



LUND
UNIVERSITY



GRÄVPÅLAR

Dimensionering, utförande och användningsområden

SAM SHILTAGH

Structural
Mechanics

Master's Dissertation

Department of Construction Sciences
Structural Mechanics

ISRN LUTVDG/TVSM--10/5165--SE (1-97)
ISSN 0281-6679

GRÄVPÅLAR

Dimensionering, utförande och användningsområden

Master's Dissertation by
SAM SHILTAGH

Supervisors:

Prof. Per Johan Gustafsson and Prof. Ola Dahlblom,
Div. of Structural Mechanics

MSc. Lars Rehn,
Skanska Teknik

Examiner:

PhD Susanne Heyden
Div. of Structural Mechanics

Copyright © 2010 by Structural Mechanics, LTH, Sweden.
Printed by Wallin & Dalholm Digital AB, Lund, Sweden, August, 2010.

For information, address:
Division of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.
Homepage: <http://www.byggmek.lth.se>

Förord

Denna rapport är en del av ett examensarbete som har utförts på Avdelningen för Byggnadsmekanik vid Lunds Tekniska Högskola i samarbete med Skanska Sverige AB - Skanska Teknik i Malmö.

Jag skulle vilja tacka mina handledare professor Per Johan Gustafsson och professor Ola Dahlblom på Avdelningen för byggnadsmekanik samt Lars Rehn på Skanska Teknik i Malmö.

Jag skulle även vilja tacka Bengt Lundell, Dick Lundell och Christer Lindberg på Skanska Teknik för deras värdefulla hjälp och stöttning genom arbetets gång. Ett stort tack till Ulf Ekdahl på Peab och Ola Mårtensson på Peab Grundläggning som var stor hjälp i detta arbete. Slutligen vill jag tacka Gunnar Holmberg på Skanska Teknik i Göteborg, Henrik Möller på Tyréns och Peter Alheid på Herkules Grundläggning för deras värdefulla kommentarer.

Malmö 2010

Sam Shiltagh

Abstract

Foundations of buildings and structures are laid with various methods, both deep and shallow foundations. Piling is the most common method of deep foundations while spread footings are often used in shallow foundations, especially in buildings with column frame. An alternative is to use a composite pile foundation where piles and spread footings or piles and a base slab are used to carry the loads.

Bored piles are in-situ concrete piles formed by excavating or boring a hole in the ground and filling it with concrete or reinforced concrete. The use of bored piles has so far been limited in Sweden; therefore there are no Swedish standards for the design of bored piles. However, there are Swedish guidelines from 1979 for the design of bored piles founded in frictional soils, published by the Swedish Commission on Pile Research. These guidelines are however not valid for bored piles in clay or boulder clay.

The purpose of this study is to present and evaluate various design methods in order to make an appropriate choice of design methods and to present guidelines to assess when bored piles are appropriate based on technical and economical aspects.

Owing to the method of construction, bored piles can be formed with various sizes, ranging from large piles which are a few meters in diameter with depths that reach one hundred meters to small and short piles. This huge variation in dimensions makes bored piles useful for deep foundations as well as shallow foundations. Bored piles have many advantages compared to driven piles; they are environmentally friendly because they generate low levels of noise and ground vibrations, are able to carry heavy transverse loads as well as vertical loads and they are economically advantageous compared to driven concrete piles at moderate depths. Bored piles, also known as drilled shafts, have many advantages compared to spread footings especially in boulder clay and other dense soils. Bored piles have a much shorter production time, require less labor and are often cheaper to produce. Bored piles and spread footings were compared in two buildings with column frame. One of the buildings is founded in sand and the other in boulder clay. The results show that bored pile foundations are technically feasible and also provide lower production cost for both buildings compared to spread footing foundations.

A bored pile's total resistance consists of base and/or skin resistance. The resistance may be determined by load tests or by ground investigation. Bored piles founded in cohesion soils and boulder clay are often designed by the Total Stress Analysis which is the most reliable method of analysis. Design of bored piles in frictional soils is more complicated and is based on the Effective Stress Analysis or empirical methods.

Bored piles resist transverse loads by mobilization of passive earth pressure around the pile. A bored pile have a large diameter with low risk for buckling, therefore it may be considered as a rigid body when considering the failure mechanisms rotation or translation as the transverse load resistance is designed. The bending moment capacity of a bored pile is usually calculated by assuming that the bored pile rotates

around its base, but it may vary depending on the degree of freedom of rotation at the connection with the structure.

Bored piles bearing capacity is often decided by the size of the displacements. Bored piles settlement may be calculated in the same way as for spread foundations e.g. by the traditional 2:1 method or by using normalized load-displacement curves. Use of the above mentioned methods will result in short-term settlements which are sufficient, if the utilization of the base resistance doesn't exceed two-thirds in the ultimate limit state.

In connection with the introduction of Eurocodes, standards for execution of bored piles have come. Eurocodes don't contain any design methods for determining the geotechnical bearing capacity of bored piles, but they provide guidelines regarding how the bored piles should be constructed, how the geotechnical resistance will be calculated and which partial- and safety factors should be used for soil parameters, material and ground resistance when determining the design value of bored piles load capacity.

Title: *Bored piles – Design, Construction Methods and Fields of Application*

Author: *Sam Shiltagh*

Keywords: *Bored piles, drilled shafts, In-situ concrete piles, Geotechnical Engineering, Foundation, Piling, Boulder Clay, Frictional soils, Cohesive Soils, Eurocodes, Finite element method, FE modeling*

Sammanfattning

Byggnader och byggnadsverk grundläggs med olika grundläggningsmetoder, både djup- och ytlig grundläggning. Grundläggning med pålar är den vanligaste djupgrundläggningsmetoden medan grundsulor används för ytlig grundläggning, speciellt i byggnader med pelarstomme. Ett alternativ är att använda samverkansgrundläggning där pålar och grundsulor eller pålar och bottenplatta utnyttjas för att ta upp lasterna.

Grävpålar är platsgjutna betongpålar som tillverkas genom att gräva eller borra ett hål i marken som sedan fylls med betong eller armerad betong. Användningen av grävpålar har hittills varit begränsad i Sverige och det saknas därför normer för dimensionering av grävpålar. Det finns emellertid svenska anvisningar som gäller för grundläggning av grävpålar i friktionsjord utgivna av Pålkommissionen 1979. Dessa anvisningar bygger på gamla normer och är inte aktuella för grundläggning av grävpålar i lera eller moränlera.

Syftet med denna studie är att presentera och utvärdera olika dimensioneringsmetoder och komma fram dels till några lämpliga val av dimensioneringsmetoder, dels underlag för att kunna bedöma när grävpålar är lämpliga utifrån tekniska och ekonomiska aspekter.

Tack vare tillverknings sättet kan grävpålar utföras med olika dimensioner, allt från stora pålar som är några meter i diameter med djup upp till hundra meter, till små och korta sådana. Den stora variationen i dimensionen gör att grävpålar kan ersätta såväl slagna pålar som grundsulor. Grävpålar har många fördelar jämfört med slagna pålar, och framförallt jämfört med slagna betongpålar. Grävpålar är skonsamma mot omgivningen med låga bullernivåer och markvibrationer, de kan ta upp stora vertikala - och horisontella laster och är ekonomiskt mer lönsamma än slagna betongpålar i måttliga djup. Även vid ytlig grundläggning har grävpålar många fördelar jämfört med grundsulor speciellt i moränlera och andra fasta jordar. Grävpålar har mycket kortare produktionstid, kräver mindre arbetskraft och är i många fall billigare att producera. Grundläggning med grävpålar och grundsulor har jämförts för två hallar med pelarstomme, en grundlagd på sand och en på moränlera. Resultaten visar att grundläggning med grävpålar är tekniskt genomförbart och ger dessutom lägre produktionskostnad jämfört med grundsulor.

En grävpåles vertikala bärförmåga består av spets- och/eller mantelbärförmågan. Bärförmågan kan bestämmas genom provbelastning eller genom beräkning baserad på resultat från geotekniska undersökningar. För grävpålar grundlagda i kohesionsjord och moränlera är dimensionering enligt totalspänningsanalys den enklaste och mest pålitliga metoden. Dimensionering av grävpålar i friktionsjord är mer komplicerad och bygger på effektivspänningsanalys eller empiriska metoder.

Transversella laster tas upp genom att mobilisera passivt jordtryck runt grävpålen. En grävpåle har grov dimension med låg risk för knäckning och kan därför betraktas som en stel kropp, när brottmekanismen rotation eller translation beaktas vid

dimensionering av transversell bärförmåga. Momentkapaciteten beräknas normalt genom att anta att grävpålen roterar runt spetsen, men rotationspunkten kan också variera beroende på grävpålens inspanning i överbyggnaden.

Sättningar är oftast avgörande för grävpålars bärförmåga. Grävpålars sättningar kan beräknas på samma sätt som för grundsulor och andra ytligt grundlagda fundament t.ex. med den traditionella 2:1 metoden eller genom att använda normaliserade lastförskjutningssamband. Det är tillåtet att endast beakta elastiska eller korttids deformationer, vilka de ovan nämnda metoderna ger, om högst två tredjedelar av dimensionerande spetsbärförmågan i brottgränstillstånd utnyttjas.

I samband med införandet av Eurokod har utförandestandard för grävpålar tillkommit. Eurokod innehåller inga dimensioneringsanvisningar för bestämning av grävpålars geotekniska bärförmåga, utan ger ledning för hur konstruktionen bör utformas, hur bärförmågan ska tas fram samt vilka partialkoefficienter och modellfaktorer som bör användas för jordparametrar, material och bärförmåga i samband med bestämning av grävpålars dimensionerande bärförmåga.

Nyckelord: *Grävpålar, Borrplintar, Platsgjutna betongpålar, Pålning, Grundläggning, Geoteknik, Moränlera, Friktionsjord, Kohesionsjord, Eurokod, Finita elementmetoden, FEM- modellering*

Innehållsförteckning

1. Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Metod och genomförande	2
1.4 Avgränsningar	2
2. Allmänt om grävpålar	3
2.1 Utförande	3
2.2 Användning av grävpålar	6
3. Dimensionering av grävpålar	13
3.1 Dimensionering av grävpålens konstruktiva bärförmåga	14
3.2 Dimensionering av grävpålars geotekniska bärförmåga	16
3.2.1 Spetsbärförmåga i friktionsjord	17
3.2.2 Mantelbärförmåga i friktionsjord.....	23
3.2.3 Spetsbärförmåga i kohesionsjord	27
3.2.4 Mantelbärförmåga i kohesionsjord	29
3.2.5 Övriga dimensioneringsmetoder	31
3.2.6 Spets- och mantelbärförmåga i moränlera	32
3.2.7 Dragbärförmåga	33
3.2.8 Transversell bärförmåga	34
3.2.8.1 Sidobelastade grävpålar i friktionsjord.....	36
3.2.8.2 Sidobelastade grävpålar i kohesionsjord och moränlera	38
3.3 Grävpålars sättningar	40
3.3.1 Sättningar i friktionsjord	40
3.3.2 Sättningar i kohesionsjord.....	42
3.3.3 Sättningar i moränlera.....	44
3.4 Dimensionerande bärförmåga	46
3.5 Dimensionering enligt Eurokod	47
3.5.1 Dimensionering i brottgränstillstånd.....	47
3.5.1.1 Dimensionering i brottgränstillstånd (GEO)	48
3.5.1.2 Dimensionering i brottgränstillstånd (STR)	51
3.5.1.3 Dimensionering i brottgränstillstånd (UPL).....	52
3.5.2 Dimensionering i bruksgränstillstånd (STR/GEO)	52
4. Utvärdering av dimensioneringsmetoder	53
4.1 Grävpålar i kohesionsjord	53
4.1.1 Resultat och diskussion.....	53
4.2 Grävpålar i moränlera	54
4.2.1 Resultat och diskussion.....	55

4.3	Grävpålar i friktionsjord	56
4.3.1	Resultat och diskussion.....	57
4.3.1.1	Dragprovbelastningen	57
4.3.1.2	Tryckprovbelastningen.....	57
5.	<i>Finita elementanalys</i>	59
5.1	Finita elementmodellen	59
5.2	Indata.....	61
5.3	Resultat och diskussion	61
6.	<i>Analys av verkliga fall</i>.....	65
6.1	Fall 1. Hallbyggnad – Höganäs.....	65
6.1.1	Laster och dimensioneringsförutsättningar	65
6.1.2	Geotekniska och hydrologiska förhållanden.....	66
6.1.3	Grundläggning med grundsulor	66
6.1.4	Grundläggning med grävpålar	66
6.1.4.1	Grävpålens längd.....	66
6.1.4.2	Brott i jorden	67
6.1.4.3	Dimensionering i brottgränstillstånd (GEO)	67
6.1.4.4	Dimensionering i bruksgränstillstånd.....	70
6.1.5	Kostnadsjämförelse.....	72
6.1.6	Resultat och diskussion.....	73
6.2	Fall 2. Hallbyggnad – Malmö.....	73
6.2.1	Geotekniska och hydrologiska förhållanden	74
6.2.2	Laster och dimensioneringsförutsättningar	74
6.2.3	Dimensionering i brottgränstillstånd.....	75
6.2.3.1	Tryckbärförmåga.....	75
6.2.3.2	Transversell bärförmåga.....	78
6.2.4	Dimensionering i bruksgränstillstånd	80
6.2.5	Dimensionering enligt Eurokod	82
6.2.6	Kostnadsjämförelse.....	83
6.2.7	Resultat och diskussion.....	83
7.	<i>Slutsatser och diskussion</i>.....	85
	<i>Referenser</i>	89

1. Inledning

1.1 Bakgrund

Pålning är en grundläggningsmetod som används för olika typer av byggnationer som hus, vägar, järnvägar och broar. Pålarna överför lasten från ovanliggande konstruktioner förbi svaga jordlager ner till mera bärkraftiga jordlager eller berg. Pålning görs med olika metoder och material beroende på typ av konstruktion, markförhållanden och tillgänglig kunskap och utrustning. Den vanligaste metoden är att man slår ner pålar av betong, trä eller järn i marken med hjälp av en pålkran. Denna konventionella metod är dock inte lämplig i alla förhållanden. Pålarnas diameter måste vara begränsad med hänsyn till att de skall kunna slås ner. Vidare alstrar slagningen av pålar buller och markvibrationer som vid bygge i tätbebyggt område kan vara oacceptabla.

Med grävpålar, eller borrplintar som de också kallas, menas vanligen platsgjutna betongpålar. Grävpålarnas djup och dimension kan anpassas till typ av byggnad och beroende på last och markförhållanden kan grävpålar göras från cirka en meter ända upp till hundra meters djup. Grävpålar har ofta stora dimensioner och används huvudsakligen för stora koncentrerade laster eller där det finns krav på låg ljudnivå och markvibrationer. Denna typ av platsgjutna pålar används även som alternativ till grundsulor vid ytlig grundläggning. I Sverige har användningen av grävpålar varit begränsad men internationellt är grävpålar den dominerande pålgrundläggningstypen.

Den sparsamma användningen av grävpålar i Sverige har bromsat utvecklingen inom detta område och det saknas därför kunnig personal såväl som avancerad utrustning för utförande av grävpålar. Framförallt saknas det, väl beprövade dimensioneringsmetoder som täcker huvuddelen av jordtyperna som finns i Sverige. Detta har lett till att grävpålar är svåra att motivera ekonomiskt och trots att de i många situationer har betydande tekniska och ekonomiska fördelar är produktionen av grävpålar i Sverige ännu bara en liten bråkdel av produktionen av slagna pålar (Berggren 1992).

Den i Sveriges bristande kunskapen om alternativa grundläggningsmetoder gör att slagna betongpålar, grundsulor och andra fundament fortfarande används framför grävpålar. Behovet av att använda grävpålar ökar och på senare år har framförallt tyska entreprenörer varit verksamma i Sverige och utfört grävpålar i några projekt. Speciellt kan nämnas kortare grävpålar som används för ytlig grundläggning. De kan vara ekonomiskt mycket fördelaktiga jämfört med platsgjutna grundsulor, som till skillnad från grävpålar kräver stor arbetskraft och mycket tid för schaktning, formarbete, armering m.m. Det är därför angeläget med att ta fram underlag för dimensionering, utförande och användning av grävpålar utifrån tekniska, geotekniska och ekonomiska förutsättningar som råder i Sverige. Utöver det och i samband med införandet av Eurokod är det aktuellt att få överblick över hur dimensionering och utförande av grävpålar kan tillämpas enligt den europeiska normen.

1.2 Syfte

Syftet med denna studie är att presentera och utvärdera olika dimensioneringsmetoder och komma fram dels till något lämpligt val av anvisningar för dimensionering, dels underlag för att kunna bedöma när grävpålar är lämpliga utifrån tekniska och ekonomiska aspekter.

1.3 Metod och genomförande

- Material och information om grävpålar samlas genom litteraturstudie och intervjuer med folk i branschen.
- Lämpliga dimensioneringsanvisningar för olika jordar väljs. Jämförelse görs med FEM-beräkningar och provbelastningsresultat.
- En jämförelse mellan grundsulor och grävpålar görs för två byggnader för att verifiera grävpålar lämplighet både tekniskt och ekonomiskt.

1.4 Avgränsningar

I denna studie behandlas främst dimensionering av grävpålar geotekniska bärförmåga i friktionsjordar, kohesionsjordar och moränlera. Fokus kommer att ligga på dimensionering av grävpålar med hjälp av grundundersökningar framför dimensionering genom provbelastningar. Grävpålar som alternativ till grundsulor kommer att behandlas mer utförligt i detta arbete.

Utförande och kontroll av grävpålar vid installation, samt dimensionering av grävpålar strukturella bärförmåga, beskrivs kortfattad.

2. Allmänt om grävpålar

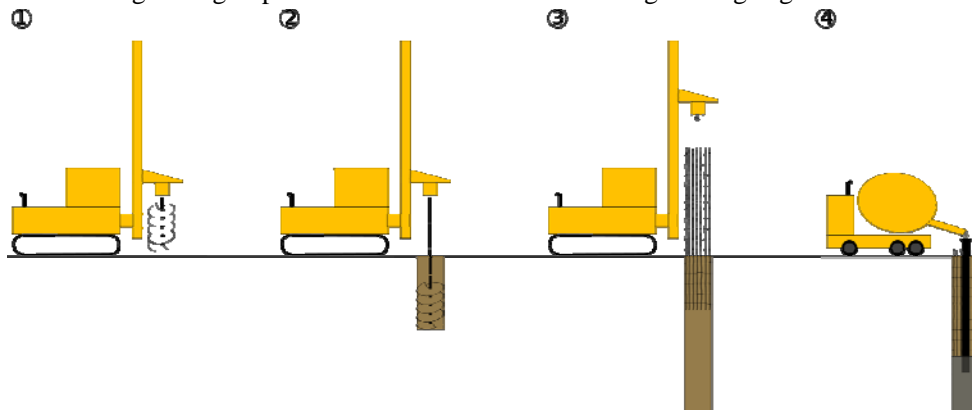
Definitionen av en grävpåle enligt Europeiska standaren *SS-EN 1536 Utförande av geokonstruktioner – Grävpålar* är ”En påle formad med eller utan foderrör genom att gräva eller borra ett hål i marken som fylls med betong eller armerad betong”. I Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* (Pålkommisionen 1979) definieras en grävpåle som en ”Icke jordundanträngande, i jorden gjuten påle”.

Den vanligaste benämningen i Sverige är grävpålar, men även borrplintar används speciellt när man syftar på korta grävpålar med diameter som normalt inte överstiger 1.8 m och som utnyttjas för bl.a. ytlig grundläggning som alternativ till grundsulor. I engelskspråkiga länder benämns både grävpålar och borrplintar för *bored piles* eller *drilled shafts*. Andra benämningar som *in-situ cast concrete piles* och *drilled piers* förekommer också. På franska heter grävpålar *pieux forés* och på tyska heter de *bohrpfähle*. I fortsättningen av det här arbetet kommer alla typer av platsgjutna betongpålar, både grävda och borrade sådana, att kallas för grävpålar. Grävpålar är den officiella benämningen enligt den svenska versionen av Eurokod.

2.1 Utförande

Grävpålar kan utföras med olika dimensioner och kan anläggas på olika djup. Möjliga dimensioner och maximalt djup beror främst på vilken utrustning och kompetens entreprenören har. En del grundläggningsentreprenörer utomlands kan utföra grävpålar med 6 meters diameter och djup på över 100 meter. Svårighetsgraden vid installation av grävpålar varierar naturligtvis mycket beroende på markförhållanden. Den enklaste utförande formen är att borra eller gräva ett hål i marken som sedan fylls med betong, utan att behöva stabilisera borrhålet. Där grundvatten förekommer och i friktionsjordar är stabilisering av borrhålet nödvändig, för att förhindra att det grävda eller borrade hålet rasar igen innan betonggjutningen är utförd (Möller 2009). Stabilisering görs genom borring i foderrör eller genom att använda stabiliserande borrvätska t.ex. bentonit slurry eller vatten. Stabilisering av korta grävpålar görs oftast genom att använda foderrör.

Tillverkningen av grävpålar sammanfattas nedan med stegen enligt figur 2.1:



Figur 2.1 De olika stegen vid tillverkningen av grävpålar (Wikipedia 2010)

1) Schaktning: Grävpålens schakt (borrhål) grävs eller borrar fram. Olika borrhings metoder och grävverktyg används. I Sverige installeras grävpålar normalt med skopa eller jordskruv (auger) *se figur 2.2* vilket går utmärkt i nästan alla jordar förutom för hårda sådana. I resten av Europa används normalt stora maskiner där både en skruv och foderrör borrar ned i jorden. Sådana maskiner kan enkelt borra ned i sedimentära bergarter (Möller 2009).



Figur 2.2 Borrhning av grävpålar med jordskruv (ByggAi 2010)

2) Stabilisering av borrhålet: I fall jorden är löst packad eller vid grundläggning under grundvattenytan är det risk att borrhålet rasar igen. Borrhålet stabiliseras därför genom att pressa, vrida eller slå ner ett foderrör (ståltub) ner till avsett djup och sedan schaktas jordmassorna ur foderröret *se figur 2.3*. I stora djup är det mer vanligt att borrhålet stabiliseras med borrvätska för att förhindra bottenuppträckning. Efter avklarad schaktning rensas borrhålets botten och förberedelser görs för armering och betonggjutning.

3) Placering av armering: Efter avklarad schaktning och rensning av borrhålet sänks en armeringskorg ner i schaktet. Grävpålar kan vara oarmerade också.

4) Betonggjutning: Borrhålet fylls med betong och i fall borrhålet är stabiliserad med foderrör dras röret upp successivt samtidigt som det grävda eller borrhålet fylls med betong. Under gjutningen är det viktigt att förhindra jordmaterial från att hamnar i borrhålet och blandas med betongen (Liu & Evett 2005). Efter betonggjutningen bearbetas grävpålens övre yta. Bearbetningen kan innefatta utplaning och

förberedelse för montering av ovanliggande stomme genom att gjuta in förtagningsjärn eller andra förankringsanordningar i grävålen *se figur 2.4*.



Figur 2.3 Tillverkning av grävålar där borrhålet stabiliseras med foderrör. Lägg märke till storleken på bormaskinen som kan nå upp till ca tio meters djup. (Peab Grundläggning 2010)



Figur 2.4 Färdig grävåle med förtagningsjärn för montering av stommen (ByggAi 2010)

Inspektion av grävpålens schakt och speciellt schaktbotten görs för att kontrollera att den är ren och fri från defekter. Fel vid tillverkning av grävpålar kan förekomma vilket resulterar i defekta grävpålar i form av hålrum mellan jorden och grävpålens mantelyta, korta grävpålar som inte når till avsett djup och andra defekter som reducerar grävpålarnas bärförmåga. Felaktigheter i utförandet ger oönskade konsekvenser även om det bara handlar om några enstaka grävpålar. Defekter i ett antal grävpålar kan reducera pålgruppens bärförmåga och styvhet avsevärt. Lägre styvhet hos defekta grävpålar gör att de och felfria grävpålar i gruppen sätter sig olika vilket dels orsakar sned lastfördelning och dels leder det till att hela pålgruppen lutar. Snedfördelningen av lasten och pålgruppens lutning kan dessutom ge upphov till böjmoment som inte är medräknat vid dimensioneringen (Zhang & Wong 2007). Det är nästan omöjligt att kontrollera eller reparera grävpålar efter det att den ovanliggande konstruktionen är utförd. Därför är det viktigt med en noggrann utförandekontroll (Olsson & Holm 1993). För specifika anvisningar om utförande och kontroll samt detaljutformning av grävpålar, hänvisas till europeiska standarden *SS-EN 1536 Utförande av geokonstruktioner - Grävpålar*.

2.2 Användning av grävpålar

I Sverige är grävpålar en dyr lösning jämfört med slagna betongpålar och kommer till användning där det förekommer stora laster som slagna pålar inte klarar av eller när det pga. lasten skulle behövas så många slagna pålar, att de tar alldeles för stor plats. Grävpålar är dessutom användbara i omgivningar som av någon anledning inte tål att man slår ner pålar. Slagna pålar stör omgivande byggnader på det viset att jorden kan hävas, vilket kan orsaka skador i omgivande byggnader och befintlig grundläggning. Grävpålar däremot alstrar i princip inga vibrationer och sidorörelser i jorden. Därför kan de placeras nära varandra och intill befintliga byggnader. Det kan också finnas hinder i marken som inte går att penetrera med slagna pålar som gör att borrhåll eller grävda alternativ blir lönsamma. Enligt Holmberg (2010) är det först när slagna betongpålar av någon anledning inte kan användas som andra pålningsalternativ, där ibland grävpålar, blir aktuella i Sverige. Grävpålars höga kostnad i Sverige beror bl.a. på dimensioneringsanvisningarna med alldeles för stora säkerhetsfaktorer, få aktörer på marknaden som utför grävpålar vilket minskar konkurrensen samt bristen på kunnig och erfaren arbetskraft inom detta område. Vid val av grundläggningsmetod skall hänsyn tas till totalkostnaden. Förutom direkta kostnader, ska de indirekta kostnaderna som kan uppkomma under grundläggningsarbetet såsom skador i omgivande byggnader, störning av omgivningen och oförutsedda markförhållanden också beaktas, vilket kan vara till grävpålarnas fördel (Olsson & Holm 1993).

Det finns dock situationer där grävpålar är ekonomiskt mer lönsamma än slagna betongpålar. Om jorden som det skall byggas på består av 4-5 meter ej bärkraftig jord ovanpå bra jordmaterial blir en utgrävning av det dåliga jordmaterialet för dyr (Möller 2009). Samtidigt är grävpålar allmänt mer ekonomiska jämfört med slagna pålar när det handlar om måttliga djup som inte överstiger 8-10 m. Det är nämligen så att utrustningen som används för slagning av pålar är mycket tyngre än den som används för borrhåll/grävning i sådana djup *se figur 2.3* (Krabbenhoft et al. 2008). Den lätta utrustningen gör att transport- och etableringskostnaderna blir lägre. Grävpålar i måttliga djup är inte dyra att tillverka och kan ta så stora laster att en grävpåle kan

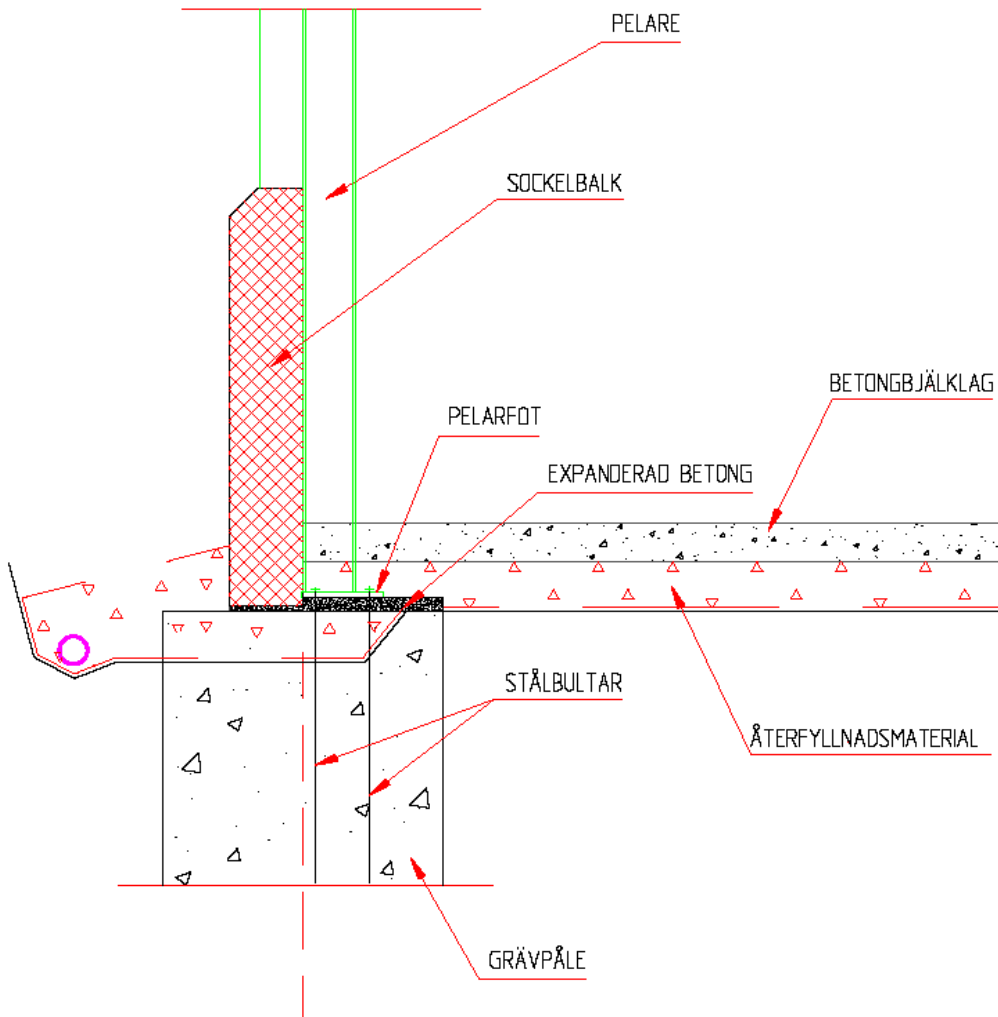
ersätta flera slagna betongpålar. Det gör grävpålar till en mycket användbar och lönsam grundläggningsmetod när avståndet till berggrunden eller fasta jordlager inte är så stort, speciellt om stora laster förekommer t.ex. vid grundläggning av höghus och andra stora byggnadsverk.

Grävpålar har flera användningsområden. Genom att installera grävpålar tätt intill varandra, kan de användas som stödmurar s.k. sekantpålar. Ett annat tänkbart användningsområde för grävpålar är ”energy piles”. Genom att utnyttja grävpålar stora grundläggningsdjup och dimension kan de användas för att överföra värme från jorden till ovanliggande konstruktioner t.ex. via koppartrådar som gjuts in i grävpålarna.

Grundläggning med grundsulor är en vanlig grundläggningsmetod som används för såväl flervåningshus som enkla industribyggnader, i jordar som inte medger direkt grundläggning på kantföstyvad platta. Denna typ av fundament kräver schaktning av en stor yta som är större än själva grundsulan för att ge plats för gjutformen samt stort arbete för att forma, armera, utföra betonggjutningen, riva formen och återfylla schaktet. Att grundlägga med grundsulor kräver därför mycket tid och kunnig personal vilket undviks genom att använda grävpålar. En grävpåle kan ha samma funktion som en grundsula med möjlighet att montera både väggar och pelare på grävpålen *se figur 2.5*. Pelarfoten monteras ofta på expanderad betong som dimensioneras för att kunna ta upp tryckkrafter medan ståldubbarna eller skruvarna som fäster pelaren i grävpålen dimensioneras för att kunna ta upp dragkrafter som uppstår på grund av vindlast och/eller eventuell böjmoment. Grävpålar som används för ytlig grundläggning som alternativ till grundsulor, utförs ofta med en diameter på 400-1800 mm och ett minsta djup som är lika stort som det tjälfria djupet (Mårtensson 2009).

Grundläggning med grävpålar vid utförande av industribyggnader och andra hallbyggnader är väldigt effektivt. Grävpålar passar utmärkt för grundläggning av pelarstommar, eftersom bultar för infästning av pelare kan gjas in i grävpålen vilket underlättar monteringsarbetet avsevärt. För en normalstor hallbyggnad tar det ca 2-3 dagar att installera grävpålar och när betongen har uppnått 75 % av sin hållfasthet, vilket inträffar normalt efter cirka 5 dagar, kan pelare och resten av överbyggnaden monteras (Mårtensson 2009).

Det som gör grävpålar fördelaktiga och konkurrenskraftiga jämfört med grundsulor och andra typer av fundament är enkelheten vid installation. Grävpålar är därför ekonomiskt lönsamma i jordar där installationen kan utföras utan stora hinder och där stabilisering av borrhålet inte behövs eller åtminstone inte kräver stort arbete. Det är dessutom ytterst viktigt att borrhålet kan utföras med den torra metoden d.v.s. utan att behöva stabilisera borrhålet med bentonit slurry eller någon annan form av borrhåtska. Det är också ekonomiskt att använda grävpålar i förhållande till grundsulor när grundläggning på marknivå inte kan göras utan att gräva ur de dåliga massorna och ersätta med bättre massor av sättningsskäl/deformationsskäl. Kostnaden för denna operation är högre än kostnaden för grävpålar, dock kan gränsen vara olika från fall till fall (Holmberg 2010).



