning och tillhörande jordmotstånd beräknas ur sambanden

$$y_o = \frac{P \cdot \delta_o}{P_k - P} \text{ och } q_o = k_d \cdot y_o$$

$$q_o = \frac{50 \cdot 0.531 \cdot 0.0366}{1.336 - 0.531} \cdot \tau_{fud} = 1.207 \cdot \tau_{fud}$$

Gränsvärdet för jordmotståndet erhålls ur ekv (4)

$$q_b = 6 \cdot d \cdot \tau_{fud} = 6 \cdot 0.178 \cdot \tau_{fud} = 1.068 \cdot \tau_{fud}$$

Gränsvärdet överskrides!

Bestäm en fiktiv reducerad bæddmodul så att fördelning enl fig. 7 erhålls.

$$\text{Välj } k_{d1} = 40 \cdot \tau_{fud}$$

Beräkningar enl ovan ger:

$$P_{k1} = 1.195 \text{ MN}; l_{k1} = 5.199 \text{ m}; \delta_{o1} = 0.0405 \text{ m}$$

$$P_1 = 0.492 \text{ MN}; M_1 = 0.01693 \text{ MNm}; q_1 = 1.1388 \tau_{fud}$$

Genom att beräkna $\int_0^1 q \cdot y \cdot dx$ för y svarande mot

$$k_d = 50 \cdot \tau_{fud} \quad (P = 0.531 \text{ MN}) \quad \text{och} \quad k_d = 40 \cdot \tau_{fud} \quad (P = 0.492 \text{ MN})$$

dels för q svarande mot aktuellt k_d , dels för q svarande mot verkligt $k_d = 50 \cdot \tau_{fud}$ men begränsat av q_b , erhålls underlag för interpolation av P .

a) $k_d = 50 \cdot \tau_{fud}; q = k_d \cdot k_d \cdot y$

$$\int = k_d \cdot y_o^2 \cdot \frac{1}{\pi} \int_0^\pi \sin^2 \phi \cdot dr = 0.500 \cdot k_d \cdot l \cdot y_o^2 = \\ = 25.000 \cdot l \cdot y_o^2 \cdot \tau_{fud}$$

b) $k_d = 50 \cdot \tau_{fud}; q = k_d \cdot y$ men begränsat av q_b

$$\int = 2 \cdot y_o \cdot \frac{1}{\pi} \left(k_d \cdot y_o \int_0^{\phi_1} \sin^2 \phi \cdot d\phi + q_b \cdot \int_{\phi_1}^{\pi/2} \sin \phi \cdot d\phi \right)$$

$$\phi_1 = \arcsin \left(q_b / (k_d \cdot y_o) \right) = \arcsin (1.068/1.207) = 1.086 \text{ rad}$$

$$\int = k_d \cdot y_o^2 \cdot \frac{1}{\pi} \cdot (\phi_1 + 0.5 \cdot \sin 2 \phi_1) =$$

$$= 0.4769 \cdot k_d \cdot l \cdot y_o^2 = 23.85 \cdot l \cdot y_o^2 \cdot \tau_{fud}$$

c) $k_d = 40 \cdot \tau_{fud}; q = k_d \cdot y$

$$\int = 0.500 \cdot k_d \cdot l \cdot y_o^2 = 20.000 \cdot l \cdot y_o^2 \cdot \tau_{fud}$$

d) $k_d = 40 \cdot \tau_{fud}; q = k_d \cdot y$ men begränsat av q_b

$$\phi_1 = \arcsin \left(1.068 / (1.25 \cdot 1.1338) \right) = 0.8535$$

$$\int = k_d \cdot y_o^2 \cdot \frac{1}{\pi} \cdot (\phi_1 + 0.5 \sin 2 \phi_1) = 0.4293 \cdot k_d \cdot l \cdot y_o^2 = \\ = 21.47 \cdot y_o^2 \cdot l \cdot \tau_{fud}$$

Funktionssambanden redovisas grafiskt på fig. 8. Genom interpolation bestämmes P till 0.513 MN (se fig. 9).

