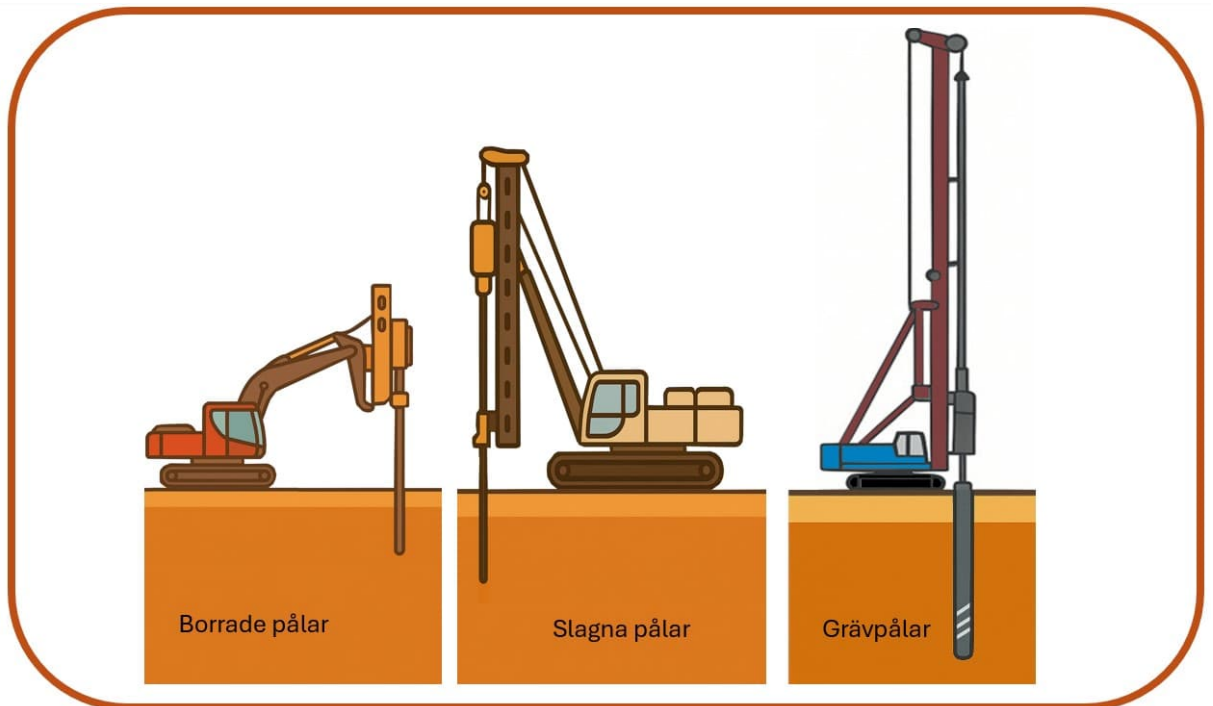

PÅLHANDBOKEN

KAPITEL 5, DIMENSIONERINGSPRINCIPER



INNEHÅLLSFÖRTECKNING

5	Dimensioneringsprinciper	5
5.1	Grundläggande begrepp	5
5.1.1	Lasteffekt	5
5.1.2	En påles bärförmåga	5
5.2	Grundläggande dimensioneringsprincip	7
5.3	Funktion och verkningssätt	8
5.3.1	Allmänt om pålars funktionssätt	8
5.3.2	Spetsburna pålar	8
5.3.3	Mantelburna pålar	9
5.3.4	Dragbelastade pålar	11
5.3.5	Transversalbelastade pålar	11
5.3.6	Delvis fritt stående pålar (fri knäckning)	13
5.4	Krav och normer	15
5.5	Dimensioneringsförutsättningar (grundläggande teori)	16
5.5.1	Allmänt	16
5.5.2	Dimensionering i brottgränstillstånd	17
5.5.3	Dimensionering i brukgränstillstånd	18
5.5.4	Dimensioneringsförutsättningar för beräkning av konstruktiv bärförmåga	19
5.6	Dimensionering	21
5.6.1	Samband mellan konstruktiv och geoteknisk bärförmåga samt installation	21
5.6.2	Dimensioneringsmetoder	21
5.6.3	Geoteknisk bärförmåga	22
5.6.4	Konstruktiv bärförmåga	22
5.7	Lastfördelning för pålgrupper	25
5.8	Laster och lasteffekter	29
5.8.1	Allmänt om laster, lasteffekter och snittkrafter	29
5.8.2	Lasteffekt	30
5.8.3	Påhängslaster av sättningar i omgivande jord	33
5.8.4	Cykliska laster (utmattning)	39
5.8.5	Transversella laster och lasteffekter	39
5.9	Installationens inverkan på pålmaterial och jordmaterial	40
5.9.1	Allmänt om påkänningar i pålmaterial under installationskedet	40
5.9.2	Installationens påverkan på pålmaterial	41
5.9.3	Installationens inverkan på omgivande jordmaterial	41
5.10	Beständighet	43
5.11	Referenser	43