Figur 2.5 Exempel på hur en grund med grävpålar kan se ut

Förekomst av grundvatten kan pga. tekniska och ekonomiska skäl, begränsa användningen av grävpålar och även begränsa grävpålarnas grundläggningsdjup. Borring under grundvattenytan blir dyr att utföra eftersom det krävs stabilisering av det borrarade hålet, annorlunda borrhingsmetoder och speciell avancerad utrustning som är svår att få tag på i Sverige (Ekdahl 2009).

Lera, speciellt hållfast lera är gynnsam för grundläggning med grävpålar eftersom behovet av stabilisering i samband med borringen/grävningen av grävpålens schakt är litet. Utöver det påverkar eventuellt förekomst av grundvatten inte utförandet anmärkningsvärt, så länge man inte penetrerar underliggande vattenförande lager av sand (Mårtensson 2009). Detta beror på att lera har väldigt låg permeabilitet och eftersom schaktet inte står öppet under lång tid, hinner vattnet inte att strömma in före betonggjutningen.

Liksom styv lera är moränlera optimal vid grundläggning med grävbjälkar. Moränlera och styva överkonsoliderade leror har dessutom hög bärförmåga, vilket ökar grävbjälkarnas lönsamhet och gör de ännu mer ekonomiskt motiverade. Detta är anledningen till att en stor del av industribyggnaderna i sydvästra Skåne, där moränlera dominerar, är grundlagda på denna typ av fundament.

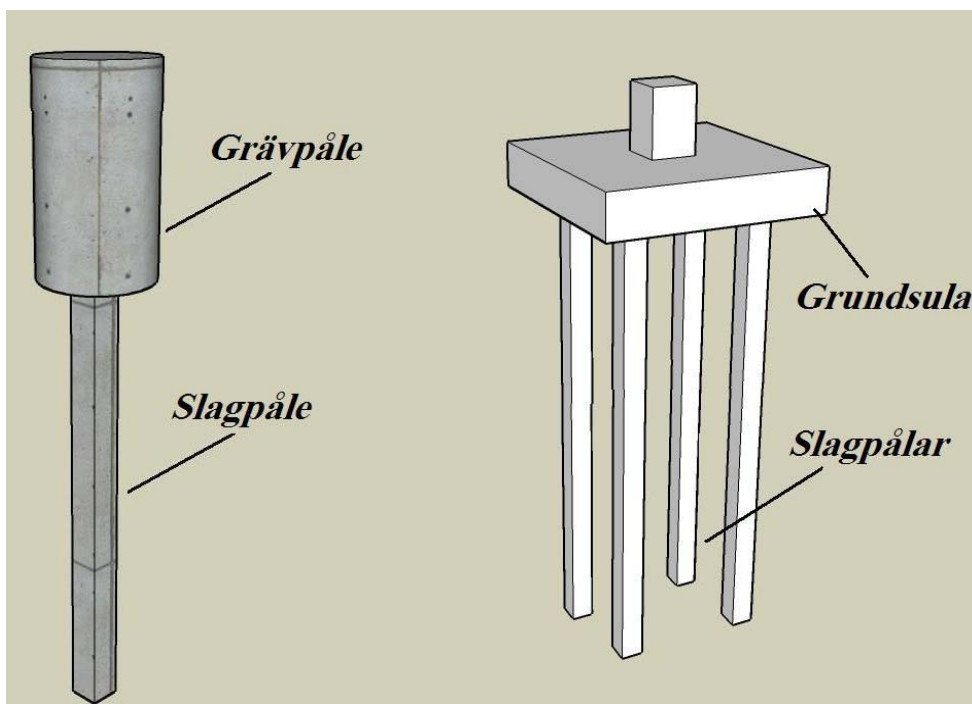
Sandjordar, speciellt lösa sådana, kräver stabilisering och är vattenförande. Därför blir det dyrare att utföra grävbjälkar i sand.

Slutsatsen är att det som i hög grad påverkar valet av grundläggningsmetod är förekomst av grundvatten och grundvattennivån, förekomst av vattenförande jordlager samt jordens packningsgrad. Man kan enkelt säga att *ju lösare jorden är desto dyrare blir det att grundlägga med grävbjälkar* (Alheid 2009). En annan aspekt som påverkar valet av grundläggningsmetod är att grävbjälkar utförs nästan uteslutande av en underentreprenör, medan grundsulor görs oftast av entreprenören själv. Grundläggning med grundsulor innebär därför att pengar stannar inom företaget, samtidigt som man slipper att anlita en underentreprenör med allt vad det innebär av administrativt arbete o dyl.

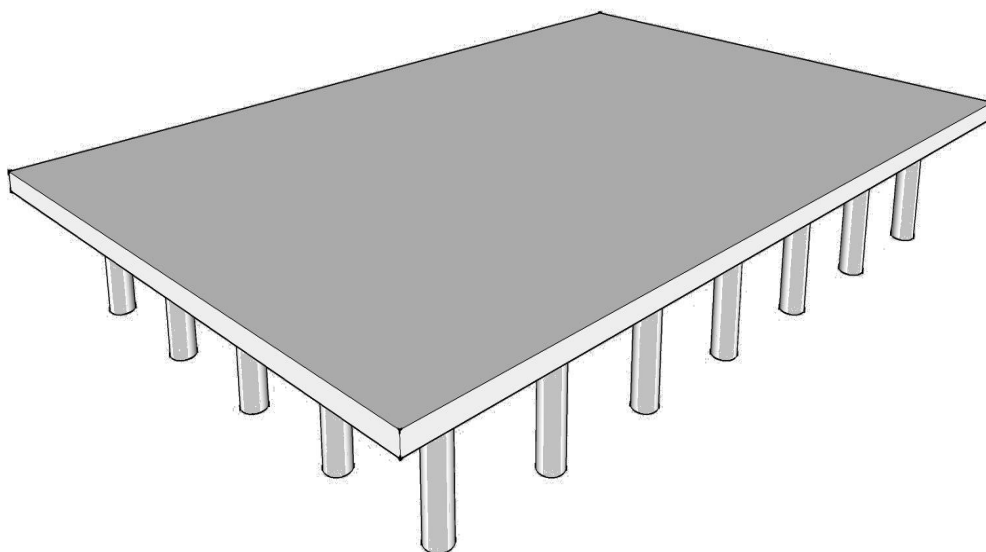
För att minska grundläggningsdjupet och undvika att borra/gräva ända ner till berggrunden eller hårda jordlager, kan dynamisk förbelastning av lösa friktionsjordar göras genom att mekaniskt packa grävbjälkens schaktbotten. Dynamisk förbelastning ökar tillåten last samt jordens styvhet och ger bättre uppskattning av jordens egenskaper. Metoden fungerar dock inte i lera. För detaljerad information om dynamisk förbelastning hänvisas till Pålkommisionens rapport 77 *Grävbjälkar i friktionsjord* (Berggren & Bengtsson 1985).

Sänkning av grundvattenytan kan också vara aktuell för att underlätta arbetet med tillverkningen av grävbjälkar. Avvägning måste göras både ur ekonomiska och tekniska aspekter när beslut om grundvattensänkning tas. Om grävbjälkar beroende på dåliga markegenskaper måste grundläggas på större djup och där sänkning av grundvattenytan eller borrning under grundvattnet innebär en fördyrning kan en kombination av grävbjälke – slaggbjälke användas, s.k. enbjälke grund *se figur 2.6 a*. Grävbjälken grundläggs då på ett lämpligt djup som är enkelt utförande mässigt och som är ekonomiskt gynnsamt. Denna grundläggningsmetod kan ersätta samverkansgrundläggning mellan grundsula och slagna betongbjälkar. Normalt används fyra slagna bjälkar under varje grundsula där de tar upp drag- och tryckkrafter parvis *se figur 2.6 b*. Genom att ersätta grundsulan med en grävbjälke reduceras antalet slagna betongbjälkar till en bjälke under varje grävbjälke, tack vare grävbjälkarnas förmåga att ta upp horisontella krafter (Ekdahl 2009).

På samma sätt kan samverkansgrundläggning mellan en platta på mark och slagna bjälkar ersättas med en platta på mark som samverkar med grävbjälkar *se figur 2.7*. Fördelen med denna typ av grundläggning är att en grävbjälke kan ersätta flera slagna betongbjälkar och eftersom grävbjälkar har större bärförmåga behöver de heller inte grundläggas lika djupt som motsvarande slagna betongbjälkar. Detta kan reducera kostnaderna avsevärt om markförhållandena tillåter enkel installation av grävbjälkar.



Figur 2.6 a) Enpåle grund b) Samverkansgrundläggning: Grundsula – Slagna betongpålar



Figur 2.7 Samverkansgrundläggning: Grundplatta - Grävpålar

Grävpålar har liksom andra typer av geokonstruktioner sina för- och nackdelar. I tabell 2.1 sammanfattas fördelarna och nackdelarna med att använda grävpålar.

Tabell 2.1 För- och nackdelar med grävpålar (Indopora 2009, Das 2007, Olsson & Holm 1993)

Fördelar	Nackdelar
<ul style="list-style-type: none">➤ Ekonomisk lösning när stora laster förekommer.➤ En grävpåle kan användas istället för en grupp av slagna pålar.➤ Grävpålar är skonsamma mot omgivningen. Man slipper slagning och medföljande buller och markvibrationer samt massundanträngande av angränsande jord.➤ Grävpålar har stor horisontell bärförmåga och är knäckstyva.➤ Stor variation i möjliga dimensioner vilket gör att de kan dimensioneras med hänsyn till byggnadens funktion. Grävpålar kan ersätta pålar såväl som grundsulor.➤ Grävpålar går att installera i berggrunden. Speciellt enkelt i sedimentära bergarter.➤ Installering av grävpålar i fastlagrad sand och grus är lättare än slagning av pålar.➤ Installering av grävpålar kräver ganska lätta och enkla borr/grävverktyg i måttliga djup.➤ Pålslagning i lera häver jorden vilket kan leda till att befintliga pålar och andra fundament flyttas i sidled. Detta undviks genom att använda grävpålar.➤ Grävpålens schakt kan inspekteras visuellt.	<ul style="list-style-type: none">➤ Relativt dyra i hårda jordlager, blockrika jordar och vid släntberg under vatten.➤ Känslig för flytjord.➤ Hög etableringskostnad för stora grävpålar som grundläggs i stora djup.➤ Tar stor yta i anspråk vid installation.➤ I princip endast vertikala grävpålar kan utföras.➤ Behöver ständig kontroll under utförandet, dock inte lika mycket vid installering av korta grävpålar.

3. Dimensionering av grävpålar

I samband med dimensionering av grävpålar bör brott i tre avseenden beaktas: brott i jorden, brott i grävpålens konstruktion samt sättningbrott. Brott i jorden kan inträffa längs mantelytan eller vid spetsen. Sättningsbrott inträffar när sättningarna blir oacceptabelt stora. Eftersom jorden kan fortsätta att deformeras med ökad trycklast utan att uppvisa något brottbeteende är det svårt att definiera brott genom last – förskjutningssamband. Därför definieras brott i jorden som en sättning motsvarande 10% av grävpålens diameter D (SS-EN-19971-1).

Beteckningar

A_b pålens spetsarea (m^2)

A_{si} pålens mantelarea i skikt i (m^2)

D pålens diameter (m)

E lasteffekt på konstruktion eller geokonstruktion

F last på konstruktion eller geokonstruktion (kN)

F_c axiell trycklast på en påle eller en pålgrupp (kN)

F_t axiell draglast på en påle eller en pålgrupp (kN)

F_{tr} transversallast på en påle eller en pålgrundläggning (kN)

L pålens längd (m)

L_i pålens längd i bärande jordlager i (m)

q_b pålens spetsbärförmåga per ytenhet (spets tryckmotstånd) (kPa)

q_{si} pålens mantelbärförmåga per ytenhet i skikt i (mantelfriktion) (kPa)

q_{tr} pålens transversella bärförmåga per ytenhet (kPa)

R geoteknisk bärförmåga (kN)

$R_b = q_b A_b$ pålens spetsbärförmåga (kN)

$R_c = R_b + R_s$ pålens tryckbärförmåga (kN)

$R_s = \sum_i q_{si} A_{si}$ pålens mantelbärförmåga (kN)

$R_t = R_s$ pålens dragbärförmåga (kN)

R_{tr} pålens bärförmåga vid transversalbelastning (kN)

X värde på geoteknisk parameter

Index k anger karakteristisk värde av geoteknisk parameter, last eller bärförmåga

Index d anger dimensionerande värde av geoteknisk parameter, last eller bärförmåga

3.1 Dimensionering av grävpårens konstruktiva bärförmåga

Med konstruktiv eller strukturell bärförmåga menas grävpårens förmåga att överföra laster från konstruktionen till omgivande jord eller berg, utan att gå till brott eller deformeras på ett sätt som hämmar dess lastöverförande förmåga (Olsson & Holm1993).

En grävpåle dimensioneras som en armerad eller oarmerad betongpelare gjuten i torrhet enligt rådande normer/anvisningar för betongkonstruktioner. Grävpårens knäckning bestäms dock inte bara med hänsyn till inspänningsförhållandena, utan även för den omgivande jordens stödjande inverkan. Enligt Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* föreligger det i allmänhet ingen risk för knäckning för en grävpåle helt omgiven av friktionsjord. I Eurokod 7 är det angivet att för pålar omgivna av jord vars karakteristiska odränerade skjuvhållfasthet c_u överstiger 10 kPa, krävs normalt ingen kontroll av knäckning. Vid nationell tillämpning har kravet höjts till 25 kPa (SS-EN 1997-1).

I Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* delas grävpålar i tre klasser A, B och C. Höga krav ställs på typ A gällande utförande, dimensionering m.m. medan minst krav ställs på typ C. I grävpålar av typ B och C får endast 85% respektive 70% av betongens - och armeringens bärförmåga utnyttjas. Betongen som används för gjutning av grävpålar ska kunna flyta igenom armeringen och ett sättmått på 150 – 200 mm anses vara tillfredställande. Maximala stenstorleken i betongen är normalt 32 mm och bör ej överstiga 16 mm vid tät armering. Det är önskvärt att armera grävpålar, åtminstone med minimiarmering som är 0.4% av grävpårens tvärsnittsarea A_c . Avståndet mellan längsgående armeringsstänger bör maximeras för att underlätta betongflödet vid gjutning, men bör ej överstiga 400 mm och inte understiga 50 mm. Minsta täcksikt vid gjutning mot jord är 80 mm (Pålkommisionen 1979).

Europeiska standarden SS-EN 1536 *Utförande av geokonstruktioner – Grävpålar* som är en utförande standard, innehåller anvisningar om utformningen och utförandet av grävpålar, specifika krav och rekommendationer på lämpliga material och produkter som får användas samt allmänna dimensioneringsanvisningar. Standarden gäller för grävpålar med diameter $0.3 \leq D \leq 3.0$ m. Utdrag ur kraven på material och utformning av grävpålar enligt SS-EN 1536 redovisas i tabell 3.1.

Tabell 3.1 Utdrag ur specifikationer för grävpålar enligt SS-EN 1536

Cement	<p>Portland cement (CEM I), Portland slaggcement (CEM II/A-S och II/B-S), Portland silikastoftcement (CEM II/A-D), Portland flygaskacement (CEM II/A-V och II/B-V), Portland kalkstencement (CEM II/A-LL), Slaggcement (CEM III/A, III/B och III/C) m.fl.</p> <p>Kalciumaluminat cement bör ej användas</p>
---------------	---

Ballast	Max storlek ≤ 32 mm $\leq \frac{1}{4}$ av fria avståndet mellan längsgående armering			
Betong	Hållfasthetsklass C20/25 – C45/55 används normalt för grävpålar. Vattencementtalet $V_{ct} \leq 0.6$ Cement innehåll ≥ 325 kg/m ³ vid torra förhållanden ≥ 375 kg/m ³ under vatten Finjord innehåll ($d < 0.125$ mm) ≥ 400 kg/m ³ vid ballast $d > 8$ mm ≥ 450 kg/m ³ vid ballast $d \leq 8$ mm Sättnått $H = 150 \pm 30$ vid gjutning i torra förhållanden Sättnått $H = 180 \pm 30$ vid pumpning eller gjutning med gjutrör under vatten.			
Armering	Grävpålar kan utföras utan armering om de endast utsätts för tryckspänningar. Toppen på oarmerade grävpålar ska armeras för att ta hänsyn till olyckslaster. <i>För armerade grävpålar gäller följande krav på minimiarmering:</i>			
	Grävpålens tvärsnitt A_C	$A_C \leq 0.5$ m ²	0.5 m ² < $A_C \leq 1.0$ m ²	$A_C > 1.0$ m ²
	Minsta längs armeringsarea A_S	$A_S \geq 0.5\%$ A_C	$A_S \geq 0.0025$ m ²	$A_S \geq 0.25\%$ A_C
	För armerade grävpålar ska minsta längsgående armeringsmängden vara $4 \phi 12$ Fritt avstånd mellan längsgående armeringsstänger $100 \leq c/c \leq 400$ mm Fria avståndet kan reduceras till 80 mm om ballastens storlek $d \leq 20$ mm .			
Täckskikt	Täckskikt ≥ 40 mm för grävpålar med foderrör ≥ 50 mm för grävpålar utan foderrör med diameter $D \leq 0.6$ m ≥ 60 mm för grävpålar utan foderrör med diameter $D > 0.6$ m			

I övrigt dimensioneras grävpålar enligt gällande normer för betongkonstruktioner enligt SS-EN 1992 och i vissa fall även för samverkanskonstruktioner i stål och betong enligt SS-EN 1994.

Armerade grävpålar bör enligt SS-EN 1992 innehålla minst längsarmerings arean A_S i förhållande till grävpålens tvärsnittsarea A_C enligt tabell 3.1. Längsgående armeringens diameter bör vara $\phi \geq 16$ mm och en grävpåle bör ha minst 6 armerings stänger. Fria avstånd mellan armeringsstänger bör inte överstiga 200 mm.

Pålar med diameter $D \geq 600$ mm för vilka dimensionerande värdet för normalkraften (drag- eller tryckkraft) N_{ED} uppfyller villkoret $N_{ED}/A_C \leq 0.3f_{ck}$, kan göras oarmerade eller lätt armerade (med mindre armering än minimiarmeringen). För oarmerade eller lätt armerade grävpålar gäller Eurokods anvisningar för Bärverk av oarmerad och lätt armerad betong (SS-EN 1992).

Enligt SS-EN 1992 ska hänsyn tas till osäkerheter med avseende på tvärsnittsarea och gjutningsförfarande vid dimensionering av grävpålar. För grävpålar utan permanent foderrör bör diametern D som införs i dimensioneringsberäkningen väljas, beroende på den nominella diameters D_{nom} storlek, enligt följande:

$$\text{För } D_{nom} < 400 \text{ mm} \quad D = D_{nom} - 20 \text{ mm}$$

$$\text{För } 400 \text{ mm} \leq D_{nom} \leq 1000 \text{ mm} \quad D = 0.95D_{nom}$$

$$\text{För } D_{nom} > 1000 \text{ mm} \quad D = D_{nom} - 50 \text{ mm}$$

Partialkoefficienter för bestämning av materials dimensionerande värde i brottgränstillstånd är $\gamma_C = 1.5$ för betong¹ och $\gamma_S = 1.15$ för armering (SS-EN 1992). Partialkoefficienter för jordparametrar bestäms enligt SS-EN 1997-1 *se avsnitt 3.5.1.2 och tabell 3.20*.

3.2 Dimensionering av grävpålar geotekniska bärförmåga

Med geoteknisk bärförmåga menas jordens eller bergets förmåga att ta upp laster genom geokonstruktionen, utan att brott eller skadliga deformationer och rörelser inträffar i jorden eller berget (Olsson & Holm 1993).

Vid beräkning av grävpålar axiella bärförmåga, är det viktigt att ta hänsyn till att spets- och mantelbärförmågan mobiliseras olika snabbt beroende på grävpålens förskjutning. Mantelbärförmågan mobiliseras vid relativt små sättningar och bär då största delen av lasten. Full mantelbärförmåga antas uppstå efter 5 millimeters förskjutning (Pålkommissionen 1979). Med ökande förskjutning mobiliseras spetsbärförmågan mer och mer samtidigt som andelen last som tas upp av manteln minskar och efter en viss sättning tas större delen av lasten genom spetsen (Craig 2004, Ekdahl 2009). Därför är det viktigt att ta hänsyn till sättningens storlek då både spets- och mantelbärförmågan tillgodoräknas.

Vid beräkning av mantelbärförmåga ska hänsyn tas till eventuell negativ mantelfriktion som uppkommer på grund av sättningar i jorden som omger grävpålen.

¹ Partialkoefficient för betong γ_C bör multipliceras med en faktor $\kappa_f = 1.1$ vid beräkning av dimensioneringsvärdet för bärförmåga hos grävpålar utan permanent foderrör (SS-EN 1992).

Pålars geotekniska bärförmåga kan verifieras genom (SS-EN 1997-1):

- Beräkning med analytiska, empiriska eller numeriska beräkningsmetoder på basis av geotekniska undersökningar.
- Statisk- eller dynamisk provbelastning och modellförsök
- Härdvunna åtgärder
- Observationsmetod

Bärförmågan som anges är normalt nettobärförmågan, vilket innebär att grävpålens egentyngd inte betraktas som en last på jorden (O'Neill & Reese 1999). Enligt *Bro 2004* och Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* (Pålkommisionen 1979) är det pålgruppens bärförmåga som skall verifieras om centrumavståndet mellan grävpålarna är mindre än 6 ggr. grävpålens diameter D .

3.2.1 Spetsbärförmåga i friktionsjord

$$q_b = N_q \sigma'_v \quad (\text{kPa}) \quad (3.1)$$

N_q bärförmåga faktor. Anges ofta som funktion av inre friktionsvinkeln ϕ'

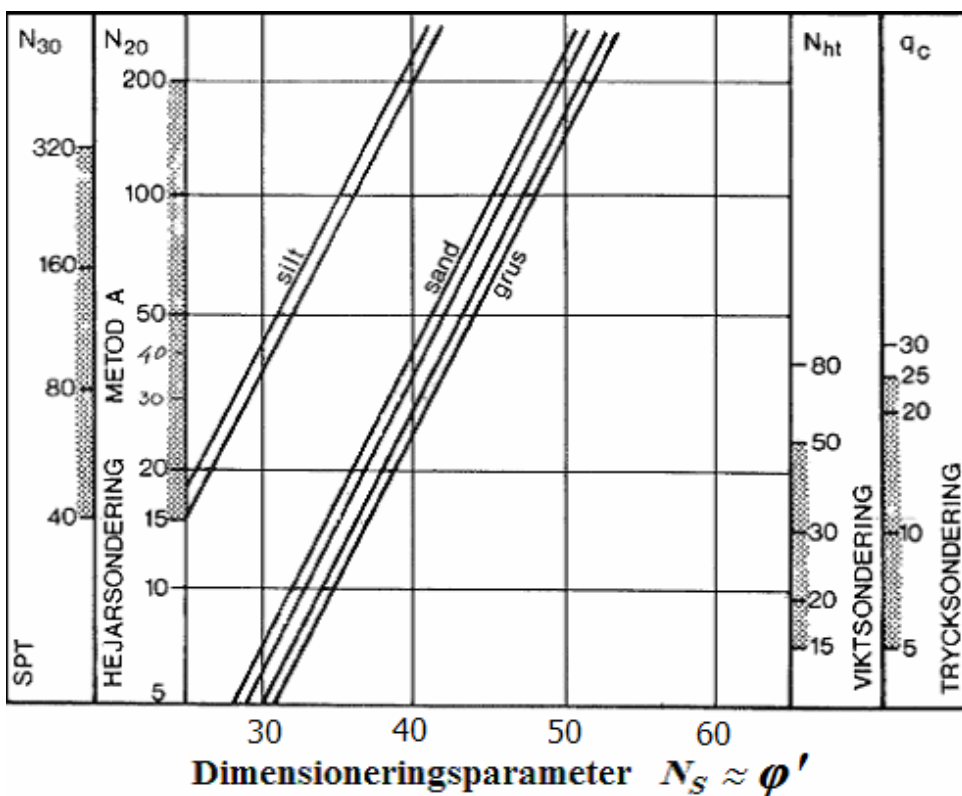
σ'_v effektivt överlagringstryck vid spetsnivån (kPa)

I en del dimensioneringsanvisningar antas det att värdet på det vertikala överlagringstrycket σ'_v ökar fram till ett kritiskt djup L_{cr} , därefter förblir det konstant. Vanliga värden på L_{cr} är bl.a. $15D$ och $0.8L$ (Das 2007, Craig 2004). Det är upp till konstruktören att bedöma om hänsyn ska tas till det kritiska djupet och storleken på det, beroende på grävpålens storlek och markförhållandena.

N_q enligt Pålkommisionens Grävpålanvisningar

Pålkommisionens rapport 58 (Pålkommisionen 1979) är tillsammans rapport 77 (Berggren & Bengtsson 1985) de enda svenska dimensioneringsanvisningarna för grävpålar. Rapport 58 är från 1979 och bygger på gamla byggnormer som använder totalsäkerhetsmetoden istället för dagens partialkoefficientmetod. Anvisningarna i denna rapport är främst avsedda för grundläggning i friktionsjord och gäller ej för grundläggning i moränlera. Grävpålar som är 500-2000 mm i diameter och har en längd större än 3 ggr. diametern eller minst 3 meter kan dimensioneras enligt dessa anvisningar. Spetstrycket q_b definieras som det kritiska trycket för vilket krypsättningar väsentligt ökar.

Dimensioneringsparametern N_q bestäms av kvoten L_i / D och parametern N_s som är ungefär lika med jordens inre friktionsvinkel ϕ' . Sambandet mellan N_s och olika sonderingsmetoder samt sambandet mellan N_q och N_s visas i figur 3.1 respektive figur 3.2.



Figur 3.1 Dimensioneringsparametern N_s som funktion av resultat från olika sonderingsmetoder (Pålkommissionen 1979).

N_{30} antalet slag för 30 cm sjunkning vid SPT-sondering

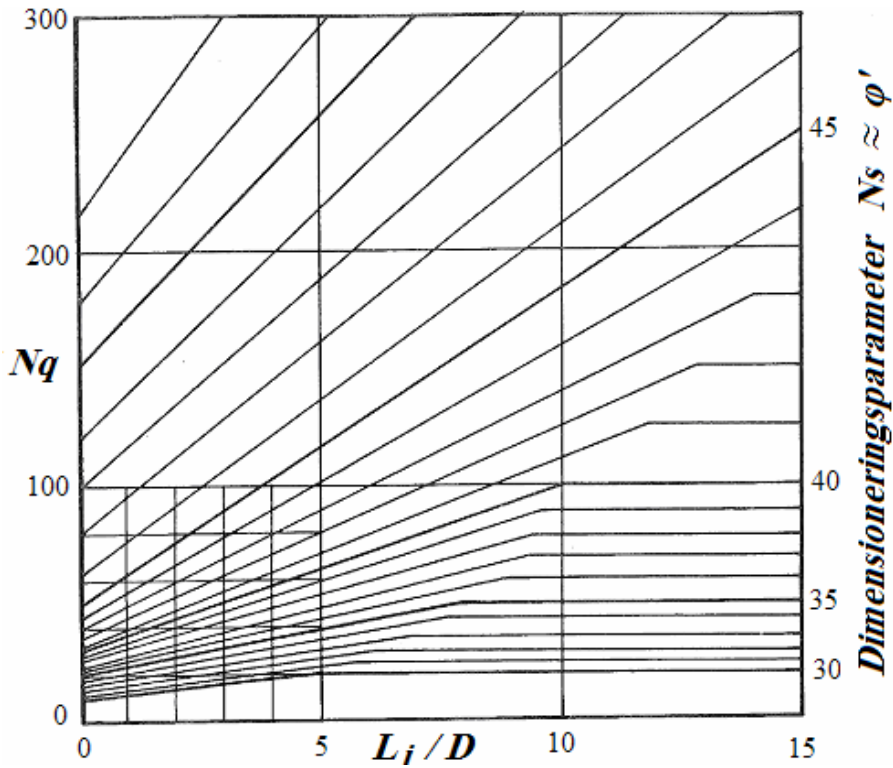
N_{20} antalet slag för 20 cm sjunkning vid hejarsondering, metod A

N_{ht} antalet halvvarv för 20 cm sjunkning vid viktsondering.

q_c spetstrycket vid trycksondering (MPa)

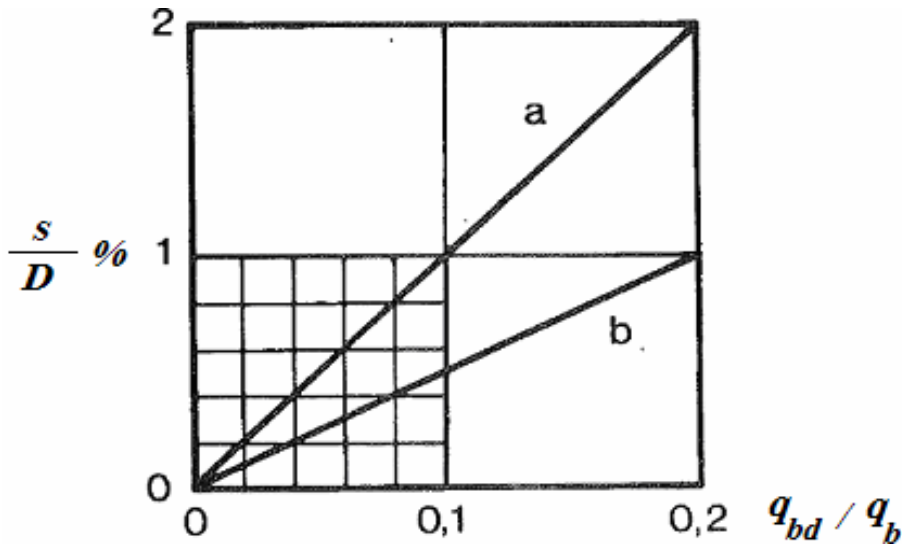
Markering som visar lämpligt giltighetsområde. (Om olika typer av sonderings tester görs, ska värdet av den test som ligger inom giltighetsområdet vara mer avgörande)

Sambandet i figur 3.1 gäller för ens- och mellangraderad jord. För månggraderad jord är N_s 5-10 enheter högre. Jorden får dock ej vara språnggraderad. För finjordsrik bottenmorän kan man utgå från sand-kurva med eventuell tillägg för månggradering (Pålkommissionen 1979).



Figur 3.2 N_q som funktion av parametern N_s och kvoten L_i/D (Pålkommissionen 1979).

Tillåtet spetstryck q_{bd} i bruksgränstillstånd beror på förhållandet mellan tillåten sättning s och grävpålens diameter D enligt figur 3.3.

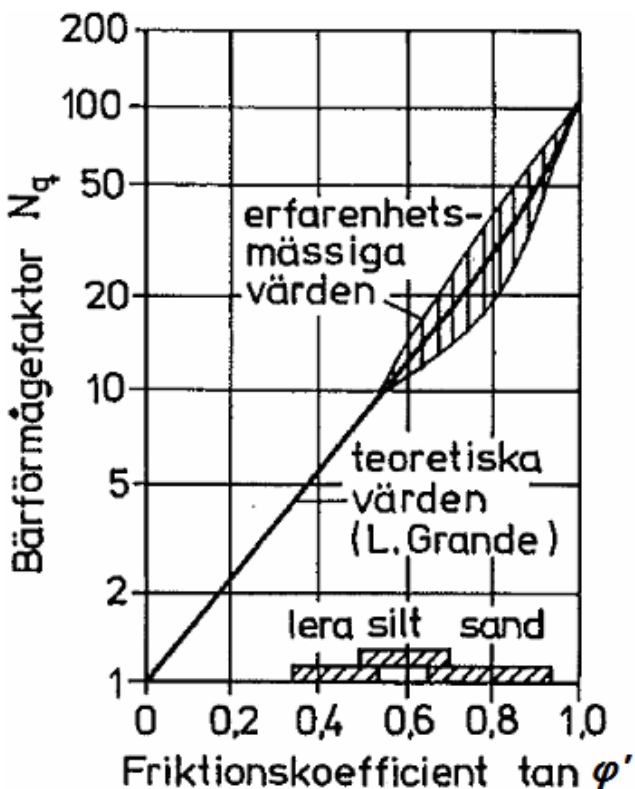


Figur 3.3 Samband mellan spetsbärförmåga q_{bd} och tillåten sättning s

Kurva a i figur 3.3 gäller för en- och mellangraderad jord vid $N_s < 35$ och för månggraderad jord för $N_s < 45$. Kurva b gäller för $N_s > 35$ resp. $N_s > 55$

Dimensionerande spetsbärförmåga q_{bd} erhållen från figur 3.3 antas varar i säkerhetsklass 3.