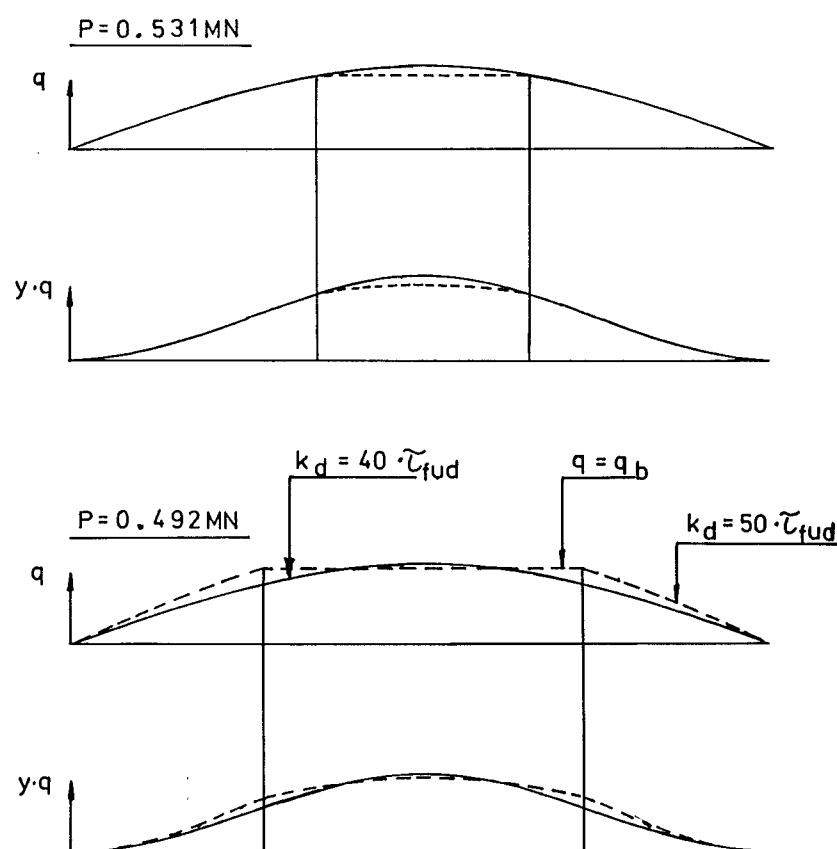


Fig. 8. Underlag för integration.

Fig. 8. Base for integration.

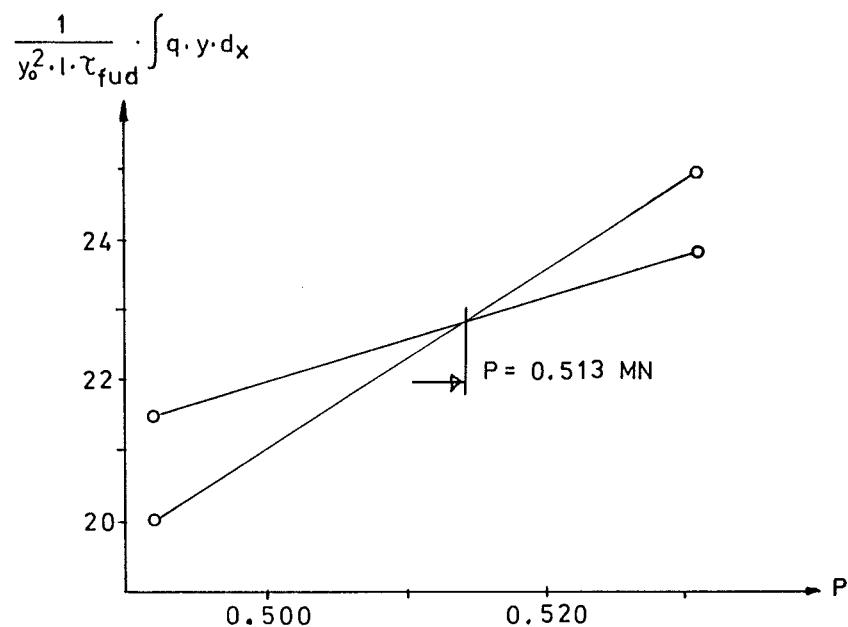


Fig. 9. Bestämning av bärformågan P genom interpolation.

Fig. 9. Interpolation of the bearing capacity.

I fig. 10-13 visas beräknad bärformåga för 4 st olika påltyper med den ovan redovisade beräkningsmetoden. Bärformågan redovisas som funktion av lerans skjuvhållfasthet dividerat med partialkoefficienten, γ_{mk} . Kurvor för olika krökningsradier finns redovisade.