5 DIMENSIONERINGSPRINCIPER

5.1 GRUNDLÄGGANDE BEGREPP

Nedan redovisas några grundläggande begrepp avseende dimensionering. Övriga relevanta begrepp och definitioner redovisas i kapitel 1. Beteckningar redovisas vid respektive ekvation.

5.1.1 Lasteffekt

Med lasteffekt menas inverkan av den kombinerade last som i olika gränstillstånd före, under och efter installation kan komma att påverka en påles samtliga delar och snitt. Detta inkluderar effekten av samtliga laster, inklusive påhängslaster, och effekter av tvångsdeformationer orsakade av jordrörelser.

Lasteffekten i en påle avser axiell tryckkraft, axiell dragkraft, transversella krafter, böjande moment och eventuella vridande moment och kombinationer av dessa samt deformationer orsakade av laster och/eller jordrörelser.

Den totala lasteffekten i form av angripande krafter och tvångsförskjutningar ger upphov till tillskottsdeformationer och snittkrafter i pålen. Dessa tillskottsdeformationer och snittkrafter varierar vanligtvis i storlek utmed pålens längd. Böjande moment av tvångsdeformationer i påltopp klingar av mot djupet medan påhängslaster orsakade av sättningar i jord ger tryckande normalkrafter i pålen som ökar med djupet. Även andra ordningens moment minskar vanligtvis mot djupet då jordens sidomotstånd normalt ökar med djupet.

I avsnitt 5.8 behandlas lasteffekter på installerad påle. Belastningar på pålar under installationen behandlas i avsnitt 5.9. För förtillverkade betongpålar är det betongpåletillverkaren som ansvarar för instruktioner för hantering från fabrik till inlyftning i pålkran. På motsvarande sätt krävs instruktioner för hantering av stålplålar från tillverkning till inlyftning i pålkran.

5.1.2 En påles bärförmåga

En påle installeras för att bära upp ett byggnadsverk med erforderlig säkerhet och acceptabla rörelser för byggnadsverket och med acceptabel beständighet för pålen under byggnadsverkets livslängd.

För pålen ska vid projekteringen beaktas

- Att pålens konstruktiva bärförmåga är tillräcklig.
- Att pålens geotekniska bärförmåga är tillräcklig.

Den **dimensionerande bärförmågan** för en installerad påle är det lägsta värdet av dimensionerande konstruktiv bärförmåga och dimensionerande geoteknisk bärförmåga.

5.1.2.1 En påles konstruktiva bärförmåga

Den konstruktiva bärförmågan för en påle definieras som:

En påles förmåga att överföra lasteffekter utan att pålen inklusive eventuell topplåt, skarv/skarvar och pålsko går till brott eller deformerar på ett skadligt sätt.

Detta innebär att en påle ska ha förmåga att bära och överföra lasteffekter före, under och efter installation utan att motsvarande gränstillståndskrav för ingående pålmaterial överskrids.

Den konstruktiva bärförmågan är objektsspecifik. Detta innebär att en påles dimensionerande konstruktiva bärförmåga inte kan anges generellt eftersom den är beroende av förhållandena på den plats där pålen installeras. Sidostöttande effekt från omgivande jord liksom slagningspåverkan under installationen påverkar den konstruktiva bärförmågan.

Den konstruktiva bärförmågan verifieras så gott som uteslutande med beräkningar.