N_q enligt den norske Peleveiledning 1999



Figur 3.4 Bärformåga faktorn N_q enligt norske Peleveiledning (Olsson & Holm 1993)

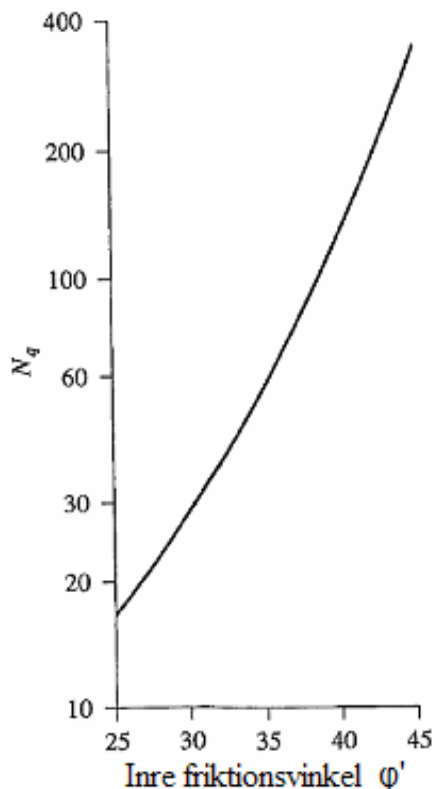
Tabell 3.2 nedan visar inom vilka intervall friktionskoefficienten $\tan \phi'$ bör ligga vid beräkning av pålars spetsbärförmåga.

Tabell 3.2 Variationsområden för $\tan \phi'$ enligt Peleveiledning 1991 (Olsson & Holm 1993)

	Silt – Finsand	Sand – Grus
Löst lagrad	0.4-0.6	0.6-0.8
Fast lagrad	0.6-0.7	0.7-0.9

N_q enligt Vesic 1975

Bärförmåga faktorn N_q enligt Vesic (1975) beskrivs som funktion av jordens inre friktionsvinkel ϕ' se figur 3.5. Inre friktionsvinkeln ϕ' varierar beroende på sandens relativa densitet och ett rättvisande värde på ϕ' är därför svår att bestämma (Das 2007). För att få ett rimligt värde på q_b kan man med hjälp av resultat erhållna från försöksdata se inom vilka intervall N_q bör ligga för olika sand typer se tabell 3.3.



Figur 3.5 Vesics bärförmåga faktor N_q som funktion av friktionsvinkeln ϕ' (Das 2007)

Tabell 3.3 Värdet på N_q för olika sand typer.

Sandtyp	Sandens relativa densitet D_r %	Värde av N_q
<i>Lös</i>	≤ 40	10-20
<i>Medel</i>	40-60	25-40
<i>Fast</i>	60-80	30-50
<i>Mycket fast</i>	>80	75-90

$$D_r = \frac{\gamma_{\max} (\gamma - \gamma_{\min})}{\gamma_{\max} (\gamma_{\max} - \gamma_{\min})} \quad (3.2)$$

γ_{\max} jordens maximala tunghet i torrtilstånd

γ jordens aktuella tunghet i torrtilstånd

γ_{\min} jordens minsta tunghet i torrtilstånd

Spetsbärförmåga baserad på CPT-sondering enligt tyska normen DIN

I tabell 3.4 visas en korrelation mellan grävpålars spetsbärförmåga baserad på statiska provbelastningar och resultat från CPT-sondering. Metoden kommer från de tyska normerna DIN 4014 och DIN 1054. Denna metod och flera andra finns beskrivna i de informativa bilagorna i Eurokod 7 del 2 (SS-EN 1992-2). Se även tabell 3.8.

Tabell 3.4 Samband mellan CPT-sonderingsresultat och spetsbärförmågan (SS-EN 1997-2)

Normaliserad sättning: s/D	Spetsbärförmågan q_b för olika värden på CPT:s spetstryck q_c			
	$q_c = 10$ MPa	$q_c = 15$ MPa	$q_c = 20$ MPa	$q_c = 25$ MPa
0.02	700 (kPa)	1050 (kPa)	1400 (kPa)	1750 (kPa)
0.03	900 (kPa)	1350 (kPa)	1800 (kPa)	2250 (kPa)
0.1=Brottsättning	2000 (kPa)	3000 (kPa)	3500 (kPa)	4000 (kPa)
För mellanliggande värden kan linjär interpolation användas q_c är medelvärdet av CPT:s spetstryck mellan spetsen och 3D under spetsen.				

Spetsbärförmåga baserad på CPT-sondering enligt Bustamante & Giasenelli 1982

$$q_b = k_c q_c \quad (3.3)$$

q_c medelvärdet av CPT:s spetstryck, $1.5D$ ovan - och $1.5D$ under grävpålens spets

k_c dimensioneringsfaktor enligt tabell 3.5

Tabell 3.5 Faktorn k_c enligt Bustamante & Giasenelli 1982 (Mahler 2003)

	Silt och lös sand	Måttligt kompakt sand och grus	Kompakt till väldigt kompakt sand och grus
CPT:s spetstryck (MPa)	$q_c < 5$	$5 < q_c < 12$	$q_c > 12$
K_c	0.40	0.40	0.30

Spetsbärförmåga enligt O'Neill & Reese 1999 baserad på SPT-sondering

O'Neill & Reese (1999) har arbetat fram dimensioneringsanvisningar för Federal Highway Administration (FHWA) som är USA:s motsvarighet till Trafikverket.

Spetsbärförmåga för grävpålar i både sand och sand-grus för olika SPT-sonderingsvärden N_{30} beräknas enligt följande:

- För $N_{30} < 50$

$$q_b = 57.5 \cdot N_{30} < 2900 \text{ kPa} \quad (3.4)$$

- För $N_{30} > 50$

$$q_b = 0.59 \cdot [N_{30} \cdot (\rho_a / \sigma'_v)]^{0.8} \cdot \sigma'_v \quad (3.5)$$

$$\rho_a \text{ atmosfärtrycket} = 100 \text{ kPa}$$

Jämförelse mellan resultat från olika sonderingsmetoder i friktionsjord, kan göras med hjälp av Pålkommisionens dimensioneringsdiagram (figur 3.1).

3.2.2 Mantelbärförmåga i friktionsjord

$$q_s = \tan \delta \cdot \sigma'_h = \beta \cdot \sigma'_v \text{ (kPa)} \quad (3.6)$$

$$\beta \text{ dimensioneringsfaktor} = K \cdot \tan \delta$$

δ friktionsvinkeln mellan grävpålen och jorden

σ'_h genomsnittliga effektiva horisontella trycket i aktuell jordlager (kPa)

σ'_v genomsnittliga effektiva vertikala överlagringstrycket i aktuell jordlager (kPa)

$$K \text{ jordtryckscoefficient} = \sigma'_h / \sigma'_v$$

Dimensioneringsparametrarna $\tan \delta$ och framför allt K är svåra att bestämma. Dessa parametrar är starkt beroende av jordens lagringstäthet, ursprungliga spänningsförhållanden, pålens diameter, pålens form och givetvis installationsmetod (Hansbo 1981).

Grävpålars installationsmetod som innebär borrhning eller grävning av jorden ger en grov yta som garanterar att full friktion mobiliseras mellan jorden och grävpålens mantel. Friktionsvinkeln δ kan därför antas vara lika stor som jordens inre friktionsvinkel φ' . Hänsyn bör dock tas till att förlust av jordkontakt längs delar av grävpålen kan inträffa under utförandet, vilket beaktas genom att reducera värdet på φ' (Fleming 2009).

Förhållandet mellan horisontella - och vertikala spänningar i jorden, när jorden är i vila, beskrivs av vilojordtryckscoeffcienten K_0 . När en påle installeras i jorden, ändras förhållandet mellan jordens horisontella - och vertikala spänningar vilket beskrivs med jordtryckscoeffcienten K istället. Värdet på K beror på pålens installationsmetod samt sandens lagringstäthet. Denna parameter är väldigt svår att bestämma och tas därför fram genom empiriska metoder. Adams (1975) föreslår följande värden på K för olika typer av sand:

Tabell 3.6 Jordtryckscoeffcienten K enligt Adams (1975) (Ismael & Al-Sanad 1986)

Sand typ	SPT N_{30}	K
<i>Mycket lös</i>	2-4	0.5
<i>Lös</i>	5-10	1.0
<i>Mellanst till fast</i>	11-50	1.5
<i>Mycket fast</i>	>50	2

N_{30} antalet slag för 30 cm sjunkning vid SPT-sondering

Under tiden då grävpålens schakt står öppet i väntan på betonggjutningen, minskar det horisontella trycket samt värdet på jordtryckscoeffcienten K successivt. Således är det viktigt att gjuta grävpålen direkt efter det att schaktet är färdigt för att undvika reduktion i jordens horisontella tryck och därmed undvika reduktion i grävpålens mantelbärförmåga (Fleming 2009).

Benligt Pålkommissionens Grävpålanvisningar

$$K = 0.1 \text{ för } \varphi' = 30^\circ$$

$$K = 2.8 \text{ för } \varphi' = 60^\circ$$

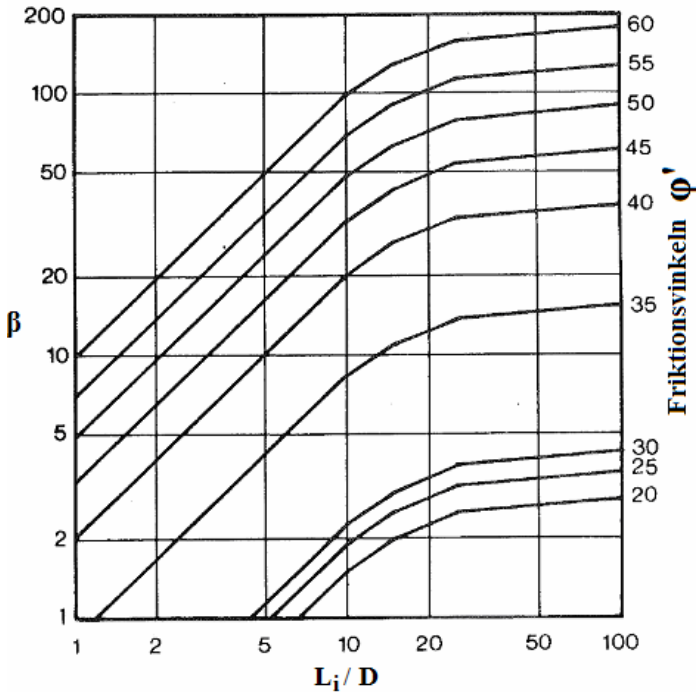
$\delta = \varphi'$ för grävpåle gjuten mot jord och $\varphi'/2$ för en grävpåle gjuten i ett kvarvarande foderrör.

Om inträngningsdjupet $L_i > 10D$ reduceras mantelfriktionen med faktorn

$$\left(1 - \left(1 - \frac{\sigma'_0}{\sigma'_V} \right) \left(1 - \frac{10D}{L} \right)^2 \right)$$

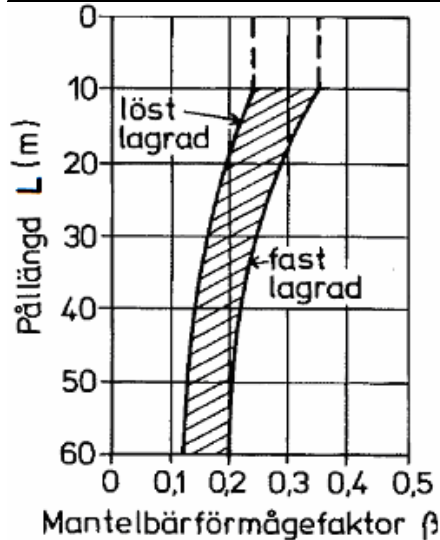
σ'_0 = Effektivt överlagringstryck vid ytan av det bärande jordlagret

Dimensioneringsfaktorn β kan även bestämmas med hjälp av sambandet i figur 3.6. Sambandet i figur 3.6 gäller för $\sigma'_0 = 0$.



Figur 3.6 Dimensioneringsfaktorn β som funktion av friktionsvinkeln ϕ' och kvoten L_i/D . β erhållen från figur 3.6 gäller för en mantelbärförmåga q_s uttryckt som kraft per tvärsnittsarea. Mantelbärförmågan antas vara i säkerhetsklass 3 eftersom säkerhetsfaktor SF är redan inräknad. $SF = 1.0$ för $\phi' = 30^\circ$ och 2.0 för $\phi' = 60^\circ$.

β enligt den norske Peleveiledning 1999



Figur 3.7 Mantelbärförmåga faktorn β enligt Peleveiledning (1999) (Olsson & Holm 1993)

β enligt Das 2007

$$K \approx K_0$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (3.7)$$

δ = inre friktionsvinkeln φ'

 β enligt Fleming 2009

Denna är en välkänd dimensioneringsmetod som används främst i Storbritannien.

$$K = 0.7$$

$\delta = \varphi'$ (eventuell förlust av jordkontakt med pålen beaktas genom att reducera φ')

 β enligt O'Neill & Reese 1999

- Grävpålar i sand. $0.25 \leq \beta \leq 1.20$ och $q_s < 200$ kPa

$$\beta = 1.5 - 0.245 \cdot z^{0.5} \quad \text{för } N_{30} \geq 15 \quad (3.8)$$

$$\beta = (N_{30} / 15) \cdot (1.5 - 0.245 \cdot z^{0.5}) \quad \text{för } N_{30} < 15 \quad (3.9)$$

- Grävpålar i grusig sand eller grus för $N_{30} > 15$

$$\beta = 2.0 - 0.15 \cdot z^{0.75} \quad (0.25 \leq \beta \leq 1.80 \text{ och } q_s < 200 \text{ kPa}) \quad (3.10)$$

z djupet i meter från jordytan till mitten av aktuell jordlager

Samband mellan inre friktionsvinkeln φ' och SPT-sonderingsresultat samt sambandet mellan typ av sand och SPT-sonderingsresultat visas i figur 3.1 respektive tabell 3.7.

Tabell 3.7 Korrelation mellan sandens relativa densitet och SPT-sondering (Liu & Evett 2005)

SPT N_{30}	Relativa densiteten se ekvation 3.2
0–4	Mycket lös (<15%)
4–10	Lös (15–35%)
10–30	Mellan (35–65%)
30–50	Fast (65–85%)
>50	Mycket fast (>85%)

Mantelbärförmåga baserad på CPT-sondering enligt tyska normen DIN

Tabell 3.8 visar en korrelation mellan grävpålaras mantelfriktion baserad på statiska provbelastningar och resultat från CPT-sondering enligt tyska normerna DIN 4014 och DIN 1054. Denna metod och flera andra finns beskrivna i de informativa bilagorna i SS-EN 1997-2.

Tabell 3.8 Korrelation mellan CPT – sonderingsresultat och mantelfriktion (SS-EN 1997-2)

Medelvärde av CPT:s spets tryck q_c	0 MPa	5 MPa	10 MPa	≥ 15 MPa
Grävpåle's mantelbärförmåga q_s	0 kPa	40 kPa	80 kPa	120 kPa
För mellanliggande värden kan linjär interpolation användas				

Mantelbärförmåga baserad på CPT-sondering enligt Bustamante & Giasenelli 1982

$$q_s = q_c / \alpha \quad (3.11)$$

q_c CPT- sonderings spetstryck

α dimensioneringsfaktor enligt tabell 3.9.

Tabell 3.9 Dimensioneringsfaktorn α enligt Bustamante & Giasenelli 1982 (Mahler 2003)

<u>Jordtyp</u>	<u>CPT:s spetstryck (MPa)</u>	<u>α</u>	<u>Maximal q_s (kPa)</u>
Silt och lös sand	$q_c < 5$	60	35
Måttlig kompakt sand och grus	$5 < q_c < 12$	100	120
Kompakt till väldigt kompakt sand och grus	$q_c > 12$	150	150

Mantelbärförmåga enligt Vesic 1970

$$q_s = \lambda_v \cdot 10^{1.54D_r} \text{ (kPa)} \quad (\text{Al-Homoud et al. 2003}) \quad (3.12)$$

λ_v 2 för grävpålar och 8 för stora jordundanträngande pålar (slagna pålar)

D_r jordens relativa densitet enligt ekvation 3.2

3.2.3 Spetsbärförmåga i kohesionsjord

$$q_b = N_c c_u \text{ (kPa)} \quad (3.13)$$

c_u odränerad skjuvhållfasthet vid spetsnivå (kPa)

N_c dimensioneringsfaktor. Har ett värde runt 9

N_c enligt O'Neil & Reese 1999

$$N_c = 9 \text{ för } c_u > 96 \text{ kPa}$$

$$N_c = 8 \text{ för } c_u = 48 \text{ kPa}$$

$$N_c = 6.5 \text{ för } c_u = 24 \text{ kPa}$$

N_c för övriga värden på c_u bestäms genom linjär interpolation.

Angivna värden på N_c gäller för genomsnittlig odränerad skjuvhållfasthet c_u mellan grävpålens spets och djupet $2D$ under spetsen.

Spetsbärförmågan för grävpålar med grundläggningsdjup mindre än $3D$ reduceras enligt ekvation 3.14.

$$q_b = (2/3) \cdot [1 + (1/6) \cdot (L/D)] \cdot N_c c_u \quad (3.14)$$

Spetsbärförmåga enligt tyska normen DIN 4014

Tabell 3.10 Spetsbärförmåga i kohesionsjord enligt DIN 4014 (Mahler 2003)

Medelvärde av odränerad skjuvhållfasthet c_u	Spetsbärförmåga q_b
100 kPa	800 kPa
200 kPa	1500 kPa

Medelvärdet av c_u är beräknad från grävpålens spets och $3D$ under spetsen.

Spetsbärförmåga baserad på CPT-sondering enligt Bustamante & Giasenelli 1982

$$q_b = k_c q_c \quad (3.15)$$

q_c medelvärdet av spetstrycket $1.5D$ ovan - och $1.5D$ under spetsen

k_c dimensioneringsfaktor enligt tabell 3.11

Tabell 3.11 Dimensioneringsfaktorn k_c enligt Bustamante & Giasenelli 1982 (Mahler 2003)

	Mjuk lera	Måttligt kompakt lera	Kompakt till fast lera, kompakt silt
CPT-sonderings spetstryck (MPa)	$q_c < 1$	$1 < q_c < 5$	$q_c > 5$
K_c	0.4	0.35	0.45

3.2.4 Mantelbärförmåga i kohesionsjord

Mantelbärförmågan för plåtar i kohesionsjord kan bestämmas enligt två analysmetoder: effektivspänningsanalys och totalspänningsanalys. I Effektivspänningsanalys eller β -metoden som den också kallas, uttrycks mantelbärförmågan som funktion av det effektiva överlagringstrycket längs pålen, medan i totalspänningsanalys eller α -metoden som den också benämns, är pålens mantelbärförmåga en funktion av jordens odränerade skjuvhållfasthet c_u .

Lerans bärförmåga anses vara oberoende av spänningen i jorden, således är det den odränerade skjuvhållfastheten c_u som normalt används i dimensioneringen (Liu & Evett 2005). Totalspänningsanalys ger dessutom resultat som stämmer bäst överens med resultat från fullskaliga provbelastningar (Hansbo 1981). Med anledning av det kommer endast α -metoden att presenteras i detta arbete.

$$q_s = \alpha \cdot c_u \quad (3.16)$$

c_u genomsnittlig odränerad skjuvhållfasthet i aktuell jordlager

α adhesionsfaktor för jord

Jordens adhesionsfaktor α ligger inom intervallet 0.3–1 och är beroende på typ av lera, pålens material och installationsmetod. Vidhäftningsfaktorn stiger med sjunkande hållfasthet och kan sättas lika med 1.0 för mjuk lera (Comodromos et al. 2009). För grävplåtar gäller allmänt $\alpha = 0.3–0.9$ för styv överkonsoliderad lera och 0.8–1.0 för mjuk lera (Gue et al. 2003).

α enligt O'Neill & Reese 1999

$$\alpha = 0.55 \quad \text{för } c_u / p_a < 1.5 \quad (3.17)$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1((c_u / p_a) - 1.5) \quad \text{för } 1.5 \leq c_u / p_a \leq 2.5$$

$\alpha = 0$ 1.5 meter från jordytan

$\alpha = 0$ 1 diameter D från grävplåtens spets

p_a atmosfärtrycket = 100 kPa

α enligt Kullhawy & Phoon 1993

Det här uttrycket är baserat på 127 provbelastningar utförda i 46 olika testfält och är en välkänd, vida använd metod för beräkning av α (Omer et al. 2003).

$$\alpha = 0.5 \cdot \left(\frac{p_a}{c_u} \right)^{0.5} \quad (3.18)$$

p_a atmosfär trycket = 100 kPa

α enligt Coduto 1994

Enligt Codutos (1994) är vidhäftningsfaktorn α en funktion av den odränerade skjuvhållfastheten c_u enligt uttrycket nedan, som är erhållen genom statistiska analyser på en stor mängd experimentell data (Cherubini et al. 2005).

$$\alpha = 0.32 + 250 \cdot c_u^{-1.5} \quad \text{gäller för } c_u \geq 51 \text{ (kPa)} \quad (3.19)$$

 α enligt Salden 1992 och Kolk & Van der Velde 1996

Dessa ekvationer är framtagna genom teoretiska samband och är särskilt användbara för normalkonsoliderad lera (Cherubini et al. 2005).

$$\alpha = a \left(\frac{\sigma'_v}{c_u} \right)^m \quad (3.20)$$

$a = 0.50$ och $m = 0.45$ enligt Salden 1992

$a = 0.55$ och $m = 0.30$ enligt Kolk & Van der Velde 1996

Mantelbärförmåga enligt tyska normen DIN 4014

Mantelbärförmåga i kohesionsjord enligt den tyska normen DIN 4014. Adhensionsfaktorn a är 1.0 för mjuk lera och minskar till 0.3 för hållfast lera se tabell 3.12.

Tabell 3.12 Mantelbärförmåga i kohesionsjord enligt DIN 4014 (Mahler 2003)

Medelvärdet av odränerad skjuvhållfasthet c_u (kPa)	25	100	200
Mantelfriktion q_s (kPa)	25	40	60

Mantelbärförmåga baserad på CPT-sondering enligt Bustamante & Giasenelli 1982

$$q_s = q_c / \alpha \quad (3.21)$$

q_c CPT-sonderingens spetstryck längs grävpålen

α dimensioneringsfaktor enligt tabell 3.13.

Tabell 3.13 Dimensioneringsfaktorn α enligt Bustamante & Giasenelli 1982 (Mahler 2003)

Jordtyp	CPT-sonderings spetstryck (MPa)	α	Maximal q_s (kPa)
Mjuk lera	$q_c < 1$	30	15
Måttligt kompakt lera	$1 < q_c < 5$	40	80
Kompakt till fast lera, kompakt silt	$q_c > 5$	60	80

3.2.5 Övriga dimensioneringsmetoder

Dimensionerande spetsbärförmåga på berg genom hävdvunnen åtgärd

Dimensionerande bärförmåga för spetsburna grävplåtar grundlagda på berg kan bestämmas, beroende på bergtyp, enligt tabell 3.14. Metoden gäller för grävplåtar som är längre än 3 m med diameter $D > 0.6$ m.

Bergmaterial delas in i tre bergtyper beroende på beständighet och hållfasthet. Bergtyperna bestäms på basis av kulkvarnsvärdet. För specifika information om bestämning av bergtyp hänvisas till TK Geo (2009).

Tabell 3.14 Dimensionerande grundtryck för spetsburna grävplåtar på berg (TK Geo 2009)

Bergtyp	1	2	3
Kulkvarnsvärde	≤ 18	18 – 30	> 30
Dimensionerande spetsbärförmåga q_{bd}	10 MPa	4 MPa	2 MPa
Fastställande av bergart och kontroll av bergytan görs genom besiktning eller bergsondering			

Spetsbärförmåga enligt Janbu 1976

$$q_b = N_c c_u + N_q \sigma'_v \quad (\text{kPa}) \quad (3.22)$$

Parametrarna N_c och N_q i Janbus metod för beräkningen av spetsbärförmåga baseras på värdet av inre av friktionsvinkeln (ϕ') och parametern (ψ).

$$N_q = \left(\tan \phi' + \sqrt{1 + \tan^2 \phi'} \right)^2 e^{(2\psi \tan \phi')} \quad (\psi \text{ anges i radianer}) \quad (3.23)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi' \quad \text{för } \phi' > 0 \quad (3.24)$$

ψ varierar mellan 60° för mjuk lera upp till 105° för fast sand. I praktiken är det rekommenderat att använda $60^\circ \leq \psi \leq 90^\circ$ (Das 2007).

Tabell 3.15 Parametrarna N_c och N_q enligt Janbu för olika värden på ϕ' och Ψ (Das 2007)

ϕ'	$\Psi=60^\circ$		$\Psi=75^\circ$		$\Psi=90^\circ$	
	N_c	N_q	N_c	N_q	N_c	N_q
0°	5.74	1.0	5.74	1.0	5.74	1.0
10°	5.95	2.05	7.11	2.25	8.34	2.47
20°	9.26	4.37	11.78	5.29	14.83	6.40
30°	19.43	10.05	21.82	13.60	30.14	18.40
40°	30.58	26.66	48.11	41.37	75.31	64.20
45°	46.32	47.32	78.90	79.90	133.87	134.87

Grävpålar bärformåga enligt allmänna bärighetsekvationen

Allmänna bärighetsekvationen kan användas för beräkning av grävpålar bärformåga, speciellt om de ska användas för ytlig grundläggning. Mantelfriktionen tillgodoräknas inte men ekvationen kan mycket väl användas för dimensionering av korta grävpålar, där manteln står för en liten del av totala bärformågan.

Grävpålar bärformåga baserad på pressometerförsök

Dimensionering av grävpålar i både friktions- och kohesionsjord kan göras med hjälp av resultat från pressometerförsök. Det är den mest tillförlitliga och noggranna metoden, men dessvärre används metoden i mindre omfattning i Sverige. För mer information hänvisas till *Briaud (1992)* och *Hansbo (1981)*.

3.2.6 Spets- och mantelbärformåga i moränlera

Vid dimensionering av grävpålar i moränlera används av tradition samma dimensioneringsmetoder som används för ren kohesionsjord, trots att moränlera har mycket högre hållfasthet än lera (Ekdahl 1992). Dimensioneringsparametern N_c och adhesionsfaktorn α tas fram enligt samma princip som för grävpålar i lera.

Spetsbärformåga och mantelbärformåga enligt Ekdahl 1992

Ekdahl (1992) rekommenderar N_c enligt ekvation 3.25 och adhesionsfaktorn $\alpha = 0.4$. Mantelfriktionen för den översta metern räknas bort för att ta hänsyn till eventuell vidhäftningsförlust mellan jorden och grävpålen.

$$N_c = 6 \cdot \left(1 + 0.2 \frac{L}{D} \right) \leq 9 \quad (3.25)$$

Den odränerade skjuvhållfasthet c_u kan tas fram genom att bestämma jordens vinghållfasthet τ_v med hjälp av vingsonering. Emellertid kan vingsonering vara svår att använda i moränlera på grund av förekomst av sten och dylikt. Ifall vingsonering utnyttjas skall dansk vinge, t.ex. vinge typ DGI V5 användas. Förhållandet mellan jordens vinghållfasthet τ_v och jordens odränerade skjuvhållfasthet c_u beskrivs enligt ekvation 3.26.

$$c_u = 0.9 \cdot \tau_v \quad (3.26)$$

Eftersom vingsonering emellanåt är svår att utföra i moränlera, kan vinghållfastheten τ_v och den odränerad skjuvhållfasthet c_u bestämmas genom CPT-sonering.

$$\tau_v = 0.1 \cdot q_c \quad (3.27)$$

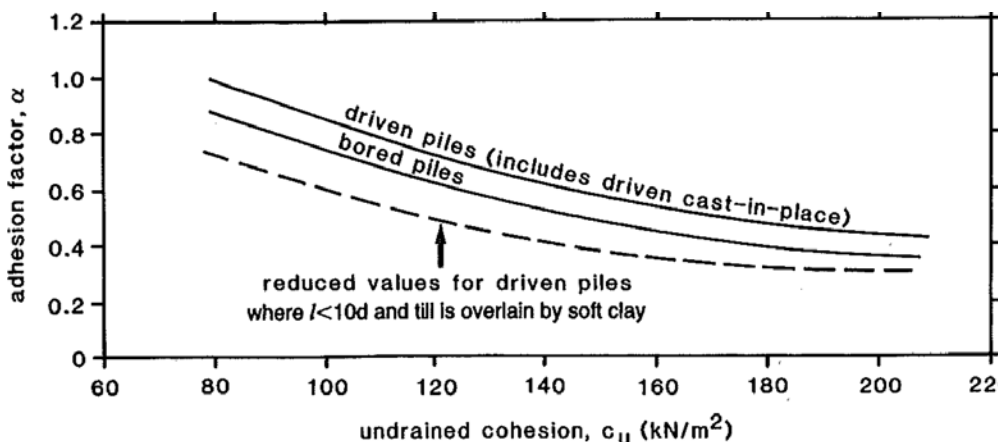
$$c_u = 0.09 \cdot q_c \quad (3.28)$$

q_c CPT-sonerings spetstryck

Karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet erhålls genom att använda medelvärdet av provresultaten (Ekdahl 1992).

α enligt Weltman & Healy 1987

Adhensionsfaktorn α i moränlera varierar givetvis beroende på jordens hållfasthet precis som i fallet med lera. Genom analys av provbelastningar i moränlera och andra glaciala jordar, har Weltman & Healy (1987) tagit fram samband mellan adhesionsfaktor α och jordens odränerade skjuvhållfasthet c_u för olika typer av pålar (Fleming 2009). Dessa samband som presenteras i figur 3.8, kan användas för bestämning av pålars mantelbärförmåga i moränlera.



Figur 3.8 Adhensionsfaktorn α som funktion av c_u i moränlera enligt Weltman & Healy (1987) (Fleming 2009)

3.2.7 Dragbärförmåga

För grävpålar utsatta för dragkraft skall två brottmekanismer beaktas:

- Grävpålen dras upp från jorden
- Ett helt block jord som innefattar grävpålen dras upp

En grävpåles totala dragbärförmåga består av grävpåleens egentyngd och mantelfriktionen. Mantelfriktionen i drag bedöms i många fall vara mindre än motsvarande mantelfriktion i tryck. Detta beror på att jorden runt grävpålen packas hårdare när grävpålen utsätts för tryckkraft vilket ökar det horisontella överlagringstrycket som verkar på grävpålen. När grävpålen utsätts för dragkraft lyfts den omgivande jorden vilket lättar på trycket, och friktionen mellan grävpålen och jorden minskar.

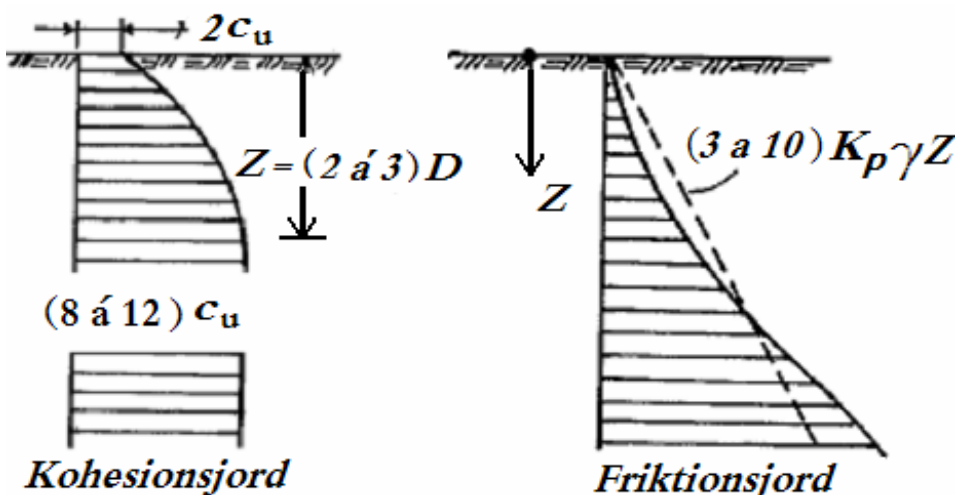
Enligt Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* (Pålkommisionen 1979) får mantelbärförmågan för en dragen grävpåle uppgå till maximalt 50% av mantelbärförmågan för motsvarande tryckt grävpåle ($R_t \leq 0.5R_s$). Andra dimensioneringsanvisningar gör ingen skillnad mellan mantelbärförmåga i drag och tryck t.ex. den tyska standarden DIN 4010.

3.2.8 Transversell bärförmåga

Grävpålar har grov dimension och liten slankhet jämfört med slagna betongpålar vilket gör att de kan ta upp transversella laster mycket bättre än motsvarande slagna alternativ. I de flesta fall utsätts pålar för transversella laster men dessa laster behöver normalt inte beaktas i dimensioneringen om de är relativt små i förhållande till de vertikala lasterna. Vid förekomst av stora horisontella krafter skall pålens sidomotstånd emellertid analyseras (Craig 2004). När det gäller industrihallar och andra enkla byggnader med pelarstomme, så dimensioneras grävpålar oftast ej för moment utan endast för transversella och vertikala laster. Transversella laster kan bli problematiska om stommen reses innan gjutningen av betongplattan är färdig, vilket oftast görs för att få väderskyddad gjutning. När betongplattan är väl på plats, fördelar den de horisontella krafterna och minskar deras inverkan på grävpålarna (Andersson 2010).