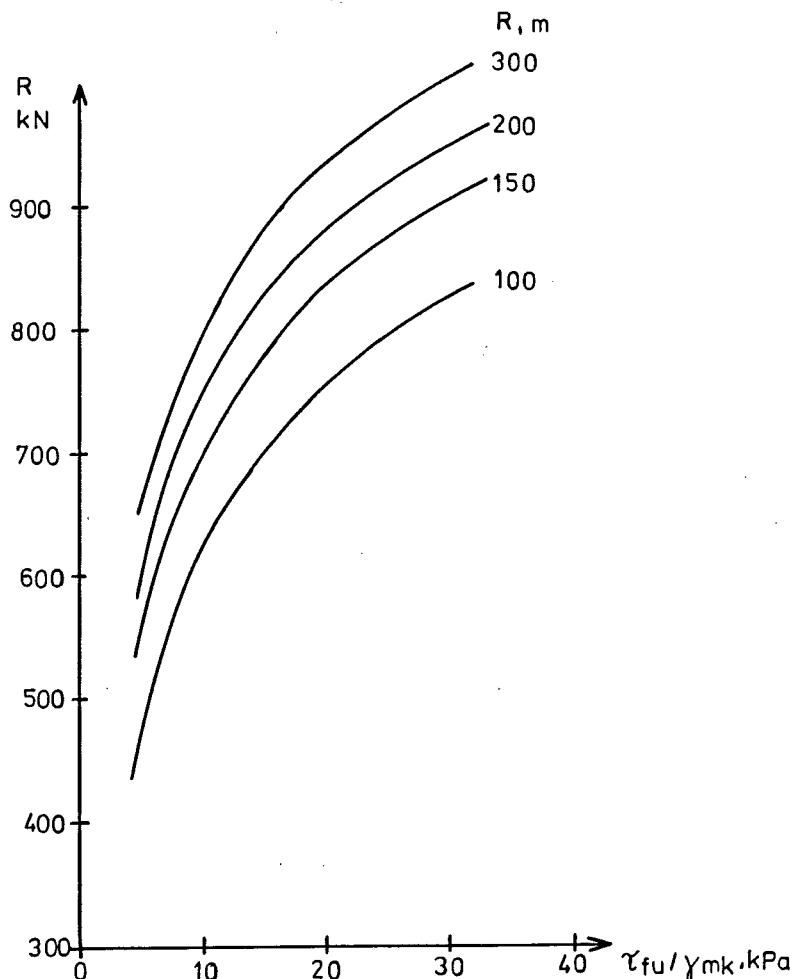


Fig. 10. Dimensionerande bärformåga för kryssspåle
 $180 \times 24 \text{ mm}, 1 \text{ mm avrostning}$. $A = 73.48 \text{ cm}^2$. $W = 117.73 \text{ cm}^3$. $I = 1047.80 \text{ cm}^4$. $d = 17.8 \text{ cm}$. $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$. $\gamma_n = 1.1$. $\gamma_{ms} = 1.1$. Egensp. grp b.

Fig. 10. Design bearing capacity. Steel pile 180x24 mm.