Noterbart är att stötvågsmätningar, se kapitel 7 och 9, som utförs för att verifiera den geotekniska bärförmågan (se avsnitt 5.1.2.2) **inte** kan användas för verifiering av den konstruktiva bärförmågan. Stötvågsmätning kan däremot användas för att detektera eventuella skador som kan påverka en påles konstruktiva bärförmåga eller för att verifiera en påles integritet, se avsnitt 5.9 samt kapitel 7 och 9.

5.1.2.2 En påles geotekniska bärförmåga

Den geotekniska bärförmågan för en påle definieras som:

Jordens och/eller bergets förmåga att vid en påles spets och längs dess mantel ta upp påförd lasteffekt utan att det uppstår brott i jord/berg eller att skadliga rörelser uppstår.

En påles geotekniska bärförmåga beror av de geotekniska förhållandena, pålens form och tvärsnittsyta samt installationssätt och installationsdjup. Vid verifiering av den geotekniska bärförmågan med stötvågsmätning är den verifierbara geotekniska bärförmågan även beroende av tillförd energi vid mätslaget, samt kontrollens omfattning och utförande.

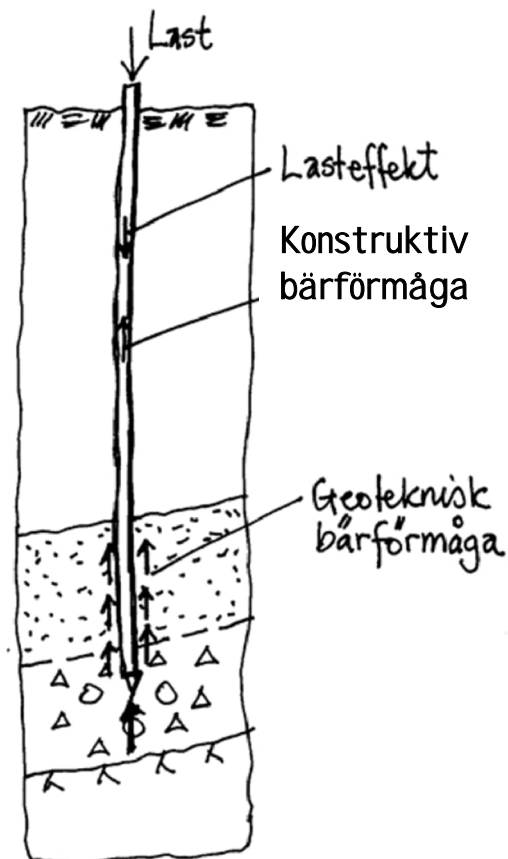
5.2 GRUNDLÄGGANDE DIMENSIONERINGSPRINCIP

Det generella dimensioneringskravet är:

Dimensionerande konstruktiv bärförmåga och dimensionerande geoteknisk bärförmåga skall var för sig vara större än dimensionerande lasteffekt.

$$\begin{matrix} \text{Dimensionerande konstruktiv bärförmåga} \\ \text{Dimensionerande geoteknisk bärförmåga} \end{matrix} \geq \text{Dimensionerande lasteffekt}$$

Kravet innebär att dimensionerande lasteffekt (varierar vanligtvis utmed pålens längd) som påverkar en påle före, under och efter installation inte får vara större än motsvarande dimensionerande konstruktiv bärförmåga hos påle inklusive beslag. Efter installation gäller dessutom att dimensionerande lasteffekt inte får vara större än dimensionerande geoteknisk bärförmåga (bärförmåga med hänsyn till brott i omgivande jord eller berg). Se Figur 5.1.



Figur 5.1 Grundbegrepp (Pålkommissionen, 2007).

5.3 FUNKTION OCH VERKNINGSSÄTT

5.3.1 Allmänt om pålars funktionssätt

5.3.1.1 Indelning efter funktionssätt

Med utgångspunkt från det sätt laster överförs från pålarna till jorden indelas pålar ofta i spetsburna respektive mantelburna pålar. I svenskt språkbruk görs ofta skillnad mellan mantelburna pålar i friktionsjord (friktionspålar) och mantelburna pålar i kohesionsjord (kohesionspålar). I t.ex. engelskt språkbruk görs ingen sådan åtskillnad, utan mantelburna pålar såväl i friktionsjord som i lera benämns "friction piles". Pålar är sällan renodlat spetsburna eller mantelburna. I exempelvis silt- och sandjordarter överförs lasten till jorden ofta såväl via spetsen som via manteln.