En påle tar upp transversella krafter genom att mobilisera passivt jordtryck i den angränsande jorden, vilket påminner mycket om jordens beteende vid stödkonstruktioner. Hur väl pålen tar upp transversella laster beror på pålens och jordens styvhet samt pålens längd och dess inspänningsförhållande (Craig 2004, Fleming 2009).

Grävpålars transversella bärförmåga beräknas på samma sätt som för slagna pålar. Kohesionsjordar utvecklar sidomotstånd q_r (kPa) som är minst $2c_u$ vid markytan och som ökar med djupet upp till (8 å 12) c_u på djup som överstiger 2 å 3 ggr pålens diameter D . Friktionsjordar utvecklar linjärt motstånd som ökar med djupet och som kan beskrivas med det enkla sambandet $q_r = (3 \text{ å } 10)K_p \cdot \gamma' \cdot z$ där K_p är jordtryckskoefficient, z är djupet under jordytan (m) och γ' är jordens effektiva tunghet (kN/m^3) (Hansbo 1981, Craig 2004).



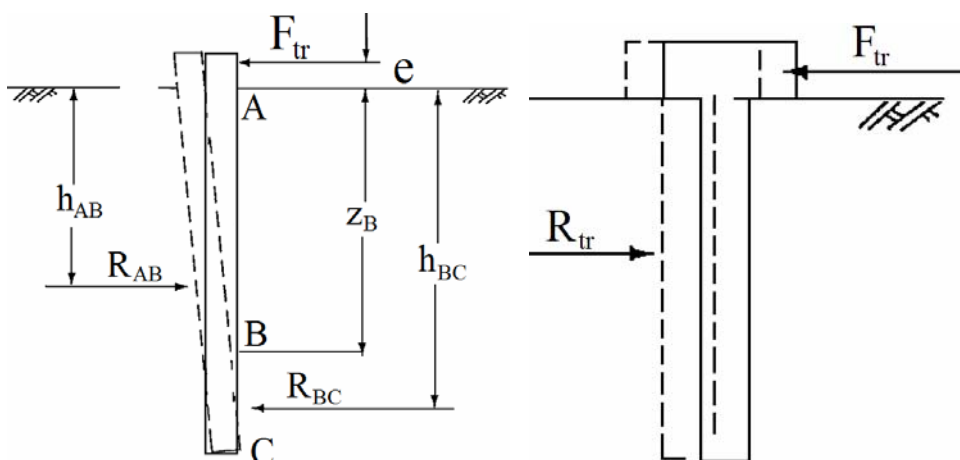
Figur 3.9 Modell för jordens horisontella motstånd (Hansbo 1981).

Pålar delas normalt in i två huvudgrupper vid analys av transversell bärförmåga. Dels talar man om korta eller stela pålar, dels talar man om långa eller elastiska pålar vilka flertalet slanka pålar som slagna betongpålar tillhör. Pålar som tillhör kategorin långa pålar bildar en plastisk led i momentets maximala punkt när de utsätts för transversell last och går till brott genom att själva pålen bryts av i den punkten (böjbrott i pålen). Relativt korta pålar med längder som inte överstiger 5 à 6 meter eller pålar som kan ta upp stort brottmoment tillhör kategorin korta/stela pålar. Pålar som tillhör denna kategori roterar som stela kroppar när de utsätts för transversell last (Das 2007, Hansbo 1981, Olsson & Holm 1993).

Grävpålar är väldigt grova och har avsevärt lägre slankhet jämfört med slagna pålar. Grävpålar har dessutom stort böjbrott motstånd. Sidobelastade grävpålar och speciellt korta grävpålar, anses därför tillhöra gruppen korta/stela pålar och ska betraktas som sådana vid dimensionering av transversell bärförmåga. Endast denna typ av pålar kommer att behandlas vidare i detta arbete.

Brottmekanismen av en sidobelastad påle beror på dess längd och om den är inspänd eller icke-inspänd i ett pålfundament. Pålspetsen förutsätts i allmänhet vara ledad. Korta grova, icke-inspända pålar roterar som en stel kropp med en rotationspunkt nära pålens spets *se figur 3.10 a*. Ovanför rotationscentrum utvecklas passivt jordtryck framför pålen och under rotations centrum utvecklas passivt jordtryck bakom pålen. Inspända pålar däremot är förhindrade från rotation och brott inträffar genom translation (parallellförskjutning) av pålen *se figur 3.10 b* (Craig 2004, Fleming 2009, Hansbo 1981).

Enligt dimensioneringsreglarna i Eurokod 7 (SS-EN 1997-1) bör korta pålar, vilka de flesta grävpålar tillhör, kontrolleras för brottmekanismen rotation eller translation som en stel kropp. Dessutom skall pålarnas inspänningsgrad i konstruktionen beaktas vid bestämning av sidobelastade pålars bärförmåga.



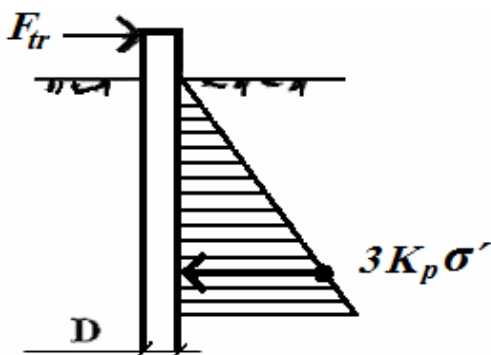
Figur 3.10 a) Rotation och b) translation av en relativt kort stel påle (Craig 2004)

3.2.8.1 Sidobelastade grävpålar i friktionsjord

Broms (1964) presenterade en förenklad modell för bestämning av pålars sidomotstånd i friktionsjord. Enligt denna modell ökar jordens sidomotstånd linjärt med ökande överlagringstryck σ'_v , se ekvation 3.29 och figur 3.11. Broms modell är vida använd internationellt och används i Pålkommisionens Grävpålanvisningar.

$$q_{tr} = 3K_p \sigma'_v = 3K_p \cdot \gamma' \cdot z \quad (\text{kPa}) \quad (3.29)$$

$$K_p \quad \text{jordtryckskoefficient} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (3.30)$$



Figur 3.11 Jordens maximala sidomotstånd i friktionsjord enligt Broms (1964)

Enligt Fleming (2009) visar resultat från fältmätningar att horisontella bärförmågan beräknad med Broms metod underskattas med ca 30 %. Barton (1982) har genom provbelastningar på pålar erhållit ett uttryck som ger högre värden på q_{tr} för $\varphi' > 30^\circ$ jämfört med Broms metod se ekvation 3.31.

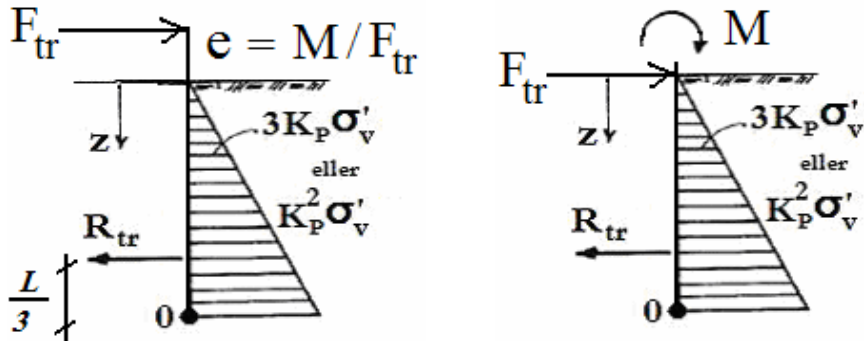
$$q_{tr} = K_p^2 \sigma'_v = K_p^2 \cdot \gamma' \cdot z \quad (\text{kPa}) \quad (3.31)$$

Var i grävpålen rotationen sker beror på grävpålens inspänning i överbyggnaden. Icke rotationsförhindrade grävpålars transversella bärförmåga i friktionsjord, beräknas genom att kontrollera den horisontella kraftjämvikten samt momentjämvikten runt grävpålens spets. En grävpåle har tillräcklig transversell bärförmåga om böjmomentet som lasten F_{tr} ger upphov till, är mindre eller lika med böjmomentet som grävpålens transversella bärförmåga R_{tr} ger upphov till enligt ekvation 3.32-3.34 och figur 3.12a. Rotationsförhindrade grävpålar har tillräcklig transversell bärförmåga om villkoret i ekvation 3.33 är uppfyllt (Hansbo 1981).

$$R_{tr} = q_{tr} \cdot 0.5L \cdot D \quad (\text{kN}) \quad (q_{tr} \text{ enligt ekvation 3.29 eller 3.31}) \quad (3.32)$$

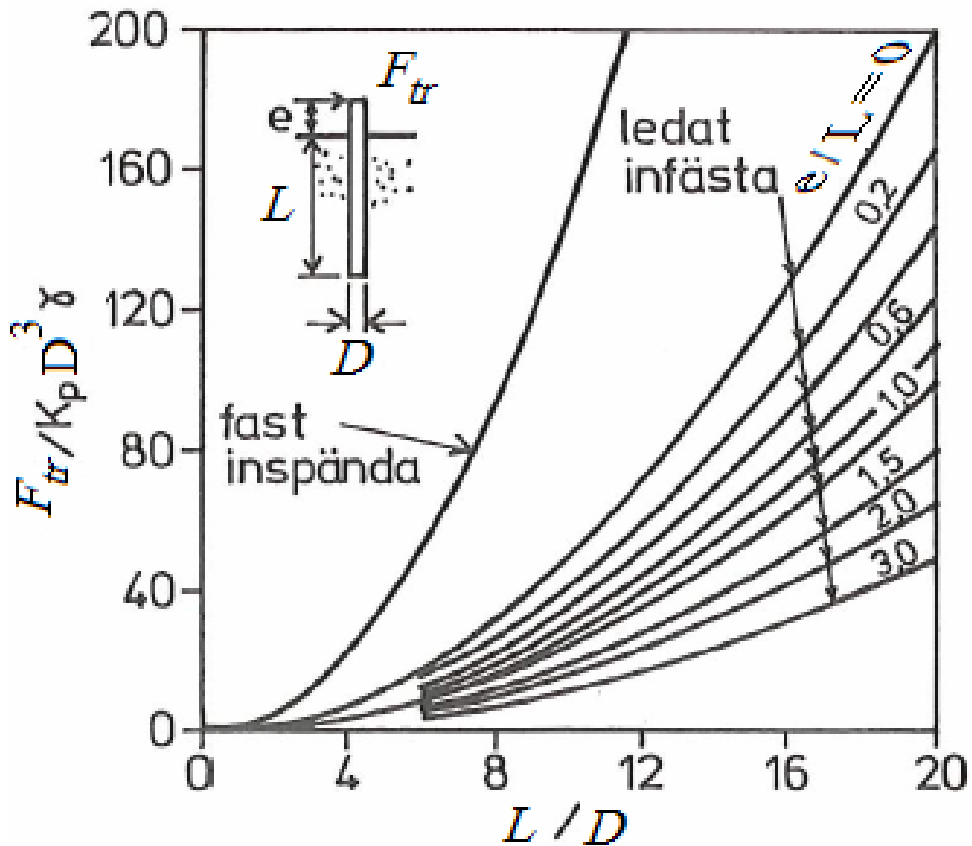
$$F_{trd} \leq R_{trd} \quad (\text{kN}) \quad (3.33)$$

$$F_{trd} \cdot (L + e) \leq R_{trd} \cdot (L/3) \quad (\text{kNm}) \quad (3.34)$$



Figur 3.12 Modell för bestämning av sidomotstånd för pålar i friktionsjord a) vid kombinerad rotation och translation b) endast translation (Hansbo 1981)

Utifrån Broms (1964) jordmodell som presenteras ovan kan figur 3.13 användas för bestämning av grävplårens transversella bärförmåga i friktionsjord.



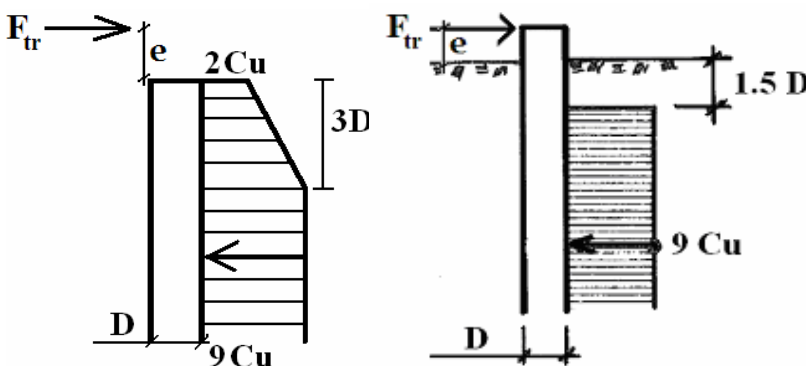
Figur 3.13 Dimensioneringsdiagram för sidobelastade korta pålar i friktionsjord enligt Broms (1964) (Hansbo 1981).

3.2.8.2 Sidobelastade grävpålar i kohesionsjord och moränlera

Sidomotstånd i kohesionsjordar bestäms ofta enligt två jordmodeller. I den ena modellen ökar den transversella bärförmågan q_{tr} linjärt från $2c_u$ vid markytan upp till $9c_u$ vid djupet $z = 3D$ se figur 3.14 a och ekvation 3.35 (Craig 2004). I den andra modellen har Broms (1964) satt $q_{tr} = 0$ $1.5D$ från jordytan för att kompensera för eventuella gap som kan uppkomma mellan jorden och pålen se figur 3.14 b och ekvation 3.36. Broms modell används även i Pålkommissionens Grävpålanvisningar.

$$q_{tr} = \left(\frac{7}{3D} z + 2 \right) c_u \leq 9c_u \quad (\text{kPa}) \quad (3.35)$$

$$q_{tr} = 9c_u \quad (q_{tr} = 0 \text{ } 1.5D \text{ från markytan}) \quad (\text{kPa}) \quad (3.36)$$



Figur 3.14 Modeller för sidomotstånd a) allmän b) enligt Broms (1964)

Precis som i fallet med grävpålar i friktionsjord räknar man med rotation runt grävpålens spets vid praktisk dimensionering (Mårtensson 2009), trots att antagandet inte uppfyller det statiska kraftjämvikten i sidled enligt figur 3.15a. Att anta rotation runt grävpålens botten ger högre transversell bärförmåga jämfört med modellen i figur 3.15 a som är mer anpassad för slanka pålar. Transversell bärförmåga för rotationsförhindrade i konstruktionen inspända grävpålar bestäms enligt ekvation 3.38. Sidobelastade grävpålar i moränlera dimensioneras lämpligast på samma sätt som grävpålar i lera med den odränerade skjuvhållfastheten c_u som huvud parameter och med antaget rotationscentrum i nivå med grävpålens spets.

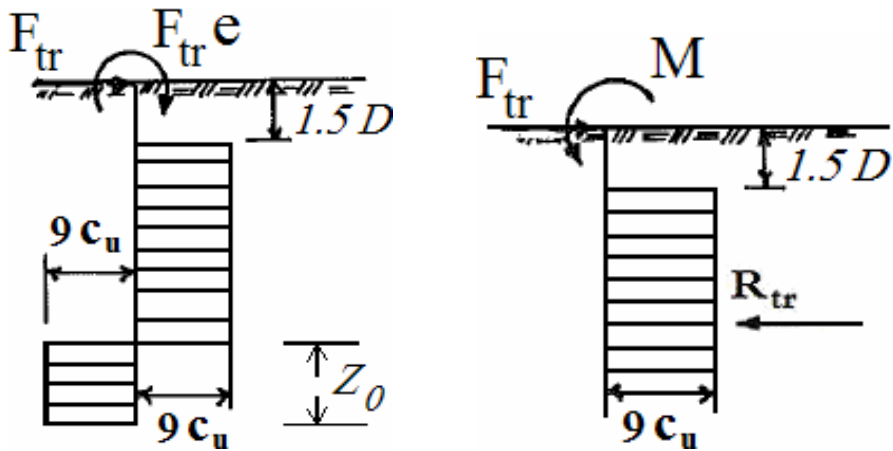
Bestämning av transversell bärförmåga enligt Broms (1964) kan göras med hjälp av ekvation 3.37–3.40 för antaget rotationscentrum i nivå med grävpålens spets samt med hjälp av figur 3.16 för sidomotstånd med kraftfördelning enligt figur 3.15 a.

$$R_{tr} = q_{tr} (L - 1.5D) \cdot D \quad (\text{kN}) \quad (3.37)$$

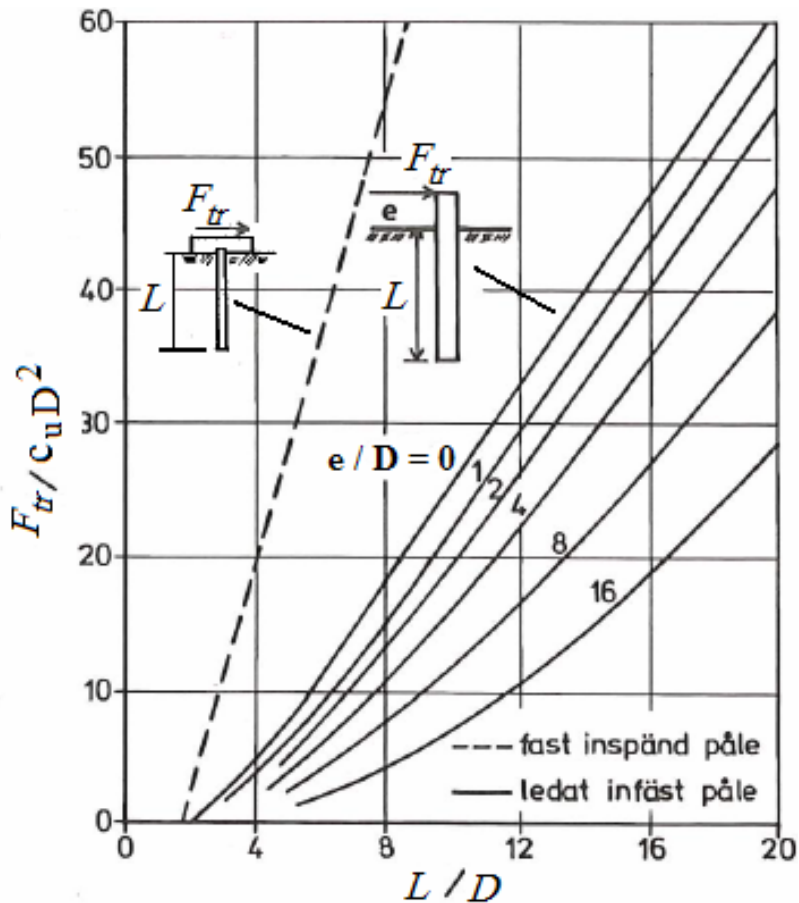
$$F_{trd} \leq R_{trd} \quad (3.38)$$

$$h_{tr} = (L - 1.5D) \cdot 0.5 \quad (\text{m}) \quad (\text{Hävarm, rotationscentrum i nivå med spetsen}) \quad (3.39)$$

$$F_{tr} \cdot (L + e) \leq R_{tr} \cdot h_{tr} \quad (\text{kNm}) \quad (3.40)$$



Figur 3.15 Modell för bestämning av sidomotstånd för pålar i kohesionsjord a) vid kombinerad rotation och translation b) endast translation (Hansbo 1981)



Figur 3.16 Dimensioneringsdiagram för sidobelastade korta pålar i kohesionsjord enligt Broms (1964) (Hansbo 1981).

3.3 Grävpålars sättningar

Grävpålars sättningar kan beräknas på samma sätt som för grundsulor, plattor och andra ytligt grundlagda fundament t.ex. med traditionella 2:1 metoden (Liu & Evett 2005). För beräkning av förskjutningar i sidled hänvisas till Fleming (2009).

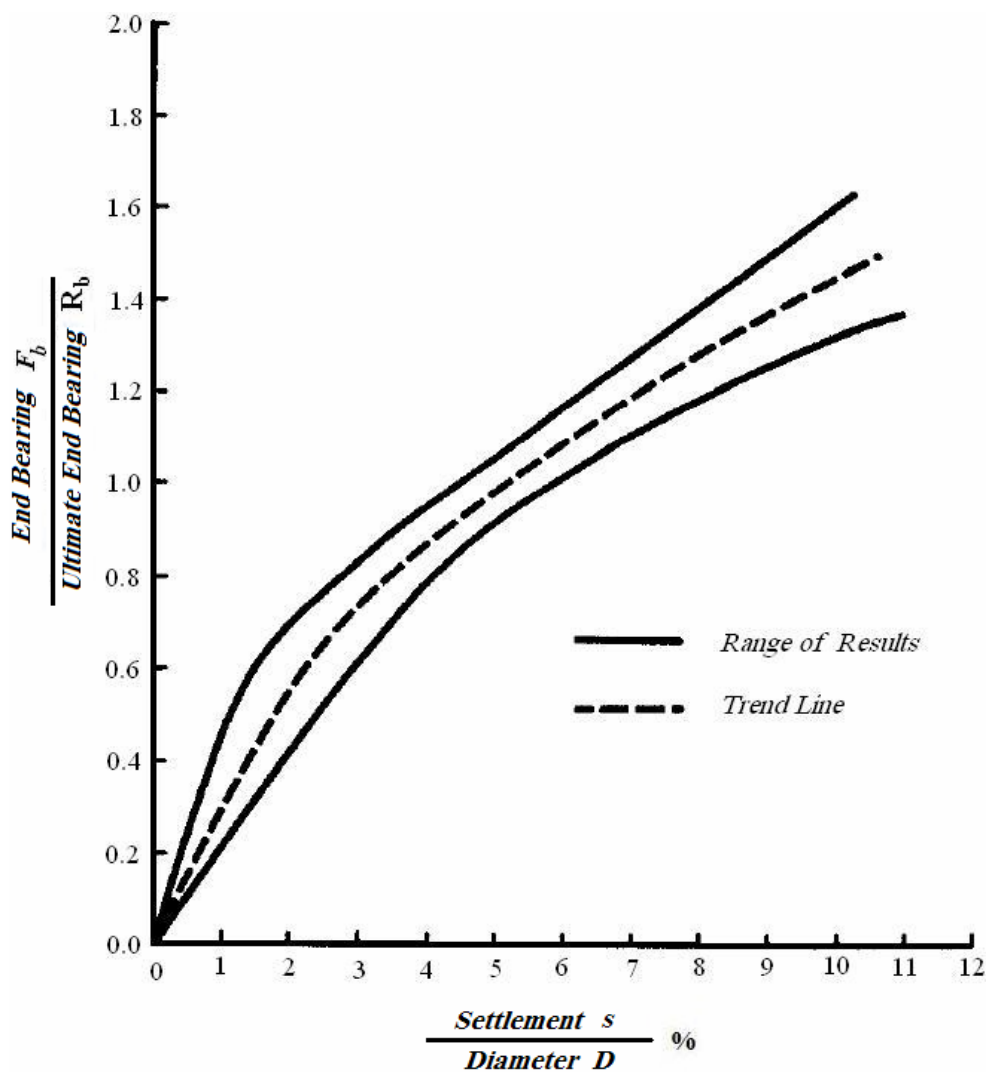
Det är tillåtet att bestämma sättningar genom att endast beakta elastiska - och konsolideringsdeformationer eller korttidsdeformationer, om högst $2/3$ av dimensionerande bärförmågan i brottgränstillståndet utnyttjas. I annat fall måste även krypdeformationer eller långtidsdeformationer beaktas (Bergdahl et al. 1993). Denna regel som gäller för grundsulor och plattor i allmänhet kan även tillämpas för grävpålar genom att använda samma kriterium för den del av dimensionerande lasten som tas upp av spetsen F_{bd} . Detta innebär att krypdeformationer inte behöver beaktas

om kriteriet $\frac{F_{bd}}{R_{bd}} \leq \frac{2}{3}$ i brottgränstillståndet är uppfyllt.

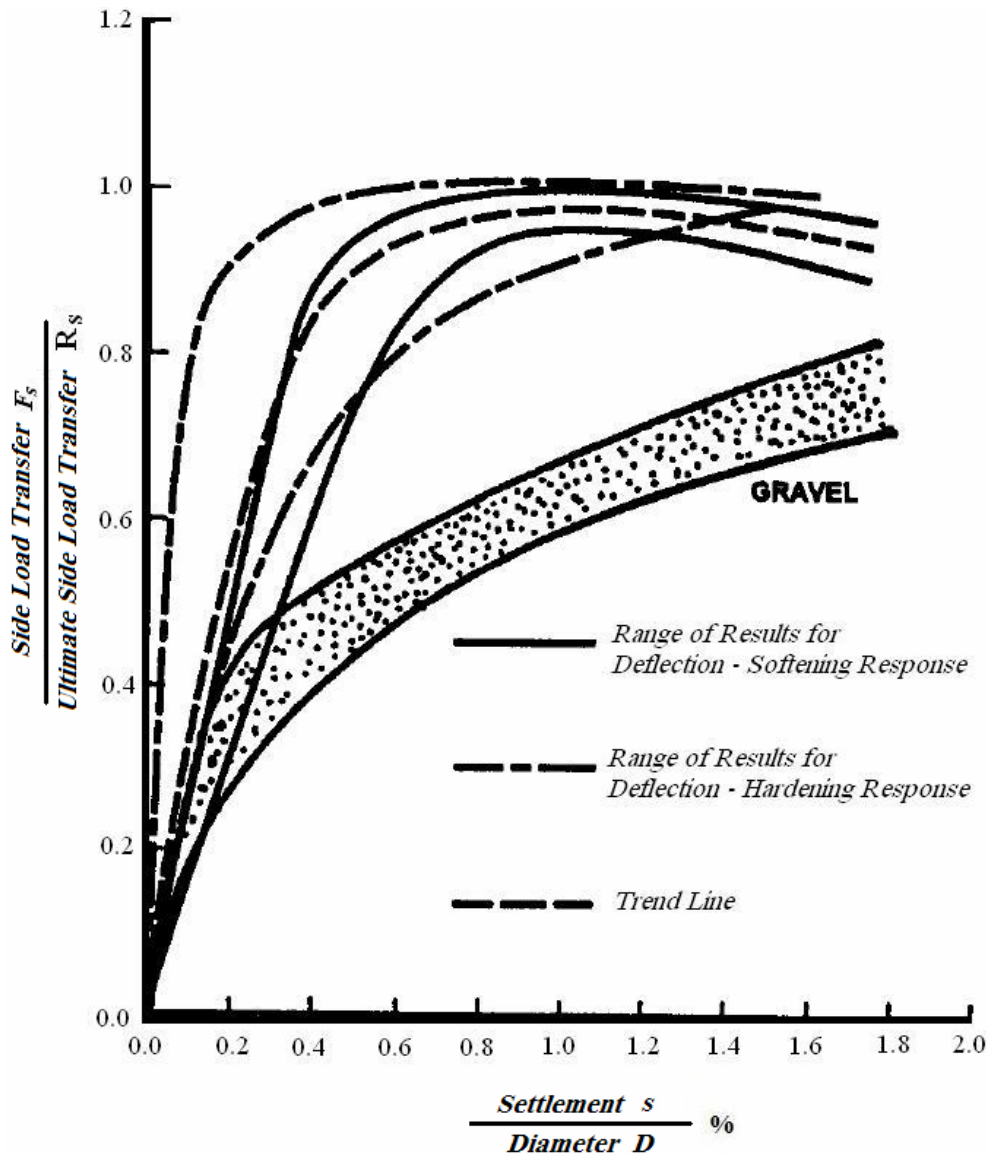
3.3.1 Sättningar i friktionsjord

O'Neill & Reese (1999) har tagit fram normaliserade last – förskjutningskurvor som visar sambandet mellan lasten och grävpålens förskjutning i jorden. Användningen av dessa kurvor ger korttidsdeformationer vilket är fullt tillräckligt om högst $2/3$ av spetsbärförmågan i brottgränstillståndet utnyttjas.

När R_b och R_s har bestämts enligt O'Neill & Reese (1999) kan tillåten last med avseende på sättning tas fram med hjälp av sambanden i figur 3.17 och 3.18. Det är upp till konstruktören att bedöma om det är trendlinjen, gränslinjer eller en kombination av båda som skall användas vid sättningsberäkningen.



Figur 3.17 Normaliserad last – förskjutningskurva för spetsen i friktionsjord (O'Neill & Reese 1999)



Figur 3.18 Normaliserad last – förskjutningskurva för manteln i friktionsjord (O'Neill & Reese 1999)

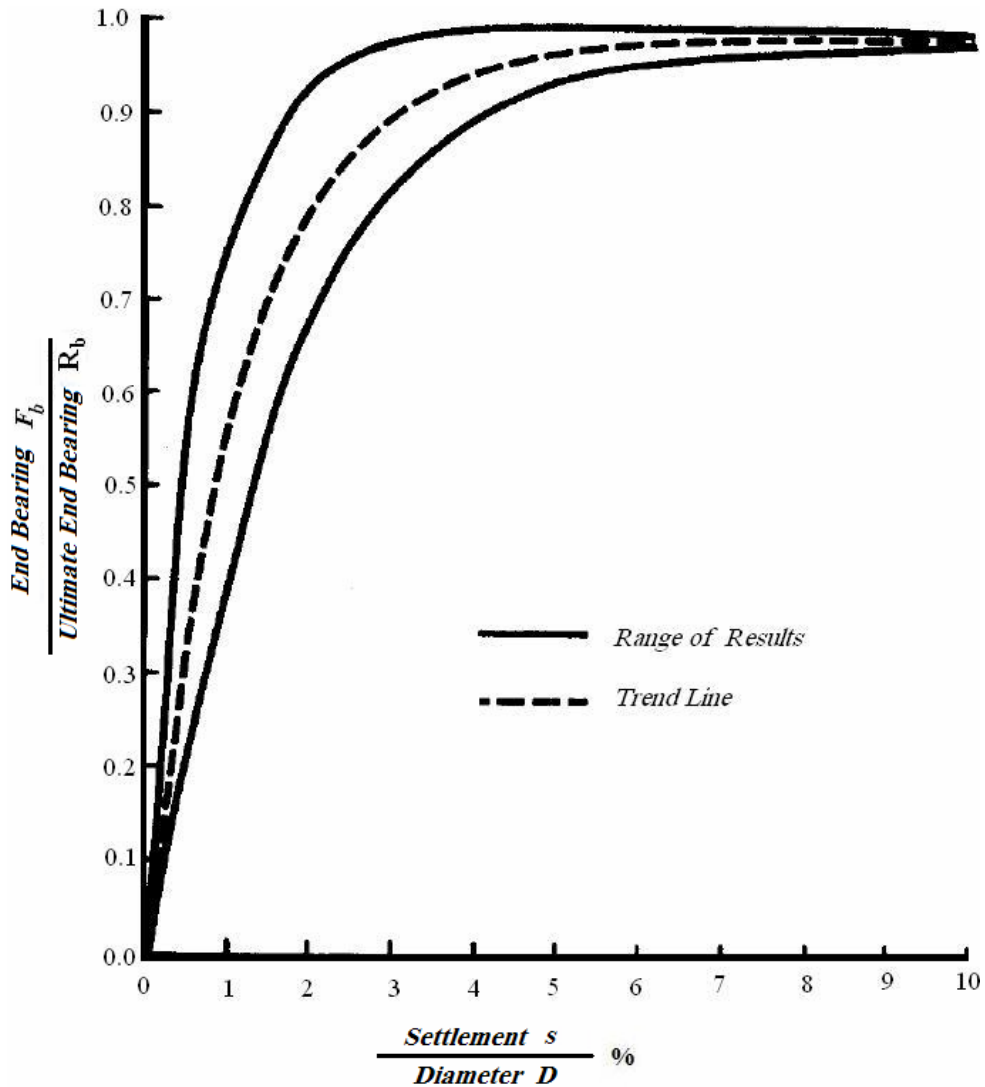
3.3.2 Sättningar i kohesionsjord

På motsvarande sätt som för friktionsjordar har O'Neill & Reese (1999) tagit fram normaliserade last - förskjutningskurvor för bestämning av tillåten last med avseende på sättning i kohesionsjordar (figur 3.19 - 3.20). Sambanden ger korttids deformationer vilket är tillfredställande förutom för normal och lätt överkonsoliderad

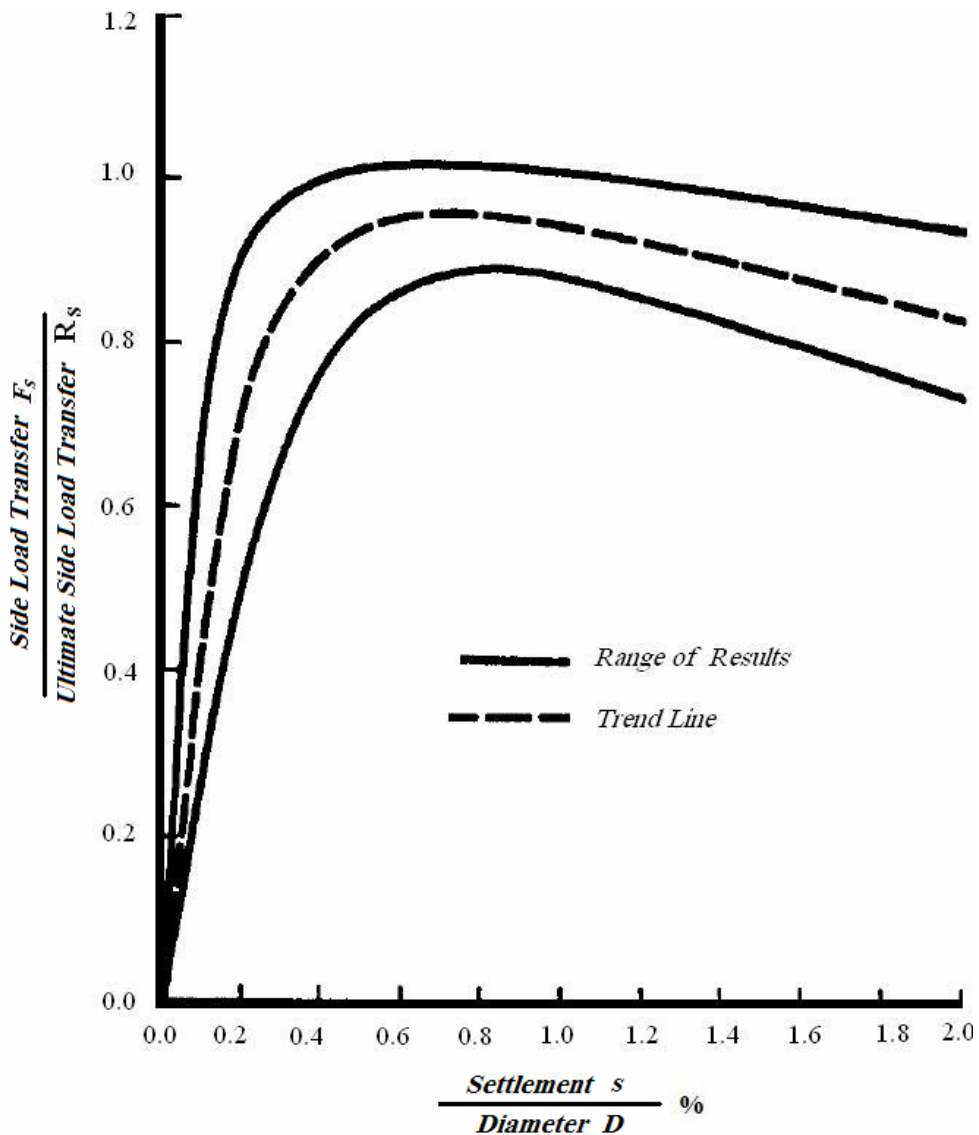
lera. Sättningsberäkning enbart med dessa kurvor är dock tillräcklig om kriteriet

$$\frac{F_{bd}}{R_{bd}} \leq \frac{2}{3} \text{ i brottgränstillståndet är uppfyllt.}$$

Spetsbärförmågan R_b och mantelbärförmågan R_s bestäms enligt O'Neill & Reese (1999). Det är upp till konstruktören att bedöma om det är trendlinjen, gränslinjer eller en kombination av båda som skall användas vid sättningsberäkningen.