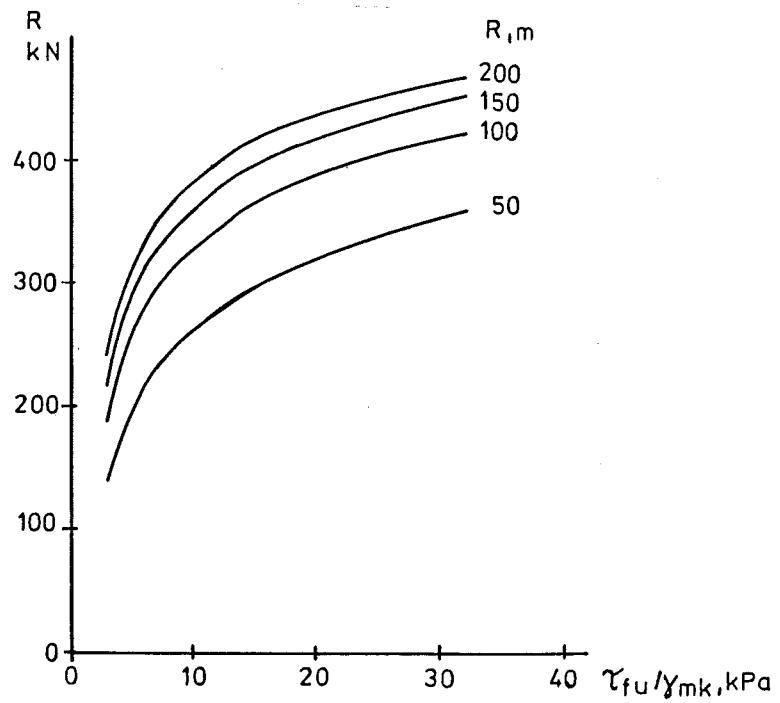


Fig. 11. Dimensionerande bärformåga för kryssspåle 130x16 mm.
1 mm avrostning. $A = 33.88 \text{ cm}^2$. $W = 38.64 \text{ cm}^3$. $I = 247.27 \text{ cm}^4$. $d = 12.8 \text{ cm}$. $f_{yk} = 220 \text{ MPa}$. $\gamma_n = 1.1$. $\gamma_{ms} = 1.1$. Egensp. grp b.

Fig. 11. Design bearing capacity. Steel pile 130x16 mm.

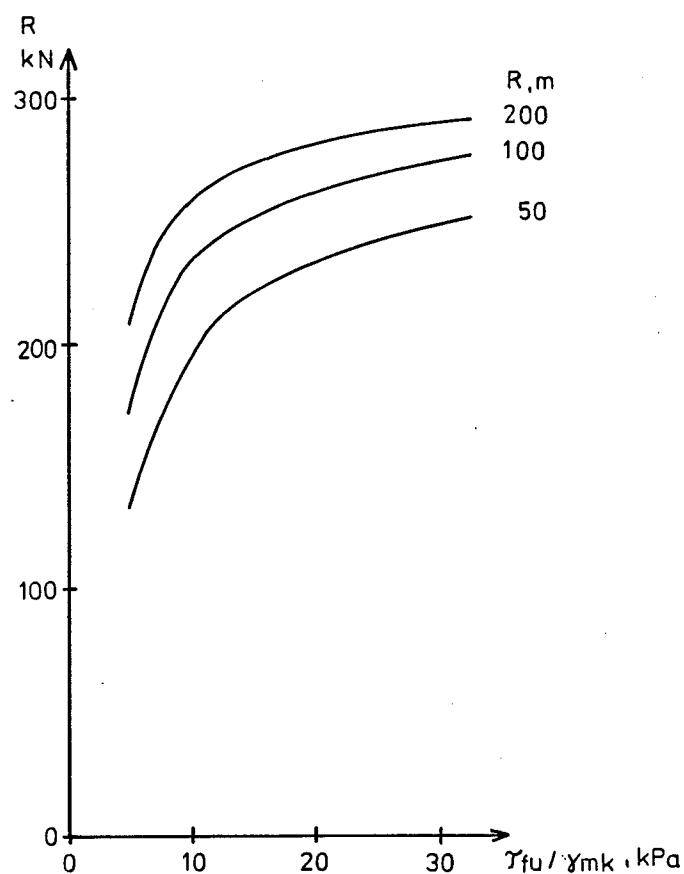
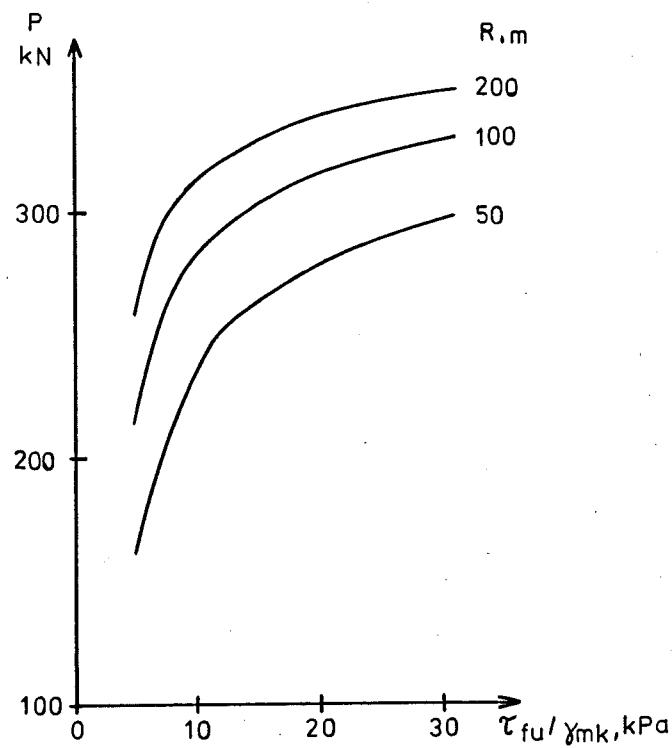


Fig. 12. Dimensionerande bär förmåga för rörpåle 76.1x5.0 mm.
Ingen avrostning. $A = 11.2 \text{ cm}^2$. $W = 18.6 \text{ cm}^3$. $I = 70.9 \text{ cm}^4$. $d = 7.61 \text{ cm}$. $f_{yk} = 340 \text{ MPa}$. $\gamma_n = 1.1$. $\gamma_{ms} = 1.1$. Egensp. grp a.

Fig. 12. Design bearing capacity. Steel tube pile
76.1x5.0 mm.



*Fig. 13. Dimensionerande bärformåga för rörpåle 88.9x5.1 mm.
Ingen avrostning. $A = 13.5 \text{ cm}^2$. $W = 26.2 \text{ cm}^3$. $I = 116.31 \text{ cm}^4$. $d = 8.89 \text{ cm}$. $f_{yk} = 340 \text{ MPa}$. $\gamma_n = 1.1$. $\gamma_{ms} = 1.1$. Egensp. grp a.*

*Fig. 13. Design bearing capacity. Steel tube pile
88.9x5.1 mm.*

6.2 Betongpålar

Beräkningsexempel 2

Beräkna bärformågan för påle 270 x 270 mm i lera med $\tau_{fu}/\gamma_{mk} = 10$ kPa. Betong K55, $\phi_e = 1.3$. Armering 8 $\phi 12$ Ks60, täcksikt 30 mm, $\gamma_n = 1.1$.

$$A_c = 729 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$I_c = 4.43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_c = 35000 / (1.1 \cdot 1.2) = 26.52 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 39.0 \text{ MPa}$$

$$f_{cc} = 39 / (1.1 \cdot 1.5) = 23.64 \text{ MPa}$$

$$A_s = 8 \cdot 1.13 \cdot 10^{-4} = 9.04 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$I_s = 9.04 \cdot (0.135 - 0.042)^2 \cdot 10^{-4} = 0.07819 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$E_s = 200.000 / (1.1 \cdot 1.05) = 173.16 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 590 / (1.1 \cdot 1.1) = 487.60 \text{ MPa}$$

Enl ekv (21) och (22) erhålls för sprucken sektion:

$$\left. \begin{aligned} EI & \left\{ \begin{aligned} & 0.4 \cdot 2.652 \cdot 4.43 / (1.1 + 1.3) = 2.043 \text{ MN m}^2 \\ & 0.5 \cdot 2.043 + 0.07819 \cdot 17.361 = 2.375 \text{ MN m}^2 \end{aligned} \right. \\ & EI = 2.375 \text{ MN m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$EI = 2.375 \text{ MN m}^2$$

- Jordmotstånd och gränsvärde enl ekv (4)

$$k_d = 50 \cdot \tau_{fu} / (\gamma_n \cdot \gamma_{mk}) = 50 \cdot 0.010 / 1.1 = 0.4545 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} q_b &= 6 \cdot d \cdot \tau_{fu} / (\gamma_n \cdot \gamma_{mk}) = 6 \cdot 0.010 \cdot 0.270 / 1.1 = \\ &= 0.0147 \text{ MN/m} \end{aligned}$$

- Brottgränstillstånd:

Enl ekv (36), (37), och (46) erhålls

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{k_d \cdot EI} = 2 \cdot \sqrt{0.4545 \cdot 2.375} = 2.078 \text{ MN}$$

$$l_k = \pi \cdot \sqrt{EI/k_d} = \pi \cdot \sqrt{22.375/0.4545} = 4.750 \text{ m}$$

$$l_c = \pi \cdot \sqrt{EI/P_k} = \pi \cdot \sqrt{2.375/2.078} = 3.359 \text{ m}$$

$$l_c/h = 3.359/0.27 = 12.44$$

Tabell 6-1 i BBK ger:

$$k_c = 0.831, k_\phi = 0.102, k_s = 0.666$$

Normalkapaciteten enl ekv (47)

$$N_n = 0.831 \cdot \frac{0.0729 \cdot 23.64}{1 + 0.102 \cdot 1.3} + 0.666 \cdot 9.04 \cdot 487.6 \cdot 10^{-4} = \\ = 1.558 \text{ MN}$$