Figur 3.19 Normaliserad last – förskjutningskurva för spetsen i kohesionsjord (O'Neill & Reese 1999)



Figur 3.20 Normaliserad last – förskjutningskurva för manteln i kohesionsjord (O'Neill & Reese 1999)

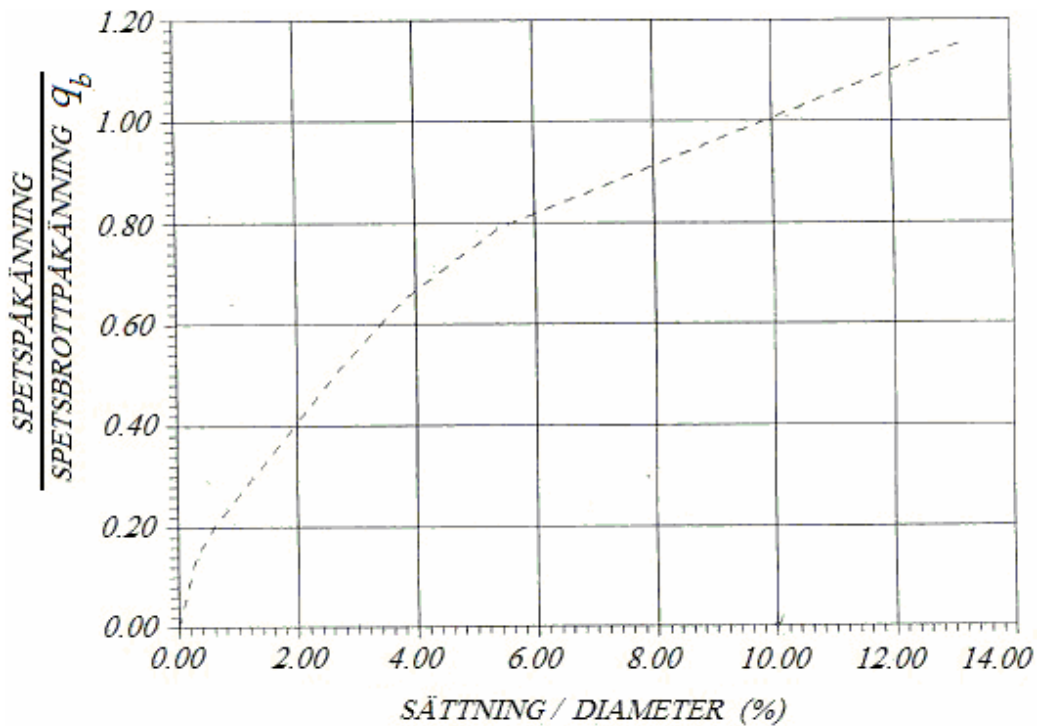
3.3.3 Sättningar i moränlera

Med hjälp av fullskalig provbelastning av en grävpåle har Ekdahl (1992) tagit fram normaliserade last- förskjutningssamband för bestämning av grävpålars sättningar i moränlera (figur 3.2 - 3.22). På samma sätt som för kohesions- och friktionsjordar är det acceptabelt att beräkna sättningar, enbart med hjälp av dessa samband om högst $\frac{2}{3}$ av spetsbärförmågan i brottgränstillståndet utnyttjas. I annat fall ska hänsyn tas till krypdeformationer.

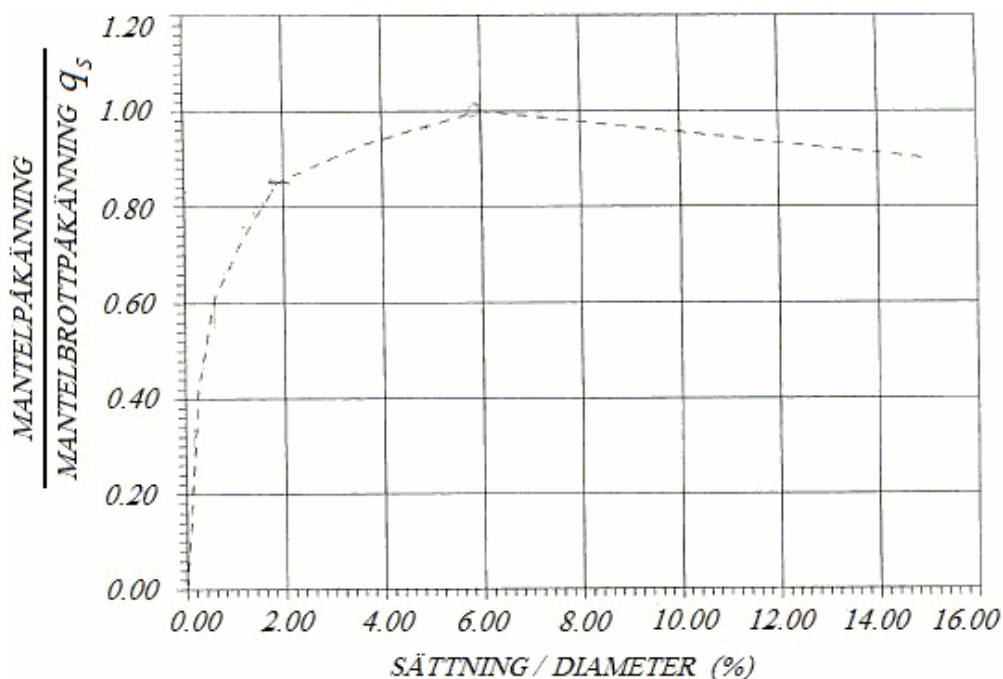
Spetsbärförmågan q_b beräknas med dimensioneringsfaktorn N_c enligt ekvation 3.25. Brott definieras som sättning av spetsen motsvarande 10% av grävpålens diameter.

Mantelfriktionen beräknas med den s.k. α -metoden (ekvation 3.16). I sambandet i figur 3.22, är mantelfriktionen beräknad med en vidhäftningsfaktor $\alpha = 0.4$ se avsnitt 3.2.6. En vidhäftningsfaktor enligt figur 3.8 kan lika väl utnyttjas vid beräkning av mantelfriktionen i samband med användningen av figur 3.22. Mantelfriktionen för den översta metern räknas bort för att ta hänsyn till eventuell vidhäftningsförlust mellan jorden och grävpålen. Brott i manteln definieras som en sättning av spetsen motsvarande 6% av grävpålens diameter.

När spets- och mantelbärförmågan är bestämda enligt ovan, kan sambanden i figur 3.21 och 3.22 användas för bestämning av grävpålars sättningar i moränlera.



Figur 3.21 Normaliserad last – förskjutningskurva för spetsen i moränlera (Ekdahl 1992)



Figur 3.22 Normaliserad last – förskjutningskurva för manteln i moränlera (Ekdahl 1992)

3.4 Dimensionerande bärförmåga

Grävpålars dimensionerande bärförmåga tas fram genom att dividera den beräknade bärförmågan enligt avsnitt 3.2 med en säkerhetsfaktor SF . Den dimensionerande bärförmågan bestäms antingen genom att dividera tryckbärförmågan med en total säkerhetsfaktor som ligger mellan 2 och 3 eller genom att använda olika säkerhetsfaktorer för spets- respektive mantelbärförmågan. För manteln används vanligen $SF = 1.0$ och för spetsen används $SF = 3.0$. Att lägre säkerhetsfaktor används för mantelbärförmågan beror på att den mobiliseras redan vid små sättningar, till skillnad från spetsbärförmågan som kanske aldrig utnyttjas för fullt förrän sättningarna har blivit oacceptabelt stora.

Dimensionerande tryckbärförmågan är det minsta av:

$$R_{cd} = \frac{q_b A_b}{3} + \frac{q_s A_s}{1} \quad \text{och} \quad \frac{q_b A_b + q_s A_s}{SF} \quad (SF = 2 - 3) \quad (3.41)$$

Det är oftast sättningar som är dimensionerande, därför är det rekommenderat att SF bestäms utifrån kraven på sättningar. Allmänt klarar $SF = 3$ sättningskraven för de flesta typer av konstruktioner. Lägre värden på SF kan användas om kraven i bruksgränstillståndet är inte av stor betydelse. Provbekastningar på pålar visar att krypsättningar ökar kraftigt när lasten når 70 % av brottbärförmågan. I Sverige har Hansbo & Jenderby (1983) därför föreslagit att pålar dimensioneras för den last där krypdeformationer uppträder tydligt vilket ger $SF = 1.5$ (Craig 2004, Das 2007, Fleming 2009).

3.5 Dimensionering enligt Eurokod

Eurokod innehåller allmänna anvisningar och krav på hur en geokonstruktion skall utformas och dimensioneras. I Eurokod 7 *Dimensionering av geokonstruktioner* (SS-EN 1997-1) anges vilka partialkoefficienter och modellfaktorer som ska användas för bestämning pålars karakteristiska och dimensionerande bärförmåga. Samma dimensioneringsprinciper, tillvägagångssätt och modellfaktorer gäller för alla typer av pålar inklusive grävbjälkar. Partialkoefficienterna däremot skiljer sig beroende på typ av påle.

Enligt Eurokod 7 kan dimensionering av en geokonstruktions geotekniska (GEO) och konstruktiva (STR) bärförmåga i brottgränstillstånd göras genom att använda ett av tre dimensioneringssätt (Design Approach) DA1, DA2 och DA3. I Sverige har man valt att dimensionera geokonstruktioner enligt DA2 och DA3 se *tabell 3.16*. Dimensionering enligt DA2 innebär att säkerheten i form av partialkoefficienter och modellfaktorer läggs på den beräknade eller uppmätta bärförmågan medan i DA3 läggs säkerheten på materialparametrarna istället. Fyra uppsättningar (R1-R4) partialkoefficienter γ_R för bestämning av grävbjälkars dimensionerande bärförmåga finns angivna i Eurokod 7. I Sverige har uppsättning R2 valts för bestämning av geoteknisk bärförmåga, dock har de rekommenderade värdena på partialkoefficienter höjts med ca 20-30 % för att ta hänsyn till osäkerheter vid installation och för att behålla dagens svenska säkerhetsnivåer. Dessutom har en modellfaktor γ_{Rd} lagts till för att ta hänsyn till osäkerheter i beräkningsmodellen enligt rekommendationer i Eurokod 7. Beräkning med karakteristiska värden utan användning av partialkoefficienter tillämpas främst vid dimensionering med numeriska metoder.

Tabell 3.16 Dimensioneringssätt för olika geokonstruktioner (SS-EN 1997-1 Bilaga NA)

Dimensioneringssätt	Typ av geokonstruktion
DA2	Pålar, dimensionering av geoteknisk bärförmåga (GEO) genom beräkning eller provbelastning.
	Dimensionering av förankringar (GEO/STR).
DA3	Pålar, dimensionering av konstruktiv bärförmåga (STR).
	Plattor, stödkonstruktioner, slänter och bankar samt övriga geokonstruktioner. Dimensionering av geoteknisk- och konstruktiv bärförmåga (GEO/STR).

3.5.1 Dimensionering i brottgränstillstånd

Tre brottgränstillstånd skall beaktas vid dimensionering av grävbjälkar och pålar i allmänhet: geotekniskt gränstillstånd (GEO) som avser pålens geotekniska bärförmåga, strukturell gränstillstånd (STR) som avser pålens konstruktiva bärförmåga samt upptryckning (UPL) som avser upptryckning/uppdragning av jordblock innehållande pålar.

Laster i gränstillstånd GEO och STR delas in i geotekniska - och konstruktionslaster. Geotekniska laster är laster som överförs till geokonstruktionen från eller via jord,

berg och vatten. Konstruktionslaster däremot överförs direkt från konstruktionsdel till geokonstruktionen. Uppdelning i geotekniska laster och konstruktionslaster gäller endast dimensioneringssätt DA3. Detta innebär att geotekniska laster inte används vid dimensionering av pålars geotekniska bärförmåga vilket utförs enligt DA2 (IEG 2008).

Dimensionerande lasteffekt för konstruktionslast i gränstillstånd STR/GEO är det minst gynnsamma av ekv. 3.42 och 3.43 (ekv. 6.10 a och 6.10 b i SS-EN 1990):

<i>Permanent last</i>		<i>Variabel last</i>	
<i>Ogynnsam</i>	<i>Gynnsam</i>	<i>Huvudlast</i>	<i>Övriga laster</i>
$E_d = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.0 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (3.42)			
$E_d = \gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.0 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$ (3.43)			

För geotekniska laster gäller ekv. 3.44 (ekv. 6.10 i SS-EN 1990):

$$E_d = \gamma_d \cdot 1.1 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.0 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.4 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1.4 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.44)$$

γ_d partialkoefficient för säkerhetsklass

ψ_0 faktor för kombinationsvärde av variabel last enligt SS-EN 1990

Till geotekniska laster hör:

- egentyngd av jord.
- jordtryck inklusive vattentryck förorsakat av jordlast eller rörelse av konstruktionsdel.
- skjuvkrafter orsakade av jordrörelser.

Last av eventuell negativ mantelfriktion (pånghängslast) orsakade av sättningar relativt pålen, räknas som geoteknisk last i gränstillståndet STR och ska baseras på karakteristisk värde X_k för geotekniskparameter. I gränstillståndet GEO däremot, räknas pånghängslasten som en konstruktionslast och ska baseras på härlett värde \bar{X} för geotekniskparameter (IEG 2008).

3.5.1.1 Dimensionering i brottgränstillstånd (GEO)

Pålars geotekniska bärförmåga kan dimensioneras genom beräkning, baserad på resultat från geotekniska undersökningar eller genom provbelastning. Dimensionering genom beräkning får utföras enligt två tillvägagångssätt: Modellpåleanalogi som ska användas i första hand när det är möjligt samt Kompletterande tillvägagångssätt.

I Modellpåleanalogi används korrelationskoefficienter ξ som beror på antalet undersökningspunkter för att bestämma den karakteristiska bärförmågan. Enligt detta tillvägagångssätt är karakteristiska bärförmågan det minsta av R_{mean} som är medelvärdet av den beräknade bärförmågan för de olika undersökningspunkterna samt R_{min} som är det minsta värdet av den beräknade bärförmågan för de olika

undersökningspunkterna, efter det att R_{mean} och R_{min} har dividerats med respektive korrelationsfaktor enligt ekvation 3.45.

$$R_k = \text{Min} \left\{ \frac{R_{mean}}{\xi_3}; \frac{R_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (3.45)$$

ξ_3, ξ_4 korrelationskoefficienter enligt tabell 3.17.

Tabell 3.17 Korrelationskoefficienter ξ för bestämning av karakteristisk geoteknisk bärförmåga baserad på resultat från geotekniska undersökningar (SS-EN 1997-1)

Antal undersökningspunkter	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1.4	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.25
ξ_4	1.4	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

Korrelationskoefficienterna ξ_3 och ξ_4 får divideras med 1.1, om konstruktionen har tillräckligt styvhet och hållfasthet för att överföra laster från svaga till starka pålar. ξ får dock aldrig understiga 1.0 (SS-EN 1997-1).

Kompletterande tillvägagångssätt används vid bestämning av pålars geotekniska bärförmåga med karakteristisk värde som motsvarar medelvärdet baserad på erfarenhet eller direkt empiri. För att få tillräcklig totalsäkerhet, används en extra modellfaktor λ_{Rde} som motsvarar ξ för en undersökningspunkt (IEG 2008).

$$\text{Dimensionerande geoteknisk bärförmåga } R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}} \quad (3.46)$$

R_k karakteristisk geoteknisk bärförmåga, bestämd genom beräkning eller provbelastning.

μ reduktionsfaktor för dragbelastade pålar i friktionsjord där mantelbärförmågan baseras på uppmätt eller beräknad bärförmåga vid tryckbelastning. $\mu = 0.7 - 0.9$. Om ingen analys utförs ska μ sättas till 0.7.

γ_R partialkoefficient för bärförmåga enligt tabell 3.18.

γ_{Rd} modellfaktor som tar hänsyn till systematiska fel och osäkerhet i beräkningsmodellen enligt tabell 3.19

γ_{Rde} extra modellfaktor som tar hänsyn till osäkerhet vid tillämpning av Kompletterande tillvägagångssätt. $\gamma_{Rde} = 1.4$

$$\text{Spetsbärförmåga} \quad R_b = q_b \cdot A_b \quad (3.47)$$

$$\text{Mantelbärförmåga} \quad R_s = q_s \cdot A_s \quad (3.48)$$

$$\text{Tryckbärförmåga} \quad R_c = R_b + R_s \quad (3.49)$$

$$\text{Dragbärförmåga} \quad R_t = R_s = q_s \cdot A_s \quad (3.50)$$

$$\text{Transversell bärförmåga} \quad R_{tr} = q_{tr} \cdot L \cdot D \quad (3.51)$$

Tabell 3.18 Nationellt valda partialkoefficienter (γ_R) vid verifiering av grundläggning med grävpålar i geoteknisk (GEO) gränstillstånd (BFS 2011, VVFS 2009)

<u>Bärförmåga</u>	<u>Symbol</u>	<u>Koefficient</u> (Boverket)	<u>Koefficient</u> (Trafikverket)
Spets	γ_b	1.4	1.3
Mantel (tryck)	γ_s	1.4	1.3
Total (tryck)	γ_t	1.4	1.3
Mantel (drag)	γ_{st}	1.5	1.4

Tabell 3.19 Exempel på nationellt valda modellfaktorer (γ_{Rd}) för bestämning av pålars geotekniska bärförmåga enligt Eurokod 7 (SS-EN-1997-1 Bilaga NA)

Beräkningsmodell / provningsmetod		Modellfaktor γ_{Rd}
Friktionspålar	Bärförmåga baserad på CPT-sondering	1.4
	Resultat från övriga sonderingsmetoder t.ex. Hfa, SPT och Tr, med verifiering av jordart genom provtagning	1.5
	Geostatisk metod baserad på friktionsvinkel	1.6
Kohesionspålar	Odränerad analys (α – metod) i kohesionsjord	1.1
	Dränerad analys (β – metod) i kohesionsjord	1.2
Statisk provbelastning		1.0

Någon partialkoefficient γ_R för bestämning av pålars transversella bärförmåga anges inte Eurokod 7. Nationella bilagan ger inte heller några kommentarer till detta. I avsaknad av anvisningar är det rimligt att anta en partialkoefficient γ_{tr} för bestämning av sidobelastade grävpålars dimensionerande bärförmåga. Partialkoefficienten γ_{tr} och modellfaktorerna γ_{Rd} för sidobelastade grävpålar bör lämpligen ha samma värde som för axiellt belastade grävpålar enligt tabell 3.18 respektive tabell 3.19.

3.5.1.2 Dimensionering i brottgränstillstånd (STR)

Vid dimensionering av pålars strukturella bärförmåga, beräknas dimensionerande värdet för en geoteknisk parameter enligt ekvation 3.52 nedan:

$$X_d = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \underbrace{\eta \cdot \bar{X}}_{X_k} \quad (3.52)$$

Om ett högt värde är ogynnsamt, t.ex. vid påhängslast, gäller ekvation 3.53 istället:

$$X_d = \gamma_M \cdot \underbrace{\frac{1}{\eta} \cdot \bar{X}}_{X_k} \quad (3.53)$$

γ_M partialkoefficient för jordparameter enligt tabell 3.20

\bar{X} stickprovets medelvärde baserad på härledda värden

η omräkningsfaktor som beaktar osäkerheter relaterande till jordens egenskaper och aktuell geokonstruktion. Allmänt $\eta = 0.8 - 1$.

Omräkningsfaktorn η består av åtta delfaktorer $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \dots \eta_8$ som beaktar olika osäkerheter enligt följande:

- η_1 och η_2 beaktar variationen i jordegenskaperna samt inverkan av antalet oberoende undersökningspunkter. $\eta_1 \cdot \eta_2 = e^{\frac{-V_X}{\sqrt{n}}}$

V_X variationskoefficient för aktuell jordegenskap. $V_X = 15\%$ för odränerad skjuvhållfasthet c_u , 6% för friktionsvinkel $\tan \varphi'$ och 2% för tunghet γ

n antalet oberoende undersökningspunkter

- η_3 beaktar osäkerheter relaterad till bestämning av jordens egenskaper, $\eta_3 = 1.0$.
- η_4 beaktar geokonstruktionens närhet till undersökningspunkt. Om den geotekniska undersökningen är tillräcklig omfattande $\eta_4 = 1.0$ annars $\eta_4 < 1.0$.
- η_5 beaktar storleken på jordvolymen som påverkar geokonstruktionens beteende. Om utvärdering av egenskapen görs tätt längs pålen $\eta_5 = 1.0$ annars $\eta_5 < 1.0$.

Allmänt gäller att om den geotekniska undersökningen är tillräckligt omfattande och av god kvalitet kan $\eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \eta_5$ sättas till 1.0 .

- η_6 beaktar geokonstruktionens förmåga att överför laster från vecka till fasta delar i marken. Styv konstruktion/fundament, stor grupp $\eta_6 = 1.1$, liten grupp, någorlunda styv konstruktion/fundament $\eta_6 = 1.05$. Enskild påle $\eta_6 = 1.0$.

- η_7 beaktar typ av brott (sprött eller segt). Böjknäckning av pålar i jord betraktas ofta som segt brott, η_7 sätts till 1.0. Pålar som står delvis i vatten $\eta_7 < 1.0$.
- η_8 beaktar jordparameterns vikt i förhållande till andra parametrar. $\eta_8 = 1.0$ för betongpålar.

Ovannämnda värden på η_i gäller främst för böjknäckning i normalkonsoliderad lera. För pålar i friktionsjord och överkonsoliderad lera samt för sidobelastade pålar kan andra värden vara mer relevanta (IEG 2008).

Tabell 3.20 Nationellt valda partialkoefficienter för jordparametrar (γ_M) vid verifiering av pålars strukturella (STR) gränstillstånd (SS-EN 1997-1, BFS 2009).

	Friktionsvinkel	Effektiv kohesion	Odränerad skjuvhållfasthet	Tunghet
	φ'	c'	c_u	γ
<i>Symbol</i>	$\gamma_{\varphi'}$	$\gamma_{c'}$	γ_{cu}	γ_{γ}
<i>Koefficient (STR)</i>	1.3	1.3	1.5	1.0

3.5.1.3 Dimensionering i brottgränstillstånd (UPL)

Dragbelastade pålar ska verifieras av risk för upptryckning/uppdragning av ett jordblock innehållande pålar i gränstillståndet (UPL). Partialkoefficienter för dragbärförmåga γ_{st} och jordparametrar γ_M för beräkning av dimensionerande bärförmåga bestäms enligt tabell 3.18 respektive tabell 3.20.

Dimensionerande lasteffekt i gränstillstånd (UPL) beräknas enligt ekvation 3.54.

<i>Permanent last</i>		<i>Variabel last</i>	
<i>Ogynnsam</i>	<i>Gynnsam</i>	<i>Huvudlast</i>	<i>Övriga laster</i>
$E_d = \gamma_d \cdot 1.2 \cdot G_k + 0.9 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_{k,1} + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.54)$			

3.5.2 Dimensionering i bruksgränstillstånd (STR/GEO)

Vid dimensionering i bruksgränstillståndet sätts partialkoefficienten γ_M för jordparameter till 1.0.

Dimensionerande lasteffekt i bruksgränstillstånd beräknas enligt ekvation 3.55.

<i>Permanent last</i>		<i>Variabel last</i>	
<i>Ogynnsam</i>	<i>Gynnsam</i>	<i>Huvudlast</i>	<i>Övriga laster</i>
$E_d = G_k + G_k + \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.55)$			

4. Utvärdering av dimensioneringsmetoder

För att studera grävpålar beteende har en stor mängd provbelastningar utförts, speciellt utomlands. Ett antal provbelastningsresultat har samlats under detta arbete och kommer att användas för att utvärdera olika dimensioneringsmetoder. Dessutom kommer ett antal dimensioneringsmetoder att jämföras med resultat från finita elementanalys för att verifiera vilken eller vilka dimensioneringsmetoder som är lämpliga att använda *se kapitel 5*.

4.1 Grävpålar i kohesionsjord

Dimensionering av grävpålar i lera är ganska enkel eftersom den bygger på den odränerade skjuvhållfastheten c_u som enkelt kan tas fram genom olika sonderingsmetoder. Värdet på dimensioneringsparametern N_c är ganska enhetlig och ligger runt 9. Adhensionsfaktorn α däremot är mer diskuterad och varierar med lerans hållfasthet. Bestämningen av α kommer därför att undersökas vidare.

I den italienska staden Matera har provbelastning på tre grävpålar med diametern D 0.6 m och längden L 9, 10 samt 11m utförts. Grävpålarerna är grundlagda i lera igenom hela sin längd. Den undersökta lerans tunghet $\gamma_s = 19.5 \text{ kN/m}^3$, dess odränerade skjuvhållfasthet $c_u = 175 \text{ kPa}$ längs grävpålen och 190 kPa under grävpålens spets (Cherubini et al. 2005).

4.1.1 Resultat och diskussion

Resultaten av provbelastningen visar att bestämning av grävpålar spetsbärförmåga med $N_c = 9$ och mantelbärförmågan beräknad enligt totalspänningsanalys (α -metoden) ger resultat som överensstämmer ganska väl med fullskaliga fältmätningar *se tabell 4.1*.

Mantelbärförmåga beräknad enligt O'Neill & Reese (1999), Coduto (1994) samt Kullhawy & Phoon (1993) gav de bästa resultaten jämfört med de övriga metoderna som överskattade bärförmågan, bortsett från resultaten för den längsta grävpålen som har lägre bärförmåga än förväntad, vilket kan bero på konstruktionsfel eller lokala svagheter i jorden. I de ovannämnda metoderna är adhesionsfaktorn α en funktion av den odränerade skjuvhållfastheten c_u och är därför enklare att beräkna jämfört med de övriga metoderna som bygger på det effektiva överlagringstrycket.

Tabell 4.1 Beräknad och uppmätt bärförmåga

Bärförmåga (kN)		α	Spets	Mantel ²	Total	Uppmätt
<i>O'Neill & Reese 1999</i>	9 m	0.525	484	1195	1679	1600
	10 m	0.525	484	1368	1852	1970
	11 m	0.525	484	1541	2025	1655
<i>Coduto 1994</i>	9 m	0.428	484	1271	1755	1600
	10 m	0.428	484	1412	1896	1970
	11 m	0.428	484	1553	2073	1655
<i>Salden 1992</i>	9 m	0.501	484	1487	1971	1600
	10 m	0.525	484	1732	2216	1970
	11 m	0.548	484	1988	2472	1655
<i>Kolk & VanderVelde 1996</i>	9 m	0.550	484	1633	2117	1600
	10 m	0.568	484	1874	2358	1970
	11 m	0.585	484	2123	2607	1655
<i>Kullhawy & Phoon 1993</i>	9 m	0.378	484	1122	1606	1600
	10 m	0.378	484	1247	1731	1970
	11 m	0.378	484	1372	1856	1655

4.2 Grävpålar i moränlera

Den enda, av författaren, kända provbelastningen på grävpålar grundlagda i moränlera i Sverige utfördes 1992 i Lund med avsikten att bestämma generella lastförskjutningssamband. Grävpålen som provbelastades installerades med den torra metoden (utan borrhvatska) på liknande sätt som grävpålar installeras i produktionen. Grävpålens längd L var 3.5 m med en diameter D på 0.41 m. Grävpålen göts med trögflytande K25 (C20/25) betong med stenmax 32 mm (Ekdahl 1992).

Inför provbelastningen har grundundersökningar gjorts med bl.a. CPT- och vingsondering. Jorden inom det undersökta området består huvudsakligen av sandig, siltig lermorän med inslag av kalk. Den odränerade skjuvhållfastheten beräknades enligt ekvation 3.26-3.28. Följande resultat har erhållits:

- Medelvärdet av vinghållfastheten τ_v för den mellersta delen av grävpålen är 400 kPa, vilket ger odränerade skjuvhållfastheten $c_u = 360$ kPa.

² Vid beräkning av mantelbärförmågan enligt O'Neill & Reese 1999 har en del av mantelfriktionen räknats bort enligt ekvation 3.17.

- Medelvärdet av vinghållfastheten τ_v för den nedersta delen av grävpålen är 250 kPa , vilket ger odränerade skjuvhållfastheten $c_u = 225$ kPa .
- Medelvärdet av vinghållfastheten τ_v 2 diameter D under spetsen är 220 kPa , vilket ger odränerade skjuvhållfastheten $c_u = 198$ kPa .

4.2.1 Resultat och diskussion

Spetsbärförmågan beräknas genom att använda N_c enligt ekvation 3.25. Brott definieras som sättning motsvarande 10 % av grävpådens diameter, om inte jorden visar ett tydligt brottbeteende.

Insättning av $D = 0.41$, $L = 3.5$ och $c_u = 198$ kPa i ekvation 3.13 och 3.25 ger $q_b = 9 \cdot 198 = 1782$ kPa och $R_b = 1782 \cdot (0.41^2 \pi \cdot 0.25) = 235$ kN

Spetslasten $F_b = 235$ kN gav vid provbelastningen sättningen 42 mm, vilket motsvarar ca 10 % av grävpådens diameter. Resultaten visar att bestämning av dimensioneringsparametern N_c enligt ekvation 3.25 med den odränerade skjuvhållfastheten c_u framtagen enligt avsnitt 3.2.6 (ekvation 3.26-3.28), ger spetsbärförmåga som stämmer väl med resultat från fullskaliga provbelastningar.

Provbelastningsresultatet innebär att spetsbärförmågan kan beräknas med hjälp av resultat från CPT- och vingsondering enligt ekvation 4.1 och 4.2.

$$q_b = 0.81 \cdot q_c \quad (\text{För } L/D \geq 2.5) \quad (4.1)$$

q_c CPT-sondrings spetstryck

$$q_b = 8.1 \cdot \tau_v \quad (\text{För } L/D \geq 2.5) \quad (4.2)$$

τ_v jordens vinghållfasthet

Mantelbärförmågan beräknas med den s.k. α -metoden (ekvation 3.16). Brott i manteln definieras som sättning av grävpådens spets motsvarande 6% av grävpådens diameter. Mantelfriktionen för den översta metern räknas bort för att ta hänsyn till eventuell vidhäftningsförlust mellan jorden och grävpålen. Följande värden på den odränerade skjuvhållfastheten c_u och uppmätt bärförmåga har erhållits längs grävpålen:

- Mellersta delen: $c_u = 360$ kPa och uppmätt mantelbärförmåga $q_s = 150$ kPa
Adhisionsfaktorn $\alpha = q_s / c_u = 0.42$
- Nedersta delen: $c_u = 225$ kPa och uppmätt mantelbärförmåga $q_s = 85$ kPa
Adhisionsfaktorn $\alpha = q_s / c_u = 0.38$

$$\text{Medelvärde av adhesionsfaktorn } \alpha = \frac{0.42 + 0.38}{2} = 0.4$$

Resultaten från provbelastningen visar att mantelbärförmågan i moränlera beräknad med α -metoden ger tillfredställande resultat. Medelvärde av uppmätta adhesionsfaktorn ($\alpha = 0.4$) stämmer väl överens med sambandet i figur 3.8 mellan c_u och α enligt Weltman & Healy (1987). Det är dock upp till konstruktören att bedöma om så högt värde som $\alpha = 0.9$ för mindre hållfast moränlera ska användas. Detta skulle kunna bekräftas med en provbelastning i moränlera med lägre hållfasthet.