- Kontroll av jordmotstånd

Enl ekv (32) och gränsvärdet för jordmotstånd erhålls:

$$\delta_o = l_k/300 = 4.75/300 = 0.0158 \text{ m}$$

$$y_o = \frac{P \cdot \delta_o}{P_k - P} ; k_d \cdot y_o = q_b \text{ ger}$$

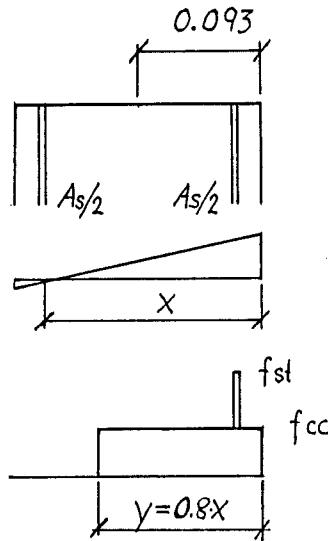
$$P = \frac{P_k \cdot q_b}{k_d \delta_o + q_b} = \frac{2.078 \cdot 0.0147}{0.4545 \cdot 0.0158 + 0.0147} = 1.396 \text{ MN}$$

- Kontroll av momentkapacitet

$$P = 1.396 \text{ MN}$$

Enl ekv (35)

$$M = \frac{0.5 \cdot 1.396 \cdot 0.0158}{1 - 1.396/2.078} = 0.03360 \text{ MNm} > 0.02 \cdot 1.396 \text{ MNm}$$



$$0.5 \cdot A_s \cdot (f_{st} - f_{cc}) + 0.27 y \cdot f_{cc} = P$$

$$4.52 \cdot 464 \cdot 10^{-4} + 0.27 \cdot 23.64 \cdot y = 1.396$$

$$0.210 + 6.3828 y = 1.396$$

$$y = 0.1858 \text{ m}$$

$$M_n = 0.210 \cdot 0.093 + (1.396 - 0.210) \cdot (0.135 - 0.0929)$$

$$M_n = 0.0695 > 0.0336 \text{ MNm}$$

Pälens momentkapacitet är tillräcklig. Genom att tillåta lokalt överskridande av jordmotståndet kan tillåten last i brottgränstillståndet höjas något över nivån $P = 1.396 \text{ MN}$ (se beräkningsexempel 1).

- Bruksgränstillstånd

Kanttryckpåkänningen begränsas enl BBK till $0.6 \times f_{cck}$. Betongens krympning som orsakar dragning i betongen och tryck i armeringen kan i mycket fuktig miljö uppskattas till 0.1×10^{-3} . I nedanstående exempel kontrolleras ej böjning över diagonalen.

$$\sigma_k = \frac{P}{A_i} + \frac{M}{W_i} - \varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A_s / (A_c - A_s)$$

$$M = \frac{E_s \cdot (1 + \phi_e)}{E_c} = \frac{200 \cdot (1 + 1.3)}{35} = 13.1$$

$$A_i = A_c + (n-1) \cdot A_s = (729 + 12.1 \cdot 9.04) \cdot 10^{-4} = \\ = 838.4 \cdot 10^4 \text{ m}^2$$

$$I_i = I_c + (n-1) \cdot I_s = (4.43 + 12.1 \cdot 0.07819) \cdot 10^{-4} = \\ = 5.376 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$W_i = 5.376 \cdot 10^{-4} / 0.135 = 39.82 \cdot 10^{-4}$$

Antag $P = 1.3 \text{ MN}$

$$M = \frac{0.5 \cdot 0.0158 \cdot 1.3}{1 - 1.3/2.078} = 0.02743 \text{ MNm}$$

$$\sigma_k = \frac{1.3 \cdot 10^{-4}}{838.4} + \frac{0.02743}{39.82} - 0.1 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^{-3} \cdot 9.04/720 \\ = 15.51 + 6.89 - 0.25 = 22.15 \text{ MPa}$$

$$0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 39 = 23.4 \text{ MPa} > 22.15 \text{ MPa}$$

Iteration ger $P = 1.34 \text{ MN}$

I fig. 14-16 visas beräknad bärformåga med den i 5.3 redovisade beräkningsmetoden för 3 st olika betongpålar, A600, A800 och A900.