Resultaten innebär att mantelbärförmågan kan beräknas med hjälp av CPT-sondering enligt ekvation 4.3 och med hjälp av vingsondering enligt ekvation 4.4.

$$q_s = 0.09 \cdot \alpha \cdot q_c \quad (4.3)$$

$$q_s = 0.9 \cdot \alpha \cdot \tau_v \quad (4.4)$$

Denna provbelastning visar att bärförmågan för grävpålar i moränlera kan bestämmas enligt samma princip som för grävpålar i lera. Spetsbärförmågan beräknas lämpligast med faktorn N_c enligt ekvation 3.25. Beräkning av mantelbärförmågan enligt totalspänningsanalys med adhesionsfaktorn α enligt sambandet i figur 3.8, ger säkra resultat som stämmer väl med fältmätningar. Provb belastningsresultaten visar dessutom att jordens odränerade skjuvhållfasthet c_u enkelt kan tas fram genom vingsondering eller CPT-sondering enligt ekvation 3.26-3.28.

4.3 Grävpålar i friktionsjord

I Danmark, närmare bestämd i Esbjerg och Oksbol har dragprovb belastningar på 30 grävpålar grundlagda i sand utförts med avsikten att bestämma mantelbärförmågan. Längden L varierade mellan 2 och 6 meter med en meters intervall och diametern D var 140 respektive 250 mm. Grundundersökning med SPT-sondering visade att jorden i testfältet i Oksbol består av grovkornig lös till mycket lös sand $\phi' = 31^\circ - 35^\circ$ medan den i Esbjerg består av mer hårdpackad finkornig sand $\phi' = 40^\circ - 44^\circ$ (Krabbenhoft et al. 2008). Två dimensioneringsmetoder som presenteras i detta arbete har jämförts med provbelastningsresultaten, nämligen den amerikanska dimensioneringsmetoden (Reese & O'Neill 1999) samt den engelska dimensioneringsmetoden (Fleming 2009).

I Sharja, UAE, har tryckprovb belastning på 43 grävpålar i sand utförts. Grävpålarnas längd L varierade mellan 8 och 20 m och diametern D var mellan 500 och 1000 mm. Grundundersökning med bl.a. SPT-sondering visade att jorden i testfältet består av lös till mycket lös siltig sand i de översta 5 meterna. Följande 5 meter består av mellanfast till fast fin siltig sand. Ner till 15 meters djup ligger fast till mycket fast fin till mellangrov siltig sand och ner till 20 meters djup är det mycket fast fin till mellan grov siltig sand. Grundvattenytan ligger 2.5 meter under markytan. Friktionsvinkeln

nära spetsen låg mellan $33^\circ - 50^\circ$ med medelvärdet 41.5° (Al-Homoud et al. 2003). Några dimensioneringsmetoder som presenteras i detta arbete har jämförts med provbelastningsresultaten, nämligen Vesic (1975) och Janbus (1976) för beräkning av spetsbärförmågan samt β -metoden för bestämning av mantelbärförmågan.

4.3.1 Resultat och diskussion

4.3.1.1 Dragprobelastningen

- Dragbärförmågan beror till liten del på jordens hållfasthet och det verkar inte finnas skillnad mellan mantelbärförmågan i drag och tryck.
- Ju grövre jord desto större skjuvkraft som kan tas upp mellan grävpålen och jorden.
- Mantelbärförmågan minskar något med ökande diameter på grävpålen.
- Resultaten visar att det utvecklas en grov yta i gränssnittet mellan jorden och grävpålen vilket medför att δ kan sättas lika med sandens inre friktionsvinkel φ' .
- Testresultaten visar att värdet på K varierar från 0.1 till över 5. Flera undersökningar inklusive denna visar att K minskar med djupet.
- Metoden enligt O'Neill & Reese ger den högsta mantelbärförmågan följd av Flemings metod. Bärförmågan enligt O'Neill & Reese stämmer väl överens med provresultaten för korta grävpålar men överskattar det för långa grävpålar ($L > 4$ m). Flemings metod däremot underskattar mantelbärförmågan för korta grävpålar men ger bättre resultat för långa grävpålar. Metoden visar dessutom bättre överensstämmelse med provresultaten för kompakt sand än för lös sand.
- Horisontella trycket i gränssnittet mellan grävpålen och jorden är lika stort som det hydrostatiska trycket från betongen vid gjutningen. När betongen härdar minskar trycket på grund av betongens krympning. Betongens härdningsförhållanden när den gjuts i jorden med hög fuktighet och måttlig temperatur är givetvis idealiska och ska bevaras för att minska krympningen och därmed förhindra reduktion i grävpålens mantelfriktion.
- Flera studier tyder på att betongens egenskaper och hur den gjuts har stor effekt på jordkoefficienten K . Genom att öka betongens sättmått, gjuthastighet och fallhöjd samt genom att hålla det grävda/borrade hålet öppet under kortare tid, ökar värdet på K . Denna provbelastning bekräftar detta påstående.

4.3.1.2 Tryckprobelastningen

- Janbus metod med parametern $\psi = 75^\circ$ anses vara den mest noggranna teoretiska metoden eftersom spetsbärförmågan aldrig överskattats mer än 100% däremot tenderar metoden att underskatta spetsbärförmågan. Värdet på ψ bör naturligtvis anpassas till jorden där grundläggningen utförs. Vesics metod anses vara den näst

bästa teoretiska metoden. Spetsbärförmågan för ca 11% av grävpålarna överskattades mer än 100% med denna metod.

- Användning av effektivspänningsanalys (β -metoden) för bestämning av mantelbärförmågan anses vara mycket säkrare jämfört med empiriska metoder, men den ger fortfarande mycket varierande resultat. För $K = 0.5K_0$ och $\delta = 2/3\varphi'$ blev mantelbärförmågan överskattad för vissa grävpålar och underskattad för andra.

Beräkning av mantelbärförmågan enligt β -metoden kräver uppskattning av jordtryckskoefficienten K och friktionsvinkeln δ mellan jorden och grävpålen. $\delta = \varphi'$ ger tillfredställande resultat. Värdet på K däremot är den svåra termen att bestämma och det finns dessvärre ingen pålitlig teoretisk metod för bestämning av K . Grävpålars mantelbärförmåga i sand måste därför bestämmas med empiriska metoder (Krabbenhoft et al. 2008). Empiriska metoder bygger ofta på analyser av experimentell data och fältmätningar som gäller för vissa jordförhållanden i en viss plats. Dessa metoder gäller nödvändigtvis inte i andra platser, även om jordtypen är den samma. Således anses dessa metoder vara för osäkra om inte fältundersökningar och/eller provbelastningar visar att en eller flera av dessa metoder är tillämpbara för jordförhållanden som råder i Sverige.

Grävpålarna som användes i dragprobelastningen är slanka och har liten diameter som sällan tillverkas i praktiken, vilket kan vara en av anledningarna till att mantelbärförmåga enligt O'Neills & Reese (1999) överskattades för långa grävpålar. I praktiken och speciellt i fallet med korta grävpålar s.k. borrlintar, som oftast tillverkas med diametern 0,4 – 1,5 m och längden 1,5 – 4 m, bör denna metod vara väldigt användbar. Fördelen med denna metod är att bärförmåga kan beräknas utan att behöva bestämma parametrarna K och δ samtidigt som sättningar kan beräknas med hjälp av normaliserade last - förskjutningssamband *se avsnitt 3.3.1*. Det rekommenderas därför att bestämning av mantelbärförmågan i sand ska göras enligt de amerikanska anvisningarna (O'Neills & Reese 1999).

Janbus teoretiska metod är en enkel och säker dimensioneringsmetod som kan användas för bestämning av spetsbärförmågan i friktionsjord. Vid beräkning av pålars bärlighet i sand används $\psi = 90^\circ$ vid dimensionering i Sverige (Software Engineering 2009). För att kunna uppskatta sättningar kan spetsbärförmågan i friktionsjord räknas enligt O'Neill & Reese (1999). Problemet är att denna metod, liksom flertalet empiriska metoder som används internationellt, bygger på SPT-sonderingen som sällan används i Sverige. Problemet kan dock övervinnas genom att konvertera resultat från andra sonderingsmetoder till SPT-sondering t.ex. med hjälp av Pålkommisjons diagram (figur 3.1) eller med hjälp av tabell 3.7.

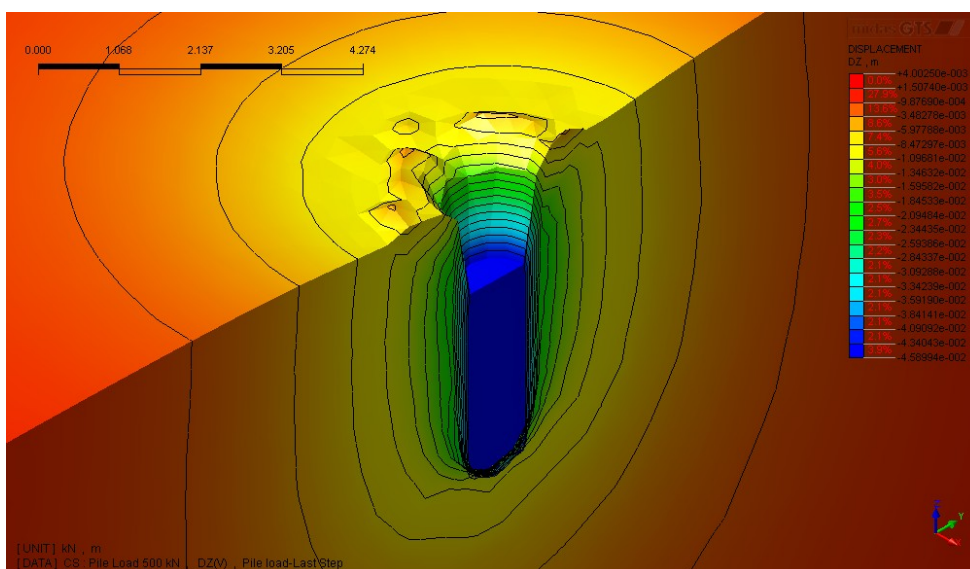
5. Finita elementanalys

För att undersöka möjligheten att bestämma grävpålars bärförmåga med hjälp av finita elementmetoden (FEM) och för att verifiera vilken eller vilka dimensioneringsmetoder som är lämpliga att använda, kommer en grävpåle i sand att analyseras enligt finita elementmetoden. FEM-analysen utförs med finita element programmet GTS (MIDAS 2010).

Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* (Pålkommisionen 1979) gäller för grävpålar med diameter mellan 0.5 och 2 meter och längd som är minst 3 gånger grävpålens diameter eller 3 meter. Grävpålen som analyseras kommer att ligga inom dessa intervall för att kunna jämföra resultaten med de svenska anvisningarna. Andra dimensioneringsanvisningar innehåller inga restriktioner gällande grävpålens mått.

5.1 Finita elementmodellen

Grävpålen modelleras som en del av jorden, men med annorlunda material - och deformationsegenskaper *se figur 5.1*. Denna modell förutsätter att brott sker i jorden precis utanför kontaktytan mellan jorden och pålen, alltså inte ett glidbrott i själva kontaktytan. Förutsättningen bygger på att kontaktytan mellan pålen och jorden är tillräckligt grov att friktionsvinkeln δ mellan jorden och pålen kan sättas lika med jordens inre friktionsvinkel ϕ' . Tack vare tillverkningsförfarandet som innebär borring eller grävning av jorden, uppfyller majoriteten grävpålar villkoret ovan. Grävpålar kan därför analyseras enligt denna modell (Fleming 2009).

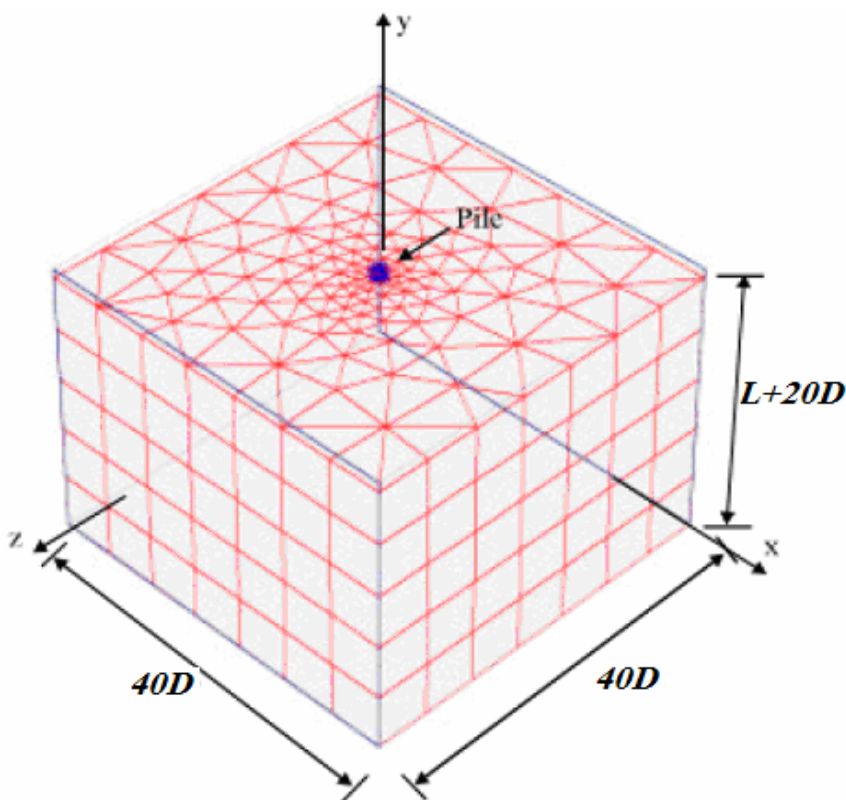


Figur 5.1 Finita elementmodell där grävpålen är modellerat som en del av jorden

Storleken på jordmassan runt grävpålen i finita elementmodellen beror på grävpårens längd och diameter. Jordmassans bredd bör minst vara $40D$ där D är grävpårens diameter. Det är nämligen så att effekten av jordmassans storlek på FEM-analysens resultat blir obefintlig när bredden på jordmassan överstiger $40D$. Höjden på jordmassan bör minst vara $L + 20D$ där L är grävpårens längd *se figur 5.2* (Chik et al. 2009).

För att minska beräkningstiden och på grund av datorns begränsade kapacitet kommer axialsymmetrin att utnyttjas. Eftersom axialsymmetri används blir jordmodellen cylindrisk istället med en diameter på $40D$ och höjden $L + 20D$. Meshen görs med kvadratiska element, vilket rekommenderas vid axialsymmetriska analyser enligt GTS användarmanual. Elementstorleken är 0.05 meter i själva grävpålen, 0.1 meter inom en meter runt grävpålen och 0.25 meter i resten av jordmodellen. Vid beräkning av brott i jorden används Mohr-Coulombs jordmodell medan brott i grävpårens konstruktion analyseras med en elastisk idealplastisk modell.

Grävpålen som analyseras är 1 m i diameter och 3 m lång. Den belastas med en maximal linje last på 1300 kN/m. Vid axialsymmetrisk analys integreras modellen runt axialsymmetrilinjen och grävpålen belastas därför med en maximal utbreddlast på 1300 kPa.



Figur 5.2 Jordmodellens storlek i förhållande till pålen (Chik et al. 2009)

5.2 Indata

Jordens egenskaper

Lös sand

Elasticitetsmodul $E = 5 \text{ MPa}$

Poissons tal $\nu = 0.3$

Friktionsvinkeln $\phi' = 30^\circ$

Tunghet $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$

Jordtryckscoefficient

$$K_0 = 1 - \sin \phi' = 0.5$$

Pålens egenskaper

Platsgjuten betongpåle

Elasticitetsmodul $E = 25 \text{ GPa}$

Poissons tal $\nu = 0.15$

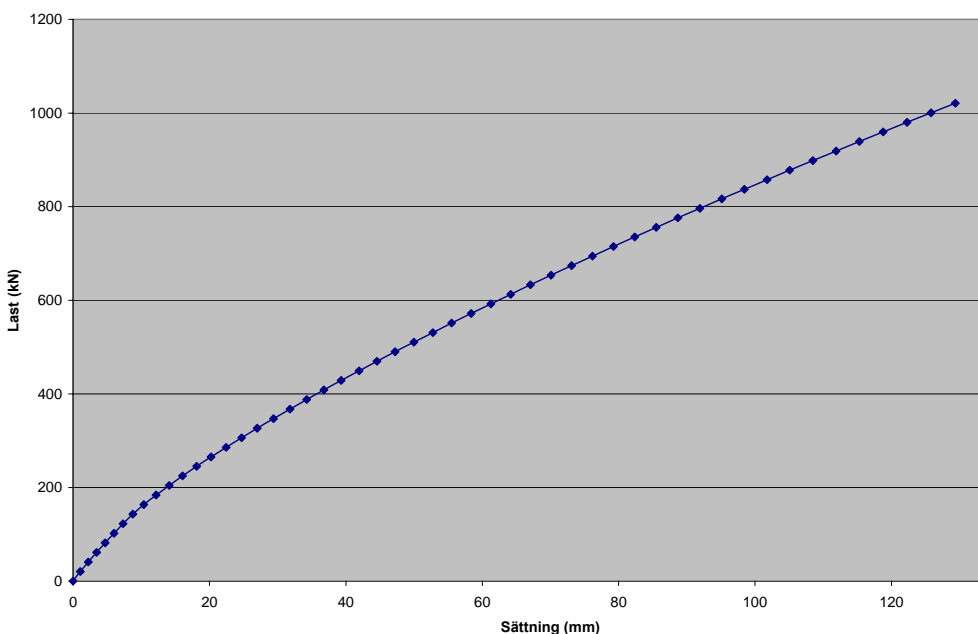
Tunghet $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

Jordtryckscoefficient $K_0 = 0.3125$

(K_0 är vald så att horisontella spänningen från jorden och pålen blir lika)

5.3 Resultat och diskussion

Resultatet av FEM-analysen visas i figur 5.3 i form av en last-förskjutningskurva. Kurvan uppvisar inget tydligt brottmönster utan sambandet mellan last och sättning är någorlunda linjärt. Att ingen tydlig brottbeteende uppträder är inget ovanligt. Även last-förskjutningssamband erhållna från provbelastningar kan uppvisa samma beteende. Detta är främsta anledningen till att brottlasten ofta definieras som den last som ger upphov till en sättning motsvarande 10% av grävpålens diameter.

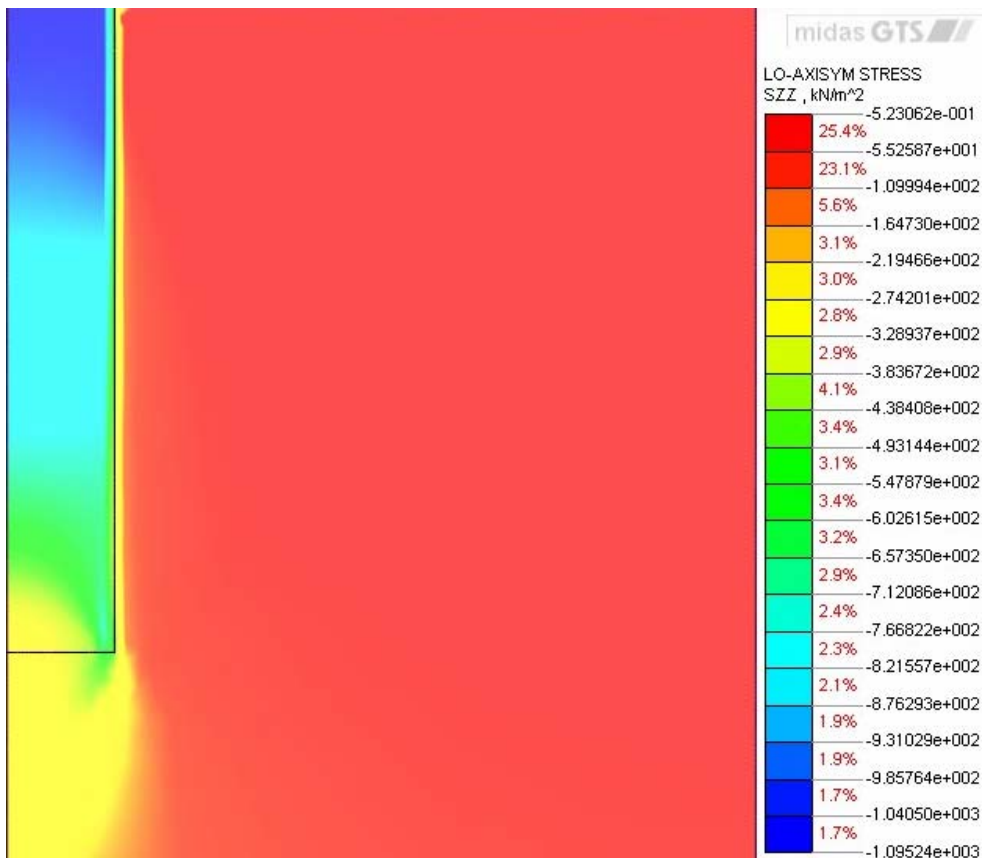


Figur 5.3 Beräknad last-förskjutningskurva

Lasten 850 kN som svarar mot en trycklast på 1080 kPa gav sättningen 100 mm vilket motsvara 10% av grävpålens diameter.

Spänningsfördelningen i jorden och grävpålen samt spänningsfördelningen längs manteln och under spetsen för brottlasten 850 kN visas i figur 5.4. Det är hur som helst svårt att avgöra hur stor del av lasten som har tagits upp via spetsstrycket respektive mantelfriktionen. Därför är det den totala tryckbärförmågan som kommer att analyseras och jämföras med resultaten från olika dimensioneringsmetoder.

Beräknad spets- och mantelbärförmåga för den aktuella grävpålen, enligt några utvalda dimensioneringsmetoder, visas i tabell 5.1 respektive tabell 5.2.



Figur 5.4 Spänningsfördelningen i jorden och grävpålen

Tabell 5.1 Spetsbärförmågan enligt några utvalda dimensioneringsmetoder

Pålkommisionen (1979)	Norske Peleveiledning (1991)	Vesic (1975)	Allmänna bärighets ekvationen	Janbu (1976) $\psi = 75^\circ$	Janbu (1976) $\psi = 90^\circ$
678 kPa	600 kPa	900 kPa	1910 kPa	612 kPa	828 kPa
532 kN	471 kN	706 kN	1500 kN	481 kN	650 kN

Tabell 5.2 Mantelbärförmågan enligt några utvalda dimensioneringsmetoder

Pålkommisionen (1979)	Norske Peleveiledning (1991)	Das (2007)	Fleming (2009)
1.3 kPa	5.4 kPa	6.5 kPa	9.1 kPa
12 kN	51 kN	61 kN	86 kN

Resultaten visar att mantelfriktionen enligt finita elementanalysen är högre än den beräknade mantelfriktionen för alla de olika jämförda dimensioneringsmetoderna jämför figur 5.4 och tabell 5.2. För att få resultat som stämmer bättre med verkligheten och för att få bättre uppskattning av mantelbärförmågan, kan en kontaktyta mellan pålen och jorden med reducerad hållfasthet, skapas i modellen. Reducerad kontaktyta skapas t.ex. genom att använda lägre värde på inre friktionsvinkeln φ' för kontaktytan än resten av jorden.

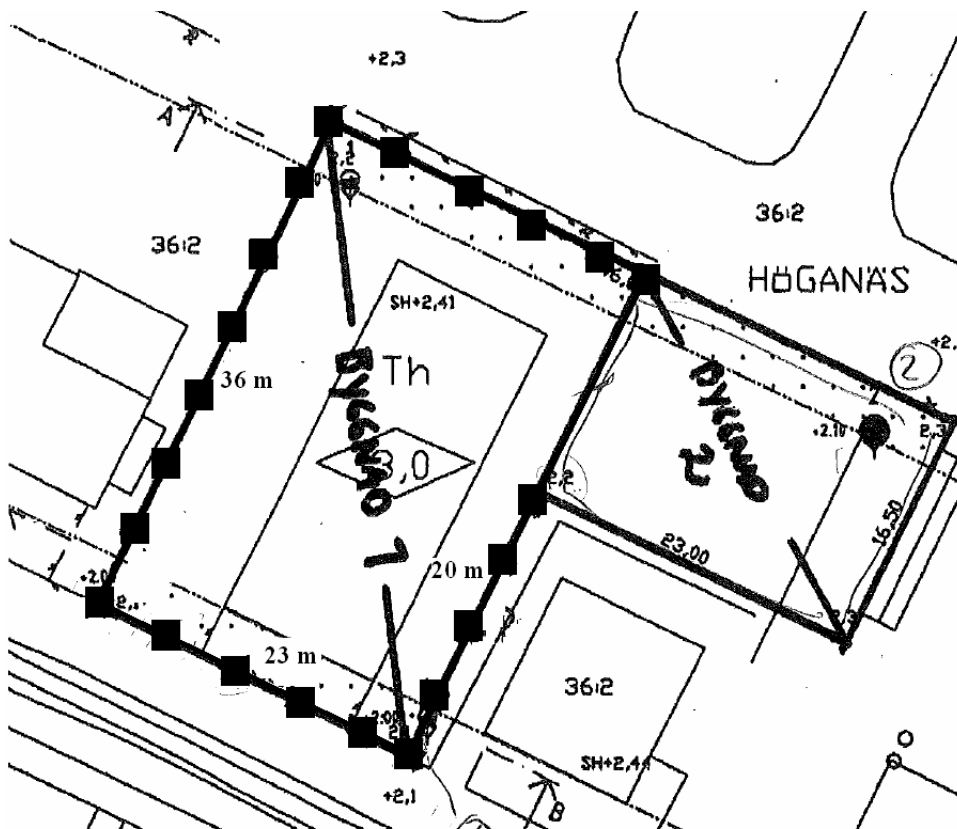
Resultaten i tabell 5.1 och 5.2 från de olika dimensioneringsmetoderna visar att totala bärförmågan enligt Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* och norske Peleveiledning (1991) underskattas medan Allmänna bärighetsekvationen överskattar bärförmågan. Spetsbärförmågan enligt Vesic (1975) och Janbu (1976) med parametern $\psi = 90^\circ$ i kombination med mantelbärförmåga enligt Fleming (2009) eller Das (2007), ger total bärförmåga som är nära bärförmågan erhållen från finita elementanalysen och är dessutom på säkra sidan.

6. Analys av verkliga fall

I det här kapitlet kommer grundläggning med grävpålar att dimensioneras för två hallbyggnader med pelarstomme. Kostnaden för grundläggning med grävpålar och grundsulor kommer att jämföras för respektive byggnad.

6.1 Fall 1. Hallbyggnad – Höganäs

Byggnadens bärandestomme består av pelare med c/c – avstånd 5 m. Marken ligger 2 m över havsytan och golvet kommer att gutas som en platta på mark ök +2.2 m.



Figur 6.1 Skiss över hallbyggnaden (Byggnad 1)

6.1.1 Laster och dimensioneringsförutsättningar

- Dimensionering enligt Eurokod med Modellpåleanalogi
- Säkerhetsklass 2
- Permanent last $G_k = 100 \text{ kN/pelare}$
- Variabel last $Q_k = 30 \text{ kN/pelare}$
- Inga horisontella krafter förekommer

6.1.2 Geotekniska och hydrologiska förhållanden

Fältundersökningar med CPT-sondering (CPT), hejarsondering (HfA) samt laboratorieundersökningar med ödometerförsök har utförts i fyra olika undersökningspunkter runt byggnaden. Fält- och laboratorieundersökningar som gjorts och som presenteras i en geoteknisk rapport RGeo utgör grunden för den geotekniska projekteringen. Jordlagerföljd och jordegenskaper redovisas i tabell 6.1.

Tabell 6.1 Jordlagerföljd och jordegenskaper

Djup	Jord	E_v/M_0	Punkt 1		Punkt 2		Punkt 3		Punkt 4	
meter		(MPa)	C_u/φ' (Pa)/(°)	Densitet (kg/m ³)	C_u/φ' (Pa)/(°)	Densitet (kg/m ³)	C_u/φ' (Pa)/(°)	Densitet (kg/m ³)	C_u/φ' (Pa)/(°)	Densitet (kg/m ³)
0-3.5	Sand	5.5	30°	1500	31°	1450	30°	1500	31°	1500
3.5-5.5	Gyttja	2.92	45000	1100	45000	1100	41000	1100	49000	1100
5.5-14	Sand	60	40°	1800	40°	1800	40°	1800	40°	1800

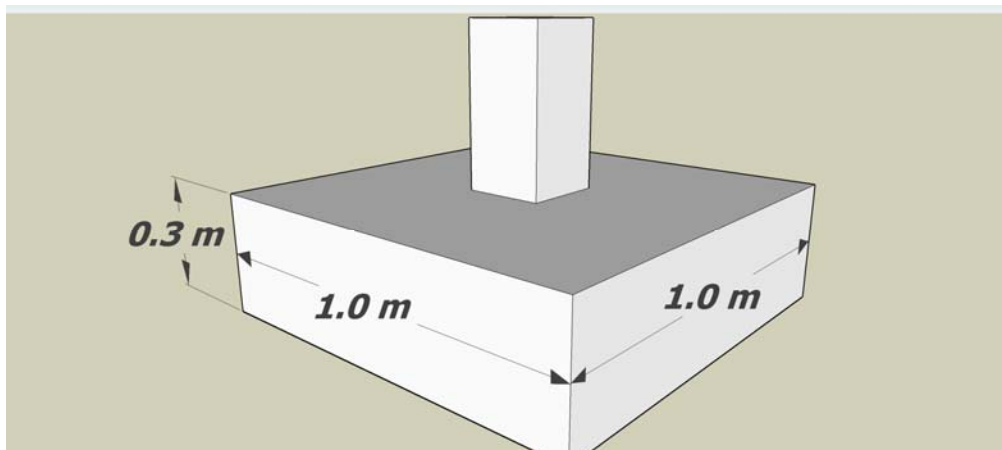
6.1.3 Grundläggning med grundsulor

Dimensionering för grundläggning med grundsulor har gjorts för denna byggnad. Grundsulor som bär upp pelarna har fått följande dimension med avseende på geoteknisk bärförmåga, brottgränstillstånd (GEO):

$$\text{Grundsulans dimension} = 1.0 \times 1.0 \times 0.3 \text{ m}^3$$

$$\text{Grundläggningsdjup} = 1.0 \text{ m}$$

$$\text{Plintens dimension} = 0.2 \times 0.2 \times 0.4 \text{ m}^3$$



Figur 6.2 Vald grundsula

6.1.4 Grundläggning med grävpålar

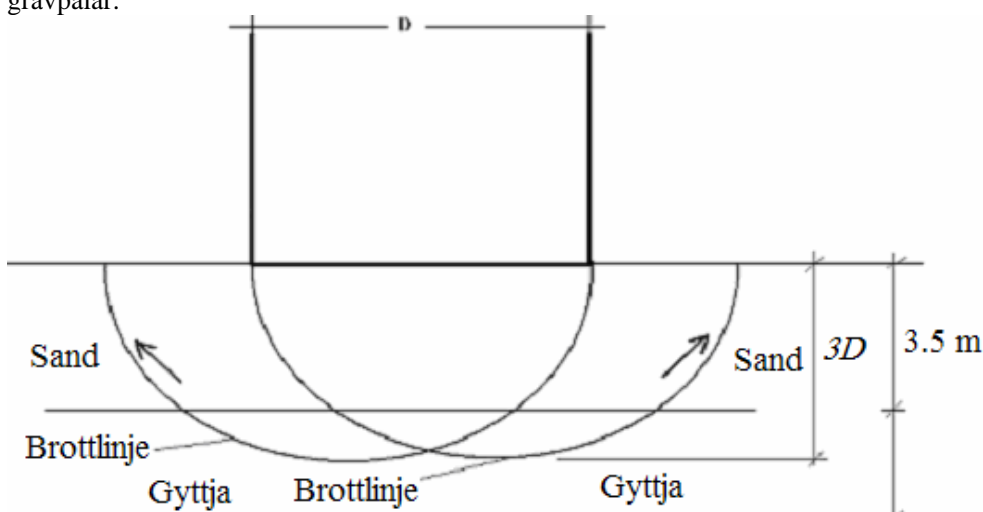
6.1.4.1 Grävpålens längd

Grundvattennivån ligger på höjden +0.0 m och markytan ligger på höjden +2.0 m över havsytan. Grävpålens längd begränsas till 2 meter för att göra det möjligt att

installera grävpålen utan att penetrera grundvattenytan, vilket underlättar utförandet avsevärt. Samtidigt skall grävpålen överstiga det tjälfarliga djupet som är ca 1.2 m i den aktuella platsen.

6.1.4.2 **Brott i jorden**

Jorden består av 3.5 meter sandlager som vilar på två meter mäktigt lager av gyttja. Vid dimensionering av grundsulor tas hänsyn till var i jorden brott inträffar genom att bestämma en brottlinje *se figur 6.3*. Enligt en tumregel, sträcker sig brottlinjen 2-3 gånger grundsulans bredd under sulans underkant. Någon bestämd brottlinje för grävpålar anges ej i litteraturen. Eftersom aktuella grävpålar kommer att grundläggas på ytligt djup på liknande sätt som grundsulor, antas det att samma regel gäller för grävpålar.



Figur 6.3 Princip skiss av brottlinjen

6.1.4.3 **Dimensionering i brottgränstillstånd (GEO)**

Dimensionerande lasten F_d är den minst gynnsamma av ekvation 3.42 och 3.43:

$$F_d = \gamma_d \cdot 1.35 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot \psi_0 \cdot Q_k \text{ och } F_d = \gamma_d \cdot 0.89 \cdot 1.35 \cdot G_k + \gamma_d \cdot 1.5 \cdot Q_k$$

Kombinationsfaktor för lagerutrymmen $\psi_0 = 1.0$ och $\gamma_d = 0.91$ för SK2 ger:

$$F_d = 0.91 \cdot 1.35 \cdot 100 + 0.91 \cdot 1.5 \cdot 1.0 \cdot 30 = 164 \text{ kN}$$

Antag en spetsbärande grävpåle med diametern $D = 1.0 \text{ m}$ och längden $L = 1.4 \text{ m}$.

Grävpåleens egentyngd $g_p = 24 \cdot \left(\frac{D^2}{4} \right) \cdot \pi \cdot L = 26 \text{ kN}$ (oarmerad grävpåle)

Egentyngd av urschaktad jord $g_s = 15 \cdot \left(\frac{D^2}{4} \right) \cdot \pi \cdot L = 16 \text{ kN}$

Total spetslast $F_{bd} = F_d + 1.35 \cdot g_p - 1.0 \cdot g_s = 164 + 1.35 \cdot 26 - 1.0 \cdot 16 = 183 \text{ kN}$

Bestäm om brottlinjen hamnar i sandlagret eller gyttja lagret. Brottlinjen sträcker sig 2-3 ggr grävpålens diameter D under grävpålens spets.

$$L + 2 \cdot D = 1.4 + 2 \cdot 1 = 3.4 \text{ m} \quad \text{och} \quad L + 3 \cdot D = 1.4 + 3 \cdot 1 = 4.4 \text{ m}$$

Detta innebär att brottlinjen kommer att hamna på gränsen mellan sandlagret, som är ca 3.5 m under markytan, och gyttjan. Eftersom det är svårt att avgöra var brottlinjen exakt kommer att hamna, kommer beräkningen att utföras utifrån två ytterlighetsfall.

I det ena fallet antas brottlinjen hamna i sanden och beräkningen i det fallet utförs med ren friktionsjord. I det andra fallet antas brottlinjen hamna i gyttjan och därmed utförs beräkningen med ren kohesionsjord.

Grävpålars geotekniska bärförmåga beräknas med hjälp av den allmänna bärighetsekvationen. För cirkulära fundament är längden l och bredden b lika med diametern D . Fundamentets grundläggningsdjup d är lika med grävpålens längd L .

$$q_b = C_u \cdot N_c \cdot \xi_c + \sigma'_v \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot b \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad (6.1)$$

$$\xi_c = s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c = (1 + 0.2 \frac{b}{l}) \cdot (1 + 0.35 \frac{d}{b}) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \quad (6.2)$$

$$\xi_q = s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q = (1 + \tan \phi' \frac{b}{l}) \cdot (1 + 0.35 \frac{d}{b}) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \quad (6.3)$$

$$\xi_\gamma = (1 - 0.4 \frac{b}{l}) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \quad (6.4)$$

Fall 1. Endast friktionsjord

$$c_u = 0 \quad N_q(30^\circ) = 18 \quad N_\gamma(30^\circ) = 15 \quad N_q(31^\circ) = 21 \quad N_\gamma(31^\circ) = 17$$

$$\xi_q = (1 + \tan(\phi') \frac{1}{1}) \cdot (1 + 0.35 \frac{1.4}{1}) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \quad (\text{andra termen} \leq 1.7)$$

$$\xi_\gamma = (1 - 0.4 \frac{1}{1}) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.6$$

$$q_b = (\gamma' \cdot L) \cdot N_q \cdot \xi_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot D \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \quad (6.5)$$

$$q_{b1} = q_{b3} = (15 \cdot 1.4) \cdot 18 \cdot 2.35 + 0.5 \cdot 15 \cdot 1.0 \cdot 15 \cdot 0.6 = 956 \text{ kPa}$$

$$q_{b2} = (14.5 \cdot 1.4) \cdot 21 \cdot 2.39 + 0.5 \cdot 14.5 \cdot 1.0 \cdot 17 \cdot 0.6 = 1093 \text{ kPa}$$

$$q_{b4} = (15 \cdot 1.4) \cdot 21 \cdot 2.39 + 0.5 \cdot 15 \cdot 1.0 \cdot 17 \cdot 0.6 = 1130 \text{ kPa}$$

$$q_{b,mean} = 1034 \text{ kPa} \quad R_{b,mean} = 1033 \cdot \left(\frac{1^2}{4} \pi \right) = 812 \text{ kN}$$

$$q_{b,min} = 956 \text{ kPa} \quad R_{b,min} = 956 \cdot \left(\frac{1^2}{4} \pi \right) = 751 \text{ kN}$$

$$R_{bk} = \text{Min} \left\{ \frac{R_{b,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{b,min}}{\xi_4} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{812}{1.31}; \frac{751}{1.2} \right\} \Rightarrow R_{bk} = \text{Min} \{620 \text{ kN}; 626 \text{ kN}\}$$

$R_{bk} = 620 \text{ kN}$ (fyra undersökningspunkter med ξ_3 och ξ_4 enligt tabell 3.17)

Partialkoefficient för spetsbärförmåga $\gamma_b = 1.4$ (tabell 3.18)

Modellfaktor för geostatisk metod baserad på friktionsvinkel $\gamma_{Rd} = 1.6$ (tabell 3.19)

$$R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}} \Rightarrow R_{bd} = \frac{R_{bk}}{\gamma_b \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{620}{1.4 \cdot 1.6} = 277 \text{ kN}$$

$F_{bd} < R_{bd}$. Den antagna dimensionen klarar kravet i brottsgränstillståndet.

Fall 2. Endast kohesionsjord

$$c_u \text{ enligt tabell 6.1} \quad \varphi' = 0 \quad N_c = \pi + 2 \quad N_q = 1 \quad N_\gamma = 0$$

$$\xi_c = (1 + 0.2 \frac{1}{1}) \cdot (1 + 0.35 \frac{1.4}{1}) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1.788 \text{ (andra termen } \leq 1.7)$$

$$\xi_q = (1 + \tan(\varphi') \frac{1}{1}) \cdot (1 + 0.35 \frac{1.4}{1}) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1.49 \text{ (andra termen } \leq 1.7)$$

$$q_b = c_u \cdot N_c \cdot \xi_c + (\gamma' \cdot L) \cdot N_q \cdot \xi_q \quad (6.6)$$

$$q_{b1} = q_{b2} = 45 \cdot (\pi + 2) \cdot 1.788 + (11 \cdot 1.4) \cdot 1.0 \cdot 1.49 = 437 \text{ kPa}$$

$$q_{b3} = 41 \cdot (\pi + 2) \cdot 1.788 + (11 \cdot 1.4) \cdot 1.0 \cdot 1.49 = 400 \text{ kPa}$$

$$q_{b4} = 49 \cdot (\pi + 2) \cdot 1.788 + (11 \cdot 1.4) \cdot 1.0 \cdot 1.49 = 473 \text{ kPa}$$

$$q_{b,mean} = 437 \text{ kPa} \text{ och } q_{b,min} = 400 \text{ kPa}$$

$$q_{bk} = \text{Min} \left\{ \frac{q_{b,mean}}{\xi_3}; \frac{q_{b,min}}{\xi_4} \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{437}{1.31}; \frac{400}{1.2} \right\} \Rightarrow q_{bk} = \text{Min} \{334 \text{ kPa}; 333 \text{ kPa}\}$$

$q_{bk} = 333 \text{ kN}$ (fyra undersökningspunkter med ξ_3 och ξ_4 enligt tabell 3.17)

Partialkoefficient för spetsbärförmåga $\gamma_b = 1.4$ (tabell 3.18)

Modellfaktor för odränerad analys $\gamma_{Rd} = 1.1$ (tabell 3.19)

$$R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}} \Rightarrow q_{bd} = \frac{q_{bk}}{\gamma_b \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{333}{1.4 \cdot 1.1} = 216 \text{ kN}$$

Grävpårens spets ligger 2.1 meter ovanför gytteskiktet vilket innebär att lasten sprids innan den når gytteskiktet. Lastspridningen antas ske enligt 2:1 principen (Lundell 2010). Last från grävpålen påverkar gytteskiktet med trycket P_d .

$$P_d = \frac{F_{bd}}{(D+z)^2 \cdot \pi \cdot 0.25} = \frac{183}{(1+2.1)^2 \cdot \pi \cdot 0.25} = 24 \text{ kPa} \quad (6.7)$$

$P_d < q_{bd}$. Den antagna dimensionen klarar kravet i brottsgränstillståndet.

6.1.4.4 Dimensionering i bruksgränstillstånd

Om högst 2/3 av bärförmågan i brottsgränstillståndet utnyttjas, är det tillåtet att endast beakta elastiska deformationer, utan att behöva ta hänsyn till krypdeformationer (Bergdahl et al. 1993).

$$\text{Sand: } \frac{F_{bd}}{R_{bd}} = \frac{183}{277} = 0.66 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{Krypdeformationer beaktas ej.}$$

$$\text{Gyttja: } \frac{q_{bd}}{Q_d} = \frac{24}{216} = 0.11 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{Krypdeformationer beaktas ej.}$$

Sättningar beräknas med hjälp av 2:1 metoden enligt ekvation 6.8-6.11 och jordmodellen i figur 6.4. Resultaten visas i tabell 6.2

$$F_d = G_k + \psi_0 \cdot Q_k \quad (6.8)$$

$$F_d = 100 + 1.0 \cdot 30 = 130 \text{ kN}$$

$$F_{bd} = F_d + g_p - g_s = 130 + 26 - 16 = 140 \text{ kN} \quad (6.9)$$

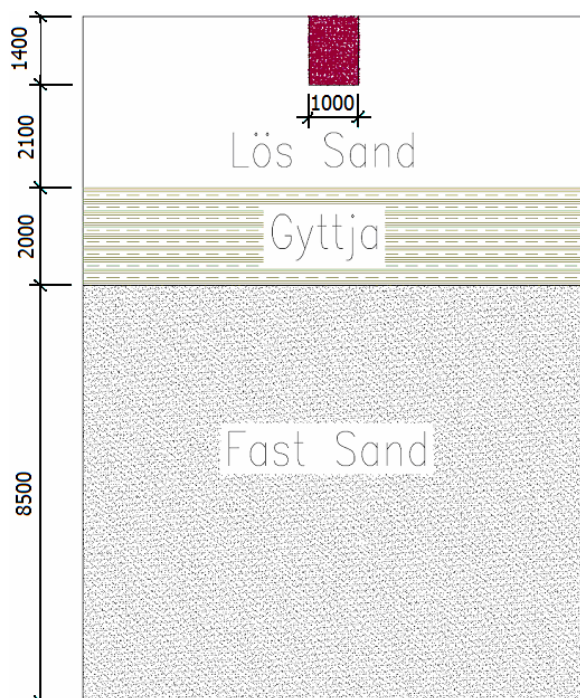
$$\text{Spänningsökningen } \Delta\sigma = \frac{F_{bd}}{(D+z)^2 \cdot \frac{\pi}{4}} \text{ (kPa)} \quad (6.10)$$

z djupet under grävpårens spets (m)

$$\text{Sättningen } s = \Delta h \frac{\Delta\sigma}{E} \text{ (m)} \quad (6.11)$$

Δh tjocklek av jordlager (m)

E jordens kompressionsmodul (kPa)



Figur 6.4 Princip skiss av jordmodellen

Tabell 6.2 Resultat av sättningsberäkningen

	Jordlager tjocklek Δh (m)	Jordlagerns mitt z (m)	Spänning $\Delta\sigma$ (kPa)	E (KPa)	Sättning (mm)
Sand	-1,40				
	0	0	178,12	5500	0,00
	2,1	1,05	42,38	5500	16,18
Gyttja	1	2,6	13,74	2920	4,71
	1	3,6	8,42	2920	2,88
Sand	1	4,6	5,68	60000	0,09
	1	5,6	4,09	60000	0,07
	1	6,6	3,08	60000	0,05
	1	7,6	2,41	60000	0,04
	1	8,6	1,93	60000	0,03
	1	9,6	1,59	60000	0,03
	1	10,6	1,32	60000	0,02
	1,5	11,85	1,08	60000	0,03
	Summa	11,2			

En grävstång med diametern 1.0 m och längden 1.4 m sätter sig totalt 24 mm vilket motsvarar 2.4 % av grävstångens diameter. Grundläggning med grävstångar ger något högre sättning jämfört med vald grundsockla som sätter sig ca 20 mm. Sättningsarna är dock fortfarande acceptabla och kan minskas genom att öka grävstångens diameter.

6.1.5 Kostnadsjämförelse

Totala kostnaden för en komplett grävpåle med diametern 1000 mm och längden 1600 mm ($\phi 1000 \times 1600$) är 5088 kr enligt *Wikells (2007)* som används för kalkylering av produktionskostnader inom byggbranschen.

En grävpåle med dimensionen $\phi 1000 \times 1400$ antas ha totala kostnaden $\frac{1400}{1600} 5088 = 4452$ kr.

Grundläggning av grävpålar i lösa jordar och i friktionsjordar ökar svårighetsgraden vid utförandet och leder till ökad produktionskostnad. Eftersom grävpålar i detta fall grundläggs i någorlunda lös sand, antas det att kostnaden blir 20% mer än vad som anges i *Wikells (2007)*.

Kostnaden för aktuell grävpåle blir $4452 \cdot 1.2 = 5342$ kr

Det som avgör priset i praktiken är bl.a. etableringskostnaden för underentreprenören som installerar grävpålar samt de geotekniska förhållandena. Jordar som behöver stabiliseras med t.ex. foderrör blir naturligtvis dyrare. Priset ovan antas vara representativt för det aktuella fallet.

Kostnaden för en grundsula med dimensionen $2.0 \times 2.0 \times 0.40 = 1.6 \text{ m}^3$ är 6224 kr (*Wikells 2007*). Kostnaden per kubik meter blir $6224 / 1.6 = 3890 \text{ kr/m}^3$. Grundsulan som används i detta bygge är 300 mm hög och har mindre yta vilket kräver mindre armering per kubikmeter än grundsulan ovan. Den aktuella grundsulan antas därför kosta 3500 kr/m^3 .

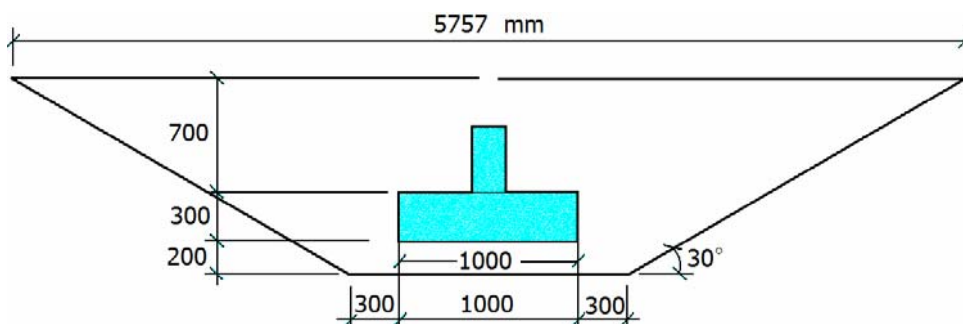
Kostnaden för aktuell grundsula blir $3500 (\text{kr/m}^3) \cdot 0.30 (\text{m}^3) = 1050$ kr

Kostnaden för schaktning är 500 kr/m^3 inklusive återfyllning. Om schaktet återfylls med befintlig jord kan man räkna med 300 kr/m^3 . Schaktet i det här fallet kommer att återfyllas delvis med den befintliga jorden, och delvis med grusmassor som transporteras till bygget. Schaktkostnaden antas därför uppgå till 400 kr/m^3 (*Wikells 2007*).

Jorden i grundläggningsnivån utgörs av sand och för att förhindra grundsulans schakt från att raser ihop, bör lutningen på schaktet inte överstiga sandens inre friktionsvinkel ϕ' , som är 30° i det här fallet. Dessutom skall plats för formsättningen ges, vilket uppskattas till ca 300 mm runt schaktet *se figur 6.5*.

Mängden jord som schaktas i samband med grundläggning av grundsulor är $4.4 \text{ m}^3 / \text{m}$ enligt figur 6.5. Total schaktvolym blir $4.4 \cdot (2 \cdot 23 + 36 + 20) = 449 \text{ m}^3$ *se figur 6.1*.

Antalet grundsulor är 22 st. vilket ger $\frac{449}{22} = 20.4 \text{ m}^3$ schaktmassor per grundsula.



Figur 6.5 Princip sektion av grundsulans schakt

Totalkostnaden för en grundsula inkl. schaktning blir $20,4 \cdot 400 + 1050 = 9210$ kr

Skillnaden i kostnad per enhet blir $9210 - 5342 = 3868$ kr

Skillnad i totalkostnad mellan grävpålar och grundsulor blir $22 \cdot 3868 = 85096$ kr. Grundläggning med grävpålar är alltså 42% billigare jämfört med grundläggningsalternativet med grundsulor.

6.1.6 Resultat och diskussion

Enligt beräkningarna ovan är det tekniskt möjligt att grundlägga hallbyggnaden med grävpålar istället för grundsulor. Kostnadsberäkningen visar dessutom att grundläggning med grävpålar är ekonomiskt försvarbar och ger ca 85000 kr eller 42% lägre produktionskostnad jämfört med konventionell grundläggning med grundsulor.

Allmänna bärighetsekvationen är en väl beprövad modell och grävpålar i fråga är väldigt korta, vilket ger god möjlighet till inspektion av schaktet samt bra utförande kontroll med minimala risker för defekta grävpålar. Med anledning av det kan det tyckas att partialkoefficienterna och modellfaktorerna som användes vid beräkningen av den dimensionerande bärförmågan var orimligt stora, vilket beror bl.a. på att de är mer anpassade för långa pålar med större osäkerhet vid installation som följd.

Vid beräkning med den allmänna bärighetsekvationen tillgodoräknas inte mantelbärförmågan, vilket gör att grävpålar med större dimensioner måste väljas än vad det egentligen skulle behövas med mantelbärförmågan tillgodoräknad. Detta spelar emellertid mindre roll i fallen med korta grävpålar.

6.2 Fall 2. Hallbyggnad – Malmö

Hallbyggnaden består av bärande pelarstomme med platsgjuten bottenplatta. Punktlaster från pelare överförs till grunden via 88 kvadratiske grundsulor med sju olika dimensioner *se figur 6.6*. Grundsulorna är dimensionerade så att den dimensionerande lasten i brottgränstillståndet är högst $2/3$ av bärförmågan för att undvika beräkning av krypdeformationer. Samma förutsättningar som användes för dimensioneringen av grundsulor kommer att användas för dimensioneringen av grävpålar för att få en korrekt jämförelse mellan dessa två grundläggningsmetoder.

6.2.1 Geotekniska och hydrologiska förhållanden

Fältundersökningar med CPT-sondering, skruvprovtagning samt installation av grundvattenrör har utförts. De fält- och laboratorieundersökningar som utförts och som presenteras i en geoteknisk rapport RGeo utgör grunden för den geotekniska projekteringen.

Enligt rekommendationer i den geotekniska rapporten bör bärande konstruktioner grundläggas i naturligt lagrad moränlera med grundsulor alternativt med borrhplintar/grävpålar. Grundvattenytan ligger 0.9-3.2 meter under markytan och varierar med året beroende på nederbördsmängden. Förekomst av grundvatten spelar dock mindre roll vid installering av grävpålar i moränlera eftersom jordens permeabilitet är låg och eventuell grundvatten hinner ej strömma in i schaktet innan betonggjutningen är klar. Byggnaden grundläggs i moränlera med egenskaper enligt tabell 6.3.

Tabell 6.3 Jordens egenskaper

Material		Hållfasthetsparametrar	Moduler	Tunghet
Moränlera	Odränerade parametrar	$c_{uk} = 90 \text{ kPa}$ $\gamma_m = 1.7/1.5$	$E_k = 21 \text{ MPa}$ $\gamma_m = 1.5$	$\gamma_k = 18 \text{ kN/m}$ $\gamma'_k = 11 \text{ kN/m}$
	Dränerade parametrar	$\phi'_k = 30^\circ$ $\gamma_m = 1.2/1.1$ $c'_k = 5 \text{ kPa}$ $\gamma_m = 1.7/1.5$		

6.2.2 Laster och dimensioneringsförutsättningar

Följande förutsättningar gäller:

- Dimensionering enligt BKR
- Säkerhetsklass 3
- Geotekniskklass 2
- Grävpålar tar upp laster från pelare och sockelbalk
- Tillåten sättning $s = 30 \text{ mm}$

Följande dimensioner på grävpålar är tillgängliga i marknaden (400 mm), 600 mm, 800 mm, 1000 mm, 1200 mm, 1500 mm samt (1800 mm). Dimensionerna inom parentes tillhör inte standardutrustningen men grävpålar med dessa dimensioner kan utföras om det så krävs (Mårtensson 2009). Val av dimension kommer att anpassas till ovanskrivna mått. Grävpålen måste grundläggas under det tjälfarliga djupet vilket är 1.2 meter i Malmö. Detta innebär att grävpålarnas längd blir $\geq 1.2 \text{ m}$.

Tabell 6.4 Dimensionerande laster för olika belastningsfall

Lastfall		Typ A	Typ B	Typ C	Typ D	Typ E	Typ F	Typ G
Fall 1 (Brottgränstillstånd)	F_d	388 kN	179 kN	326 kN	466 kN	759 kN	110 kN	225 kN
	M	25 kNm	25 kNm	15 kNm	15 kNm	15 kNm	5 kNm	30 kNm
	F_{trd}	7 kN	7 kN	4 kN	4 kN	4 kN	30 kN	9 kN
Fall 2 (Brottgränstillstånd)	F_d	279 kN	122 kN	240 kN	347 kN	601 kN	-	151 kN
	M	25 kNm	15 kNm	25 kNm	15 kNm	15 kNm	-	30 kNm
	F_{trd}	35 kN	35 kN	20 kN	20 kN	20 kN	-	43 kN
Fall 3 (Brottgränstillstånd)	F_d	- 8 kN	24 kN	0 kN	- 71 kN	- 19 kN	0 kN	-
	M	25 kNm	25 kNm	25 kNm	15 kNm	15 kNm	5 kNm	-
	F_{trd}	35 kN	10 kN	20 kN	20 kN	20 kN	20 kN	-
Fall 4 (Bruksgränstillstånd)	F_d	340 kN	173 kN	291 kN	373 kN	607 kN	88 kN	180 kN
	M	22 kNm	22 kNm	22 kNm	12 kNm	12 kNm	4 kNm	24 kNm
	F_{trd}	6 kN	6 kN	3 kN	3 kN	3 kN	24 kN	7 kN

6.2.3 Dimensionering i brottgränstillstånd

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_n \gamma_m} = \frac{90}{1.2 \cdot 1.7} = 44.118 \text{ kPa}$$

Dragbärförmågan kommer inte att verifieras eftersom dragkrafterna är relativt små i förhållande till tryckkrafterna och fundamentens egentygnd.

6.2.3.1 Tryckbärförmåga

Spets- och mantelbärförmåga beräknas enligt de av Ekdahl (1992) rekommenderade dimensioneringsmetoder. N_c enligt ekvation 6.12 (ekvation 3.25) och $\alpha = 0.4$.

$$N_c = 6 \cdot \left(1 + 0.2 \frac{L}{D} \right) \leq 9 \quad (6.12)$$

$$R_{bd} = N_c \cdot c_{ud} \cdot A_b \text{ (kN)} \quad (6.13)$$

$$R_{sd} = \alpha \cdot c_{ud} \cdot A_s \text{ (kN)} \quad (\text{mantelbärförmågan för översta metern räknas bort}) \quad (6.14)$$

$$\text{Grävpålens egentygnd } g_p = D^2 \pi \cdot 0.25 \cdot \gamma_c \text{ (kN)} \quad (\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3) \quad (6.15)$$

$$\text{Egentygnd av urschaktad jord } g_s = D^2 \pi \cdot 0.25 \cdot \gamma_k \text{ (kN)} \quad (\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3) \quad (6.16)$$

Grävpåle typ A ($D = 1.5 \text{ m}$ $L = 3.0 \text{ m}$)

$$F_{cd} = F_d + g_p - g_s = 388 + \frac{D^2}{4} \pi \cdot L \cdot (24 - 18) = 420 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 8.4 \cdot 44.118 \cdot (D^2 \cdot \pi \cdot 0.25) = 655 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 0.4 \cdot 44.118 \cdot (D \pi \cdot (L - 1)) = 166 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = 821 \text{ kN} \quad (R_{sd} / R_{cd} = 20.3\%)$$

$R_{cd} > F_{cd}$. Den antagna dimensionen klarar den axiella trycklasten.

Grävpåle typ B ($D = 1.0 \text{ m}$ $L = 2.2 \text{ m}$)

$$F_{cd} = F_d + g_p - g_s = 179 + \frac{D^2}{4} \pi \cdot L \cdot (24 - 18) = 189 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 8.64 \cdot 44.118 \cdot (D^2 \cdot \pi \cdot 0.25) = 299 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 0.4 \cdot 44.118 \cdot (D \cdot \pi \cdot (L - 1)) = 67 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = 366 \text{ kN} \quad (R_{sd} / R_{cd} = 18.3\%)$$

$R_{cd} > F_{cd}$. Den antagna dimensionen klarar den axiella trycklasten.

Grävpåle typ C ($D = 1.2 \text{ m}$ $L = 2.4 \text{ m}$)

$$F_{cd} = F_d + g_p - g_s = 326 + \frac{D^2}{4} \pi \cdot L \cdot (24 - 18) = 342 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 8.4 \cdot 44.118 \cdot (D^2 \cdot \pi \cdot 0.25) = 419 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 0.4 \cdot 44.118 \cdot (D \cdot \pi \cdot (L - 1)) = 93 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = 512 \text{ kN} \quad (R_{sd} / R_{cd} = 18.2\%)$$

$R_{cd} > F_{cd}$. Den antagna dimensionen klarar den axiella trycklasten.

Grävpåle typ D ($D = 1.5 \text{ m}$ $L = 2.8 \text{ m}$)

$$F_{cd} = F_d + g_p - g_s = 466 + \frac{D^2}{4} \pi \cdot L \cdot (24 - 18) = 496 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 8.24 \cdot 44.118 \cdot (D^2 \cdot \pi \cdot 0.25) = 642 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 0.4 \cdot 44.118 \cdot (D \cdot \pi \cdot (L - 1)) = 150 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = 792 \text{ kN} \quad (R_{sd} / R_{cd} = 18.9\%)$$

$R_{cd} > F_{cd}$. Den antagna dimensionen klarar den axiella trycklasten.

Grävpåle typ E ($D = 1.8 \text{ m}$ $L = 3.6 \text{ m}$)

$$F_{cd} = F_d + g_p - g_s = 759 + \frac{D^2}{4} \pi \cdot L \cdot (24 - 18) = 814 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 8.4 \cdot 44.118 \cdot (D^2 \cdot \pi \cdot 0.25) = 943 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 0.4 \cdot 44.118 \cdot (D \cdot \pi \cdot (L - 1)) = 259 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = 1202 \text{ kN} \quad (R_{sd} / R_{cd} = 21.5\%)$$

$R_{cd} > F_{cd}$. Den antagna dimensionen klarar den axiella trycklasten.

Grävpåle typ F ($D = 0.8 \text{ m}$ $L = 1.9 \text{ m}$)

$$F_{cd} = F_d + g_p - g_s = 110 + \frac{D^2}{4} \pi \cdot L \cdot (24 - 18) = 116 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 8.85 \cdot 44.118 \cdot (D^2 \pi \cdot 0.25) = 196 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 0.4 \cdot 44.118 \cdot (D \cdot \pi \cdot (L - 1)) = 40 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = 236 \text{ kN} \quad (R_{sd} / R_{cd} = 16.9\%)$$

$R_{cd} > F_{cd}$. Den antagna dimensionen klarar den axiella trycklasten.

Grävpåle typ G ($D = 1.0 \text{ m}$ $L = 2.4 \text{ m}$)

$$F_{cd} = F_d + g_p - g_s = 225 + \frac{D^2}{4} \pi \cdot L \cdot (24 - 18) = 236 \text{ kN}$$

$$R_{bd} = 8.88 \cdot 44.118 \cdot (D^2 \cdot \pi \cdot 0.25) = 308 \text{ kN}$$

$$R_{sd} = 0.4 \cdot 44.118 \cdot (D \cdot \pi \cdot (L - 1)) = 78 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} = 385 \text{ kN} \quad (R_{sd} / R_{cd} = 20.2\%)$$

$R_{cd} > F_{cd}$. Den antagna dimensionen klarar den axiella trycklasten.

6.2.3.2 **Transversell bärförmåga**

Den transversella bärförmågan beräknas enligt Broms metod (Broms 1964) *se figur 3.14 b och ekvation 3.36*. Rotationen antas ske runt grävpårens spets därav ekvation 3.40 ska vara uppfylld. Enligt Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* gäller modellen i figur 3.14 b för korttidslast och att det är endast tillräckligt överkonsoliderade kohesionsjordar som kan ta upp långtidslaster. Hallbyggnaden belastas av transversell vindlast som är en last med kort varaktighet. Därtill består jorden av moränlera som är en blandjord och är därmed bättre på att ta upp transversella långtidslaster än ren kohesionsjord. Det anses därför vara fullt acceptabelt att bestämma grävpålarernas transversella bärförmåga enligt denna modell.

$$q_{trd} = 9c_{ud} = 9 \cdot 44.118 = 397 \text{ (kPa)} \quad (6.17)$$

$$R_{trd} = q_{trd} (L - 1.5D) \cdot D \text{ (kN)} \quad (6.18)$$

$$h_{tr} = (L - 1.5D) \cdot 0.5 \text{ (m)} \quad (6.19)$$

Grävpåle typ A ($D = 1.5 \text{ m}$ $L = 3.0 \text{ m}$)

$$R_{trd} = 397 \cdot (L - 1.5D) \cdot D = 447 \text{ kN}$$

Total moment som verkar på grävpålen

$$M_d = L \cdot F_{trd} + M = 3 \cdot 35 + 25 = 130 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentkapacitet } M_{trd} = h_{tr} \cdot R_{trd} = 0.375 \cdot 447 = 168 \text{ kNm}$$

$M_{trd} > M_d$. Den antagna dimensionen klarar den transversella lasten.

Grävpåle typ B ($D = 1.0 \text{ m}$ $L = 2.2 \text{ m}$)

$$R_{trd} = 397 \cdot (L - 1.5D) \cdot D = 278 \text{ kN}$$

Total moment som verkar på grävpålen

$$M_d = L \cdot F_{trd} + M = 2.2 \cdot 35 + 15 = 92 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentkapacitet } M_{trd} = h_{tr} \cdot R_{trd} = 0.35 \cdot 278 = 97 \text{ kNm}$$

$M_{trd} > M_d$. Den antagna dimensionen klarar den transversella lasten.

Grävpåle typ C ($D = 1.2 \text{ m}$ $L = 2.4 \text{ m}$)

$$R_{trd} = 397 \cdot (L - 1.5D) \cdot D = 286 \text{ kN}$$

Total moment som verkar på grävpålen

$$M_d = L \cdot F_{trd} + M = 2.4 \cdot 20 + 25 = 73 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentkapacitet } M_{trd} = h_{tr} \cdot R_{trd} = 0.30 \cdot 286 = 86 \text{ kNm}$$

$M_{trd} > M_d$. Den antagna dimensionen klarar den transversella lasten.

Grävpåle typ D ($D = 1.5 \text{ m}$ $L = 2.8 \text{ m}$)

$$R_{trd} = 397 \cdot (L - 1.5D) \cdot D = 328 \text{ kN}$$

Total moment som verkar på grävpålen

$$M_d = L \cdot F_{trd} + M = 2.8 \cdot 20 + 15 = 71 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentkapacitet } M_{trd} = h_{tr} \cdot R_{trd} = 0.275 \cdot 328 = 90 \text{ kNm}$$

$M_{trd} > M_d$. Den antagna dimensionen klarar den transversella lasten.