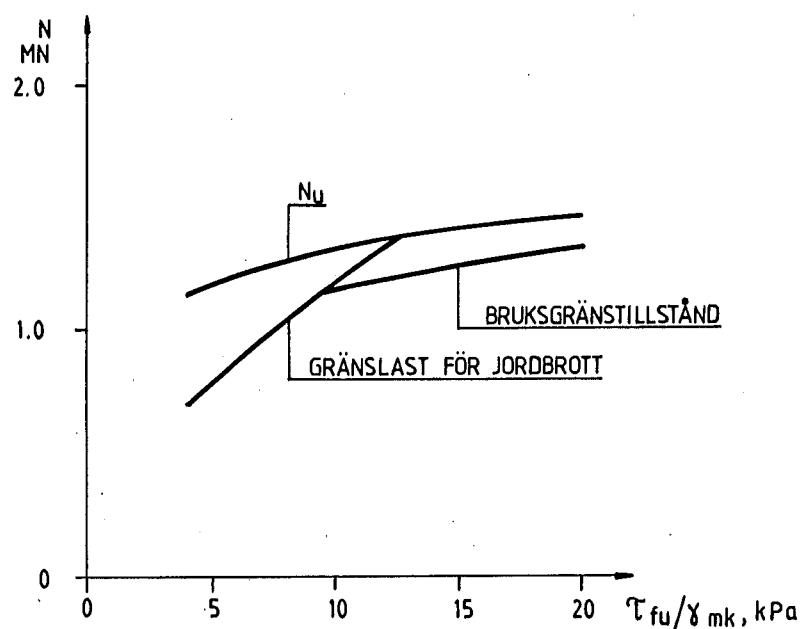


Fig. 14. Dimensionerande bär förmåga för betongpåle 250x250 mm, armering 4 st ϕ 16 Ks60, betong K55. 30 mm täckskikt. $\gamma_n = 1.1$. $\phi_e = 1.3$.

Fig. 14. Design bearing capacity. Concrete pile 250x250 mm, 4 ϕ 16 Ks60.

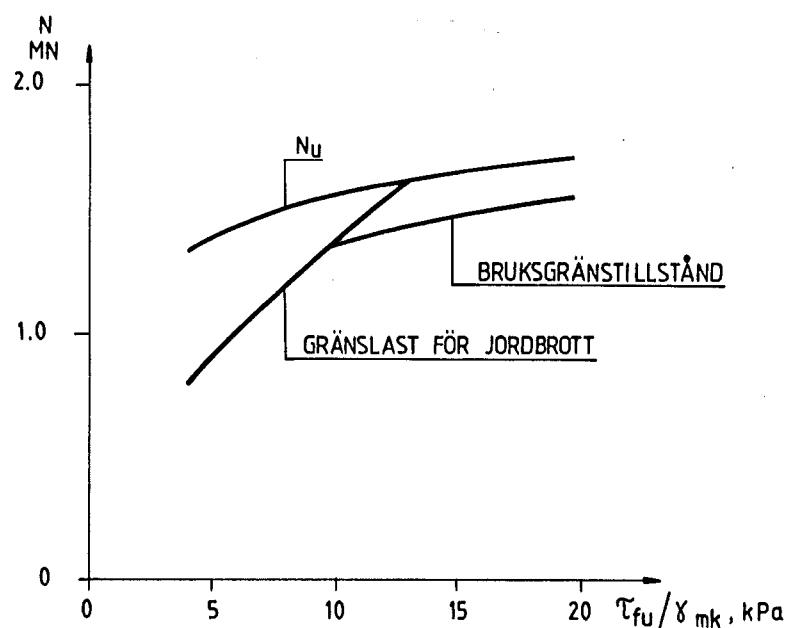


Fig. 15. Dimensionerande bärkförmåga för betongpåle 270x270 mm, armering 8 st ϕ 12 Ks60, betong K55. 30 mm täcksskikt. $\gamma_n = 1.1$. $\phi_e = 1.3$.

Fig. 15. Design bearing capacity. Concrete pile 270x270 mm, 8 ϕ 12 Ks60.

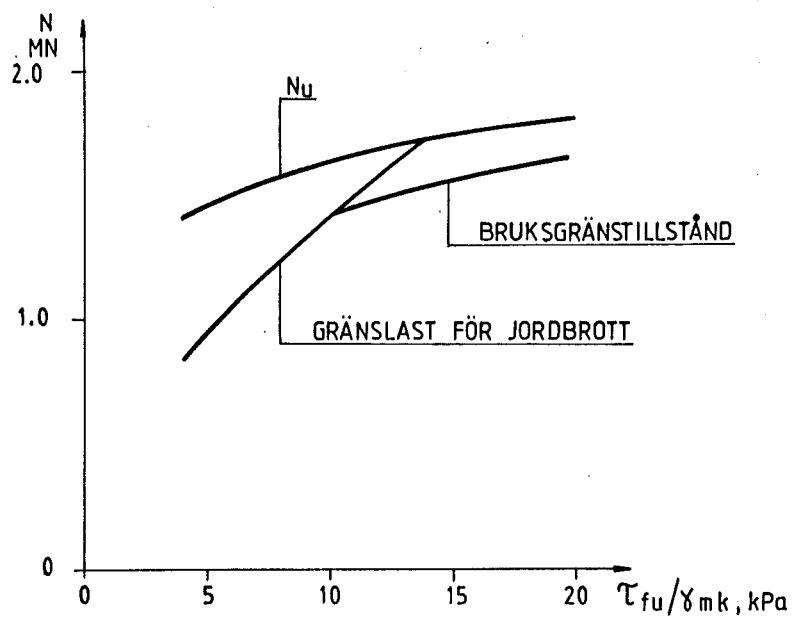


Fig. 16. Dimensionerande bär förmåga för betongpåle 270x270 mm, armering 8 st ϕ 16 Ks60, betong K55. 30 mm täcksskikt. $\gamma_n = 1.1$. $\phi_e = 1.3$.

Fig. 16. Design bearing capacity. Concrete pile 270x270 mm, 8 ϕ 16 Ks60.

7. ARBETSFÖRDELNING MELLAN OLIKA PARTER I PÅLNINGSPROCESSEN.

De parter som deltar i pålningsprocessen skall ta fram och ansvara för olika parametrar och arbetsmoment för att man skall uppnå ett lyckat resultat. Arbetsfördelningen mellan parterna kan ske enligt nedanstående förslag

Påltillverkaren skall ange

Pålmaterial, tvärsnittsdata och rotskydd
Skarvars utförande, toleranser och styvheter
Egenspänningssklass
Slagningsförfarande och stoppslagningskriterier
Förväntad rakhet med hänsyn till drivningsförhållande och skarvtäthet
Lastkapacitet med hänsyn till initialkrokighet och kontrollmetoder

Geoteknikern skall ange

Jordmaterialets egenskaper
Hållfasthetsparametrar för jordmaterialet och partialkoefficienter för dessa
Risk för korrosion
Drivbarhet
Förväntad initialkrokighet med hänsyn till jordförhållanden

Konstruktören skall ange

Påltyp och utnyttjad pållast
Förutsatt jordhållfasthet
Antagen initialkrokighet
Stoppslagningskriterier
Kontrollmetoder och omfattning av kontrollen

Pålningsentreprenören skall

Föra pålningsprotokoll
Utföra kompletterande undersökningar och kontroller enligt ritningar
Utföra erforderliga anpassningar i samarbete med konstruktören.

REFERENSER

Baguelin, F., Frank, R., och Said, Y.H., Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. *Geotechnique*, Vol. 27, No 3, 1977.

Bernander, S. och Svensk, I., 1970. Pålars bärformåga i elastiskt medium under hänsyntagande till initialkrökning och egenspänningar i pålmaterial. IVA:s Pålkommision. Särtryck och preliminära rapporter, Nr 27.

Bestämmelser för betongkonstruktioner, BBK 79. Statens Planverk och AB Svensk Byggtjänst 1979.

Bestämmelser för stålkonstruktioner. BSK. Statens Planverk 1987.

Fredriksson, A., Hultsjö, S. och Stille, H. Systempålar. Rapport 81. IVA:s Pålkommision, 1989.

Nybyggnadsregler, BFS 1988:18. Boverket 1989.

Randolph, M.F och Houlsby, G.T., 1984. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Geotechnique* 34. No 4, 613-623.