Grävpåle typ E ($D = 1.8 \text{ m}$ $L = 3.6 \text{ m}$)

$$R_{trd} = 397 \cdot (L - 1.5D) \cdot D = 643 \text{ kN}$$

Total moment som verkar på grävpålen

$$M_d = L \cdot F_{trd} + M = 3.6 \cdot 20 + 15 = 87 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentkapacitet } M_{trd} = h_{tr} \cdot R_{trd} = 0.45 \cdot 643 = 289 \text{ kNm}$$

$M_{trd} > M_d$. Den antagna dimensionen klarar den transversella lasten.

Grävpåle typ F ($D = 0.8 \text{ m}$ $L = 1.9 \text{ m}$)

$$R_{trd} = 397 \cdot (L - 1.5D) \cdot D = 222 \text{ kN}$$

Total moment som verkar på grävpålen $M_d = L \cdot F_{trd} + M = 1.9 \cdot 30 + 5 = 62 \text{ kNm}$

$$\text{Momentkapacitet } M_{trd} = h_{tr} \cdot R_{trd} = 0.35 \cdot 222 = 78 \text{ kNm}$$

$M_{trd} > M_d$. Den antagna dimensionen klarar den transversella lasten.

Grävpåle typ G ($D = 1.0 \text{ m}$ $L = 2.4 \text{ m}$)

$$R_{trd} = 397 \cdot (L - 1.5D) \cdot D = 357 \text{ kN}$$

Total moment som verkar på grävpålen

$$M_d = L \cdot F_{trd} + M = 2.4 \cdot 43 + 30 = 133 \text{ kNm}$$

$$\text{Momentkapacitet } M_{trd} = h_{tr} \cdot R_{trd} = 0.45 \cdot 357 = 161 \text{ kNm}$$

$M_{trd} > M_d$. Den antagna dimensionen klarar den transversella lasten.

6.2.4 Dimensionering i bruksgränstillstånd

$$c_{ud} = \frac{c_{uk}}{\gamma_n \gamma_m} = \frac{90}{1.2 \cdot 1.5} = 50 \text{ kPa} \quad (6.20)$$

$$E_d = \frac{E_k}{\gamma_{Rd}} = \frac{21}{1.5} = 14 \text{ MPa} \quad (6.21)$$

Om kravet $\frac{F_{bd}}{R_{bd}} \leq \frac{2}{3}$ uppfylls, är det endast de elastiska deformationerna som behöver beaktas. Spetsbärförmågan står för ca 78–83% av totala bärförmågan medan lasten F_{bd} som spetsen tar upp, beräknad med hjälp av figur 3.21 och 3.22, är 66–75% av totala trycklasten F_{cd} i brottgränstillståndet. För att underlätta beräkningen är det på säkra sidan att uppfylla kravet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} \leq \frac{2}{3}$ istället.

Grävpåle typ A ($D = 1.5 \text{ m}$ $L = 3.0 \text{ m}$)

Förhållandet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} = \frac{420}{821} = 0.51 < \frac{2}{3} \rightarrow$ Krypdeformationer beaktas ej.

Lastfall 4: Figur 3.21 och 3.22 ger sättningen $s = 16.3 \text{ mm}$

Lastfall 4: Beräkning enligt 2:1 metoden ger sättningen $s = 18.9 \text{ mm}$

Grävpåle typ B ($D = 1.0 \text{ m}$ $L = 2.2 \text{ m}$)

Förhållandet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} = \frac{189}{366} = 0.52 < \frac{2}{3} \rightarrow$ Krypdeformationer beaktas ej.

Lastfall 4: Figur 3.21 och 3.22 ger sättningen $s = 15.3 \text{ mm}$

Lastfall 4: Beräkning enligt 2:1 metoden ger sättningen $s = 14.1 \text{ mm}$

Grävpåle typ C ($D = 1.2 \text{ m}$ $L = 2.4 \text{ m}$)

Förhållandet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} = \frac{342}{512} = 0.67 \approx \frac{2}{3}$. Skillnaden är marginell och beräkningen ger resultat på säkra sidan. Kravet antas därför vara uppfyllt och krypdeformationer behöver således inte beaktas.

Lastfall 4: Figur 3.21 och 3.22 ger sättningen $s = 25.4 \text{ mm}$

Lastfall 4: Beräkning enligt 2:1 metoden ger sättningen $s = 19.7 \text{ mm}$

Grävpåle typ D ($D = 1.5 \text{ m}$ $L = 2.8 \text{ m}$)

Förhållandet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} = \frac{496}{792} = 0.63 < \frac{2}{3} \rightarrow$ Krypdeformationer beaktas ej.

Lastfall 4: Figur 3.21 och 3.22 ger sättningen $s = 22.4 \text{ mm}$

Lastfall 4: Beräkning enligt 2:1 metoden ger sättningen $s = 20.4 \text{ mm}$

Grävpåle typ E ($D = 1.8 \text{ m}$ $L = 3.6 \text{ m}$)

Förhållandet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} = \frac{814}{1202} = 0.67 \approx \frac{2}{3}$. Skillnaden är marginell och beräkningen ger

resultat på säkra sidan. Kravet antas därför vara uppfyllt och krypdeformationer behöver således inte beaktas.

Lastfall 4: Figur 3.21 och 3.22 ger sättningen $s = 29.1 \text{ mm}$

Lastfall 4: Beräkning enligt 2:1 metoden ger sättningen $s = 27.6 \text{ mm}$

Grävpåle typ F ($D = 0.8 \text{ m}$ $L = 1.9 \text{ m}$)

Förhållandet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} = \frac{116}{236} = 0.49 < \frac{2}{3} \rightarrow$ Krypdeformationer beaktas ej.

Lastfall 4: Figur 3.21 och 3.22 ger sättningen $s = 7.6 \text{ mm}$

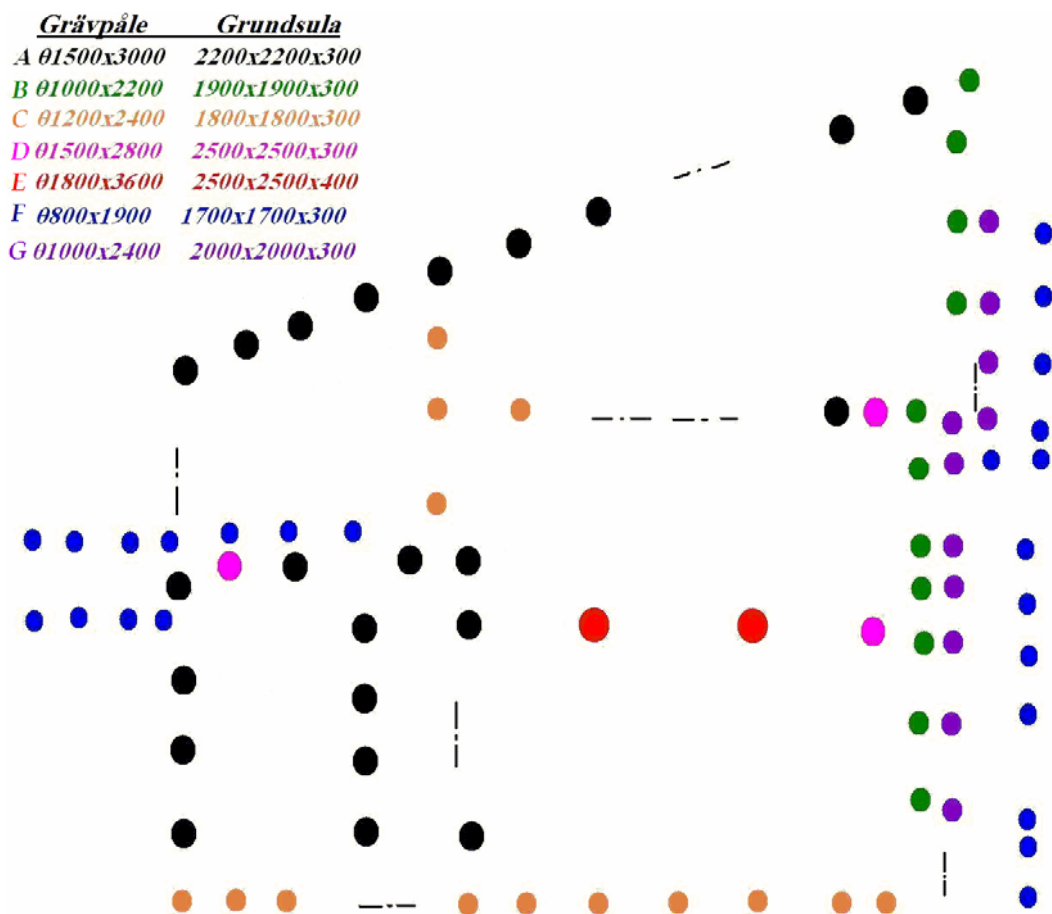
Lastfall 4: Beräkning enligt 2:1 metoden ger sättningen $s = 8.9 \text{ mm}$

Grävpåle typ G ($D = 1.0 \text{ m}$ $L = 2.4 \text{ m}$)

Förhållandet $\frac{F_{cd}}{R_{cd}} = \frac{236}{385} = 0.61 < \frac{2}{3} \rightarrow$ Krypdeformationer beaktas ej.

Lastfall 4: Figur 3.21 och 3.22 ger sättningen $s = 14.2 \text{ mm}$

Lastfall 4: Beräkning enligt 2:1 metoden ger sättningen $s = 14.7 \text{ mm}$



Figur 6.6 Placering av grundsulor och motsvarande grävpålar i hallbyggnaden

6.2.5 Dimensionering enligt Eurokod

Grävpålar i detta exempel kan dimensioneras enligt Eurokod genom att använda samma beräkningsgång, fast med härledda värden på jordparametrar och med dimensionerande laster framtagna enligt Eurokod. Säkerheten i form av partialkoefficienter och modellfaktorer läggs på den beräknade bärförmågan enligt avsnitt 3.5 och ekvation 3.46. Partialkoefficienterna för spets- och mantelbärförmågan blir $\gamma_b = 1.4$ respektive $\gamma_s = 1.4$ enligt tabell 3.18. Eftersom beräkningen av bärförmågan baseras på den odränerade skjuvhållfastheten c_u , blir modellfaktorn $\gamma_{Rd} = 1.1$ enligt tabell 3.19.

Beräkning av transversell bärförmåga baseras också på den odränerade skjuvhållfastheten c_u och därmed kan modellfaktorn γ_{Rd} sättas till 1.1. Någon

partialkoefficient γ_R för bestämning av dimensionerande transversell bärförmåga är inte angivet i Eurokod. Därför är det rimligt att använda en partialkoefficient γ_{rr} som har samma värde som för axiell belastade grävpålar, nämligen 1.4.

Karakteristiska värdet av bärförmågan beräknas lämpligast med Modellpåleanalogi enligt ekvation 3.45 eller med kompletterande tillvägagångssätt, beroende på tillgänglig information från den geotekniska undersökningen och innehållet i den geotekniska rapporten.

6.2.6 Kostnadsjämförelse

Största grävpålen som anges i *Wikells (2007)* har dimensionen $\phi 1000 \times 2500$ och totala kostnaden 6519 kr. Vid kostnadsberäkning av större grävpålar läggs till betong- och schaktkostnaden som är 1015 respektive 200 kr/m³. I schaktkostnaden ingår borttransport av urschaktat jordmaterial.

Grävpåle A: 10575 kr

Grävpåle B: 5915 kr

Grävpåle C: 7430 kr

Grävpåle D: 10145 kr

Grävpåle E: 18317 kr (eftersom 1800 mm-borren förmodligen inte tillhör standard utrustningen, läggs ett kostnadstillägg på 20 %. Priset blir $15264 \cdot 1.2 = 18317$ kr)

Grävpåle F: 5115 kr

Grävpåle G: 6318 kr

Tabell 6.5 Kostnadsberäkning

Typ	Antal	Sula (m3)	Sula (kr/m3)	Sula scakt (m3)	schakt (kr/m3)	Grundsulor Totalkostnad	Grävpålar Totalkostnad	Pris Skillnad
A	23	1,452	3500	243,5	500	238636	243225	-4589
B	11	1,083	3500	89,21	500	86300,5	65065	21235,5
C	14	0,972	3500	136,8	500	116028	104020	12008
D	3	1,875	3500	34,59	500	36982,5	30435	6547,5
E	2	2,5	3900	23,06	500	31030	36634	-5604
F	24	0,867	3500	241,74	500	193698	122760	70938
G	11	1,2	3500	120,96	500	106680	69498	37182
	88				Summa	809355	671637	137718

6.2.7 Resultat och diskussion

Mantelbärförmågan står för ca 17 – 22% av den totala bärförmågan, vilket är ganska lite. Allmänna bärighetsekvationen kan därför mycket väl användas för bestämning av tryck bärförmågan. Det är dock värt att notera att längsta grävpålen är endast 3.6 m lång och att räkna bort mantelfriktionen för den översta metern av jorden kan vara överdrivet, speciellt för korta grävpålar. Det är därför mer rimligt att avgöra om

eventuell mantelfriktion ska räknas bort och hur mycket som ska räknas bort, utifrån de geotekniska förhållandena och kvalitén på utförandet av grävpålar. Adhensionsfaktor α enligt figur 3.8 (Weltman & Healy 1987) bör övervägas.

Sättningar beräknade enligt figur 3.21 och 3.22 stämmer ganska väl överens med sättningar beräknade enligt 2:1 metoden, förutsatt att lasten anges utan att inkludera grävpålens egentyngd.

Analysen visar att det är tekniskt genomförbart och ekonomiskt motiverat att grundlägga hallen med grävpålar. Grundläggning med grävpålar ger en produktions- och materialkostnad som är ca 140 000 kr eller 17% billigare jämfört med konventionell grundläggning med grundsulor. Det är dock andra aspekter än kostnaden som ska beaktas när det gäller val av grundläggningsmetod även om beräkningar visar att det är ekonomiskt försvarbart att grundlägga med grävpålar. Enligt produktionsansvariga från det aktuella bygget är detta projekt svårt att grundlägga med grävpålar på grund av byggnadens komplexitet. I hallen finns några försänkta ytor som gör att golvet ligger på olika nivåer. Detta skulle ha försvårat en eventuell grundläggning med grävpålar. Dessutom var man på grund av logistiska skäl tvungen att gjuta grundsulorna i flera etapper, vilket var möjligt att göra då detta arbete utförs av byggentreprenören själv. Installering av grävpålar däremot utförs vanligen av en underentreprenör. Om installeringen av grävpålar skulle göras i flera etapper som i fallet med grundsulor, skulle det innebära flera etableringar för underentreprenören. Etableringskostnaderna skulle då bli så stora, att det blir opraktiskt och ekonomiskt ohållbart att grundlägga med grävpålar. Det är därför viktigt att redan i projekteringsfasen anpassa byggnaden för grundläggning med grävpålar och planera logistiken utifrån det.

7. Slutsatser och diskussion

Grävpålar är platsgjutna betongpålar som tillverkas genom att gräva eller borra ett hål i marken som sedan fylls med armerad eller oarmerad betong. Grävpålar kännetecknas av stor variation i dimensionerna och hög bärförmåga. Svårighetsgraden vid tillverkningen beror på markförhållandena och jordens packningsgrad som avgör stabiliseringsbehovet och grundvattens inverkan på utförandet. Förutom jordens egenskaper, är det även betongens gjuthastighet, fallhöjd, sättmått och tiden då borrhålet står öppet som påverkar grävpålaras bärförmåga.

Grundläggning med grävpålar är en skonsam grundläggningsmetod som är väldigt konkurrenskraftig i många situationer.

- Grävpålar är lämpliga i känsliga miljöer som inte tål höga bullernivåer och markvibrationer.
- Tack vare den höga bärförmågan är grävpålar ett väldigt bra alternativ där stora koncentrerade laster förekommer.
- Om avstånd till berggrunden eller fast jordbotten inte är allt för stort, är grävpålar mycket mer ekonomiska jämfört med slagna betongpålar, speciellt vid förekomst av stora laster t.ex. vid grundläggning av höghus och stora byggnadsverk.
- Vid grundläggning i måttliga djup (≤ 10 m), är grävpålar ekonomiskt mer lönsamma än slagna pålar med tanke på den lätta utrustningen som används för borrhning/grävning i sådana djup jämfört med påslagningsmaskiner. Detta ger minskade transport- och etableringskostnader.

När markförhållanden inte tillåter grundläggning med kantförstyvad platta, kan kortare grävpålar, eller borrhplintar som de också kallas, användas. Denna typ av grundläggning är en effektiv och billig alternativ till grundsulor och har många fördelar jämfört med den sistnämnda grundläggningstypen. Analys av två hallbyggnader grundlagda i sand respektive moränlera bekräftar att grundläggning med grävpålar är tekniskt möjligt och ger dessutom lägre produktionskostnad jämfört med grundsulor.

Grundvattennivån, vattenförande lager av sand samt behovet av att stabilisera grävpålens schakt, är avgörande för kostnaden och därmed för val av grundläggningsmetod.

- Moränlera och fast lera är optimala för grundläggning med grävpålar:
 - Stabila jordar som kräver liten eller ingen stabilisering alls.
 - Dessa jordar har låg permeabilitet, vilket minskar inverkan av eventuellt förekomst av grundvatten.
- Hårdpackad sand är fördelaktig – litet stabiliseringsbehov och hög bärförmåga.
- Friktionsjordar i allmänhet och speciellt lösa sådana:
 - Kräver stabilisering och är mycket vattenförande – Innebär komplicerad utförande vid tillverkning av grävpålar.
- Ju lösare jorden är desto dyrare är det att grundlägga med grävpålar.

Totalspänningsanalys är den enklaste och mest pålitliga analysmetoden för bestämning av grävpålars bärförmåga i lera. Totalspänningsanalys eller α -metoden som den också kallas innebär att bärförmågan uttrycks som funktion av jordens odränerade skjuvhållfastheten c_u .

Mantelbärförmågan $q_s = \alpha \cdot c_u$, där adhesionsfaktorn α har värdet 0.3 för hållfast lera och ökar ända upp till 1.0 för mjuk lera. Det är rekommenderat att bestämma värdet på α enligt uttrycken framtagna av Kullhawy & Phoon (1993), Coduto (1994) eller O'Neill & Reese (1999) om inte provbelastningar eller andra fältundersökningar visar att annat värde på adhesionsfaktorn α bör utnyttjas. Den sistnämnda metoden kan också användas för dimensionering med avseende på tillåten sättning.

Spetsbärförmågan $q_b = c_u \cdot N_c$, där N_c är en dimensioneringsfaktor som har ett högsta värde runt 9 och som varierar beroende på jordens hållfasthet samt förhållandet mellan grävpålens längd och diameter.

Liksom för lera är det totalspänningsanalys som används för bestämning av bärförmåga i moränlera. Dimensioneringsparametern $N_c = 6 \cdot \left(1 + 0.2 \frac{L}{D}\right) \leq 9$.

Adhisionsfaktorn α har värdet 0.4 för hållfast moränlera och ökar med sjunkande hållfasthet upp till 0.9. Allmänt kan samma α som för ren kohesionsjord användas eller beroende på moränlerans hållfasthet enligt figur 3.8.

Bestämning av grävpålars bärförmåga i friktionsjord är mer komplicerad jämfört med kohesionsjord. Både spets- och mantelbärförmågan i friktionsjord beror till stor del på vertikala - och horisontella spänningar i jorden. Mantelbärförmågan beror på det horisontella trycket längs pålen, som beskrivs med jordtryckskoefficienten K , samt friktionsvinkeln δ mellan pålen och jorden. Tack vare den grova kontaktytan som bildas mellan grävpålen och jorden är det tillåtet att använda $\delta = \varphi'$, däremot är det svårt att bestämma värdet på K . Det krävs därför fler fältundersökningar och analyser av fullskaliga provbelastningar för att kunna bestämma ett rättvisande värde på jordtryckskoefficienten K , som är lämplig att använda för jordförhållanden som råder i Sverige.

Det är svårt att avgöra vilken eller vilka dimensioneringsmetoder som är lämpligast att använda för bestämning av bärförmågan i friktionsjord eftersom olika dimensioneringsmetoder ger varierande resultat, beroende på spänningsförhållandena i jorden och jordens packningsgrad. Spetsbärförmåga enligt Vesics (1975), Janbus (1976) ($\psi = 90^\circ$) och Pålkommisionens *Grävpålanvisningar* bedöms vara lämpliga att använda. Dimensioneringsmetoden som presenteras av O'Neill & Reese (1999) och som även används av den amerikanska Federal Highway Administration FHWA kräver ingen uppskattning av K och δ och rekommenderas därför för beräkning av mantelbärförmågan i friktionsjord. Denna metod har dessutom visat väldigt god överensstämmelse med resultat från provbelastningar utförda i Danmark.

FEM-analys av grävpålar i sand visar att mantelbärförmågan blir överskattad. För att få ett någorlunda korrekt värde på mantelbärförmåga genom FEM-beräkningar bör en kontaktyta med lägre hållfasthet skapas i gränssnittet mellan jorden och grävpålen. Resultatet av FEM - analysen visar dessutom att bestämning av spetsbärförmåga enligt Vesic (1975) och Janbu (1976) med parametern $\psi = 90^\circ$ ger tillfredställande resultat tillsammans med mantelbärförmågan enligt Flemming (2009) eller Das (2007).

Empiriska dimensioneringsmetoder som är baserade på provbelastningsresultat eller andra fältundersökningar, där bärförmågan bestäms direkt från geotekniska undersökningsresultat, är bäst lämpade att användas för de jordar där provbelastningen eller fältundersökningen är utförd eller där det finns samma typ av jord, packningsgrad, spänningsförhållanden osv. Dessa metoder är antagligen bättre än teoretiska sådana, men bara för just de förhållanden där provbelastningen är utförd. Empiriska dimensioneringsmetoder rekommenderas därför inte för dimensionering av grävpålar, om inte provbelastningar och/eller andra fältundersökningar visar att en eller flera av dessa metoder är tillämpbara för jordar som dominerar i Sverige.

Grävpålar kan ta upp stora transversella laster genom att utveckla passivt jordtryck i jorden runt grävpålen. Olika dimensioneringsmodeller finns för beräkning av transversell bärförmåga både i friktions- och kohesionsjord. Val av dimensioneringsmodell görs utifrån rådande geotekniska förhållanden och den enligt konstruktörens bedömning bäst lämpade modellen. Pålar utsatta för transversella laster och/eller moment har olika rotationscentrum beroende på pålens längd och styvhet. Grävpålar betraktas som korta pålar och antas rotera runt dess botten vid praktisk dimensionering av transversell bärförmåga.

Dimensionerande bärförmågan bestäms genom att dividera den karakteristiska bärförmågan med en säkerhetsfaktor SF . Säkerhetsfaktorn $SF = 2 - 3$ för totala bärförmågan, 1.0 för mantelbärförmågan och 3.0 för spetsbärförmågan. Det är dock oftast sättningarna som är dimensionerande. Sättningskraven uppfylls ofta om ovan nämnda säkerhetsfaktorer används och i fall kraven på sättningar är av mindre betydelse, kan de ovannämnda säkerhetsfaktorerna reduceras. Grävpålars sättningar beräknas på samma sätt som för ytligt grundlagda fundament t.ex. med traditionella 2:1 metoden eller genom att använda normaliserade last- förskjutningssamband.

Eurokod innehåller inga dimensioneringsmetoder för bestämning av grävpålars geotekniska bärförmåga, men ger anvisningar och krav på hur bärförmågan ska tas fram. Dimensionerande bärförmåga enligt Eurokod bestäms genom att dividera erhållen karakteristisk bärförmåga med säkerhetsfaktorer i form av partialkoefficienter γ_R som beror på typ av påle, samt modellfaktorer γ_{Rd} som tar hänsyn till osäkerheter i beräkningsmodellen. Samma värden på partialkoefficienter och modellfaktorer för bestämning av axiell bärförmåga, antas gälla vid bestämning av transversell bärförmåga.

Referenser

1. Adams, J. I (1975) Investigation and Analysis of Transmission Tower Foundations: Ontario Hydro Research Division Report No. 75-51-H, Toronto, Canada, Jan., 1975.
2. Al-Homoud, Azm S, Fouad, T & Mokhtar, A (2003) Comparison between measured and predicted values of axial end bearing and skin capacity of piles bored in cohesionless soils in the Arabian Gulf Region: Geotechnical and Geological Engineering, Volume 21, Number 1 / March, 2003.
3. Alheid, Peter (2009) Hercules Grundläggning AB: Mailkorrespondens.
4. Andersson, Stefan (2010) Skanska Sverige AB, Skanska Teknik, Malmö: Intervju.
5. Barton, Y.O. (1982) Laterally Loaded Model Piles in Sand, Centrifuge Tests and Finite Element Analyses. Ph.D. Thesis: University of Cambridge.
6. Bergdahl, U, Ottosson, E & Stigson Malmberg, B (1993) Plattgrundläggning. Stockholm: Statens geotekniska institut.
7. Berggren, Bo & Bengtsson, Per-Evert (1985) Grävpålar i friktionsjord: Anvisningar för dynamisk förbelastning: Pålkommissionen rapport 77.
8. Berggren, Bo (1992) Grävpålar. Stockholm: Byggeforskningsrådet.
9. BFS (2011) Boverkets författningssamling BFS 2011:10 EKS 8. Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder). Boverket 2011.
10. Briaud, Jean-Louis (1992) The Pressuremeter. A.A. Balkema. Rotterdam.
11. Bro (2004). Bro 2004, 3 Grundläggning: VV Publ 2004:56
12. Broms, B (1964) Lateral resistance of piles in cohesive soils. Jour. SMFD, Proc. ASCE, No SM2, 1964 & Lateral resistance of piles in cohesionless soils. Jour. SMFD, Proc. ASCE, No SM3, 1964.
13. Bustamante, M & Gianceselli, L (1982) Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT. Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Amsterdam, 2 (1982), pp. 493-500.
14. ByggAi (2010) ByggAi. www.byggai.se
15. Cherubini, C, Giasi, C.I & Lupo, M (2005) Interpretation of load tests on bored piles in the city of Matera. Geotechnical and Geological engineering 23:349-364
16. Chik, Z.H, Abbas, J.M, Taha, M.R & Shafiqu Q.S.M (2009) Lateral Behavior of Single Pile in Cohesionless Soil Subjected to Both Vertical and Horizontal Loads. European Journal of Scientific research, Vol. 29 No.2 (2009), pp. 194-205

17. Coduto D.P (1994) Foundation Design: Principles and Practices. New York: Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs.
18. Comodromos, E.M, Papadopoulou Mello C. & Rentzeperis I.K (2009) Pile foundation analysis and design using experimental data and 3-D numerical analysis. Computers and Geotechnics 36 (819-836)
19. Craig, R.F (2004) Craig's Soil Mechanics. New York.
20. Das, Braja M. (2007) Principles of Foundation Engineering, Sixth Edition. Toronto.
21. DIN 4014. Bohrpfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten (Bored piles – Production, design and structural behavior): Deutsche Institut für Normen, 1990.
22. DIN 1054. Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd-und Grundbau (Subsoil-verification of the safety of earthworks and foundation): Deutsche Institut für Normen, 2003.
23. Ekdahl, Ulf (1992) Axiellt belastad borrad plint i lermorän, Utvärdering av last-förskjutningssamband: PEAB Entreprenad AB, Grundteknik.
24. Ekdahl, Ulf (2009) Peab Sverige AB: Intervju.
25. Fleming, W. G. K. (2009) Piling engineering. 3. ed. Abingdon: Taylor & Francis
26. Gue, S. S., Tan, Y. C. & Liew, S. S. (2003). A Brief Guide of Bored Piles under Axial Compression – A Malaysian Approach. Seminar on Bridge, Kuala Lumpur, 25th – 26th June, 2003. www.gnpgeo.com
27. Hansbo, Sven (1981) Grundläggning av byggnader och maskinfundament. Göteborg: Chalmers tekniska högskola.
28. Hansbo, S & Jenderby, L (1983) A case study of two alternative foundation principles: conventional friction piling and creep piling: Väg- och vattenbyggaren, 7(8): 29-31.
29. Holmberg, Gunnar (2010) Teknikansvarig, Skanska Sverige AB, Skanska Teknik, Bro och Anläggning. Göteborg: Mailkorrespondens.
30. IEG (2008) Tillämpningsdokument Pålar. Rapport 8:2008, Rev 2: Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik.
31. Indopora (2009) Indopora Foundation Specialist. www.indopora.com
32. Ismael, Nabil F & Al-Sanad Hasan A (1986) Uplift Capacity of Bored Piles in Calcareous Soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No.10, Oktober 1986
33. Janbu, N (1976) Static Bearing Capacity of Friction Piles. Proc. 6th European Conference on SMFE, Vol. 1.2, 1976

34. Kolk J & Van der Velde E (1996) A reliable method to determine friction capacity of piles driven into clays. OTC, Houston.
35. Krabbenhoft, Sven, Andersen, Allen & Damkilde Lars (2008) The tensile capacity of bored piles in frictional soils. Canadian geotechnical journal: Revue canadienne de géotechnique. 45:1715-1722
36. Kulhawy, F.H. and Phoon, K.K (1993) Drilled shaft side resistance in clay soil to rock. Proceedings of Conference on Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock. Geotechnical Special Publication, No.38, ASCE, 1993, pp. 172–183.
37. Liu, Cheng & Evett, Jack B (2005) Soils and Foundations: SI edition. Singapore: Prentice Hall.
38. Lundell, Bengt (2010) Skanska Sverige AB, Skanska Teknik, Malmö: Intervju.
39. Mahler, András (2003) Use of Cone Penetration Test in pile design. Periodica Polytechnica Ser. Civ. Eng. Vol . 47, NO. 2, PP. 189–197, 2003
40. MIDAS (2010) GTS (Geotechnical and Tunnel analysis System), MIDAS Information Technology Co. www.midas-diana.com/gts/
41. Mårtensson, Ola (2009) Peab Grundläggning AB. Intervju 2009-12-01
42. Möller, Henrik (2009) Tyréns AB, Helsingborg: Mailkorrespondens
43. O'Neill, M.W & Reese, L.C (1999) Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods. Washington, DC: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
44. Olsson, Connie & Holm, Göran (1993) Pålgrundläggning. Stockholm: Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut
45. Omer, J.R, Robinson R.B, Delpak, R & Shih J.K.C (2003) Large-Scale pile tests in Merica mudstone: Data analysis and evaluation of current design methods. Geotechnical and Geological Engineering 21:167-200, 2003
46. Peab Grundläggning (2010) Peab Grundläggning AB. www.peabgrundlaggning.se 2010-01-15
47. Peleveiledningen (1991) Peleveiledningen, hefte 1-2, 2 utg. Oslo: Norges Byggstandardiseringsråd.
48. Pålkommissionen (1979) Grävpålanvisningar, Dimensionering, utförande och kontroll av grävda, i jorden gjutna pålar. Stockholm: Pålkommissionen, rapport 58.
49. Sladen J.A (1992) The adhesion factor: applications and limitations. Canadian Geotechnical Journal, 29 (1992), 322-326.
50. Software Engineering (2009) Software Engineering AB, www.byggdata.se

51. SS-EN 1536. Svensk Standard SS-EN 1536:2010 Utförande av geokonstruktioner – Grävpålar, utgåva 2, 2010. Stockholm: SIS.
52. SS-EN 1990. Svensk Standard SS-EN 1990 Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. Stockholm: SIS.
53. SS-EN 1992. Svensk Standard SS-EN 1992-1-1 Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. Stockholm: SIS.
54. SS-EN 1994. Svensk Standard SS-EN 1994-1-1 Eurokod 4: Dimensionering av samverkanskonstruktioner i stål och betong - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. Stockholm: SIS.
55. SS-EN 1997-1. Svensk Standard SS-EN 1997-1. Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1 Allmänna regler. Stockholm: SIS.
56. SS-EN 1997-2. Svensk Standard SS-EN 1997-2 Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 2 Markundersökning och provning Stockholm: SIS.
57. TK Geo (2009). Tekniska kravdokument Geo, TK Geo 2009:46. Vägverket
58. Vesic, A. S (1970) Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site: *JSMFD*, ASCE, 96 (SM2) March 1970.
59. Vesic, A.S (1975) Principles of Pile Foundation Design, Soil Mechanics Series No. 38, School of Engineering: Duke University.
60. VVFS (2009) Vägverkets författningssamling VVFS 2009:19. Vägverkets föreskrifter om ändring i föreskrifterna (VVFS 2004:43) om tillämpningen av europeiska beräkningsstandarder. Vägverket
61. Weltman, A.J. and Healy, P.R (1978). Piling in boulder clay and other glacial tills. DoE/CIRIA Report PG 5. London.
62. Wikells (2007) Sektionsfakta – NYB 06/07: Wikells.
63. Wikipedia (2010) Pålning, www.wikipedia.org
64. Zhang, L. M & Wong, Eric Y. W (2007) Centrifuge Modeling of Large-Diameter Bored Pile Groups with Defects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*/September 2007, Volume 133, Issue 9, pp. 1055-1181.

Omslagsfoton

65. Omslagsfoto 1 (till vänster). Pile Driving, <http://pile-driving.com> 2010-10-01
66. Omslagsfotot 2 (till höger). KGS-Astana LLP, <http://www.kgs-astana.kz/en/> 2010-10-01