De flesta påltyper beskrivna i Pålhandboken kan fungera som antingen spetsburna, mantelburna eller en kombination av dessa funktionssätt. Två påltyper som är lite speciella i detta avseende är "borrade injekterade pålar" och "stålkärnepålar".

Borrade injekterade pålar, som installeras och förankras i jord, är i princip alltid mantelburna.

Stålkärnepålar är i princip att betrakta som spetsburna där lasten överförs från stålkärna till berg. Stålkärnan kan "borras in" en kort bit i friskt berg och då överförs lasten som kontaktryck mellan stålkärnans spets och berg eller så borras kärnan in en längre sträcka i berget och då överförs lasten genom vidhäftning mellan stålkärnans mantel via påsvetsade rillor till cementbruk/cementsuspension och vidare från cementbruk/cementsuspension till berg.

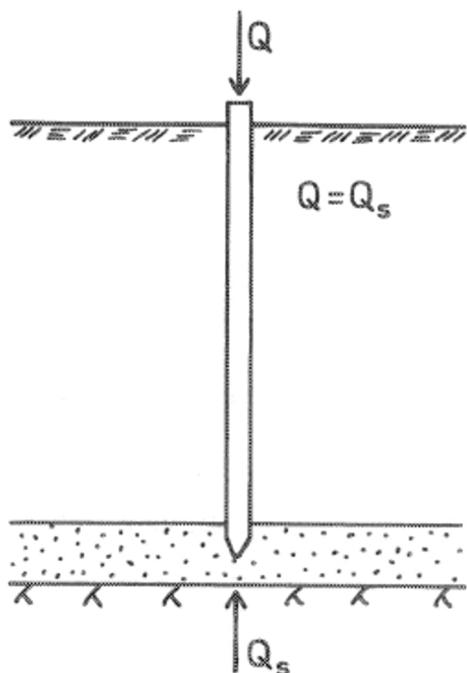
5.3.1.2 Mobilisering av geoteknisk bärförmåga

Bärförmågan för en påle är beroende av att den omkringliggande jordens eller bergets hållfasthet mobiliseras. För att pålens geotekniska bärförmåga ska kunna mobiliseras krävs en viss permanent förskjutning av pålen relativt omgivande jord eller berg. Den förskjutning som erfordras för att mobilisera mantelbärförmågan är liten, oftast endast några få millimeter (2 till 5 mm). Det kan däremot erfordras relativt stora förskjutningar (cirka 5-10% av pålens diameter) för att fullt mobilisera dess spetsbärförmåga i jord. Praktiskt sett utnyttjas därför ofta bara en del av pålens verkliga spetsbärförmåga, detta gäller framför allt korta spetsburna pålar installerade till berg och pålar som i huvudsak är mantelburna.

Direkt efter pålinstallationen är såväl friktionsjorden som kohesionsjorden påverkad (störd). Pålens bärförmåga ökar sedan med tiden. I friktionsjord är det svårt att prognostisera hur stor pålens bärförmågetillväxt blir. Detaljerad information om mobilisering av geoteknisk bärförmåga och bärförmågans tillväxt med tiden redovisas i kapitel 7.

5.3.2 Spetsburna pålar

Spetsburna pålar överför lasten huvudsakligen via spetsen till berg eller fast jordlager, se Figur 5.2. I det fall en påle är slagen till berg är mantelbärförmågan av underordnad betydelse, framför allt vid korta till medellånga (< cirka 15-20 m) pålar i lera.



Figur 5.2 Funktionssätt hos spetsburen påle (Olsson och Holm, 1993).

För påle installerad till ett fast jordlager har pålen en viss mantelbärförmåga även om dess spetsbärförmåga är dominerande. Störst betydelse för en spetsburen påles last-deformationsegenskaper har själva pålelementets elastiska egenskaper, spetsareans storlek samt egenskaperna hos jorden eller berget närmast under pålspetsen. Även jordlagrets tjocklek under pålspetsen har betydelse för pålens last-deformationssamband.

5.3.3 Mantelburna pålar

Mantelburna pålar överför huvuddelen av lasten till omgivande jord eller berg genom skjuvspänningar i kontaktytan mellan pålens mantelyta och omgivande jord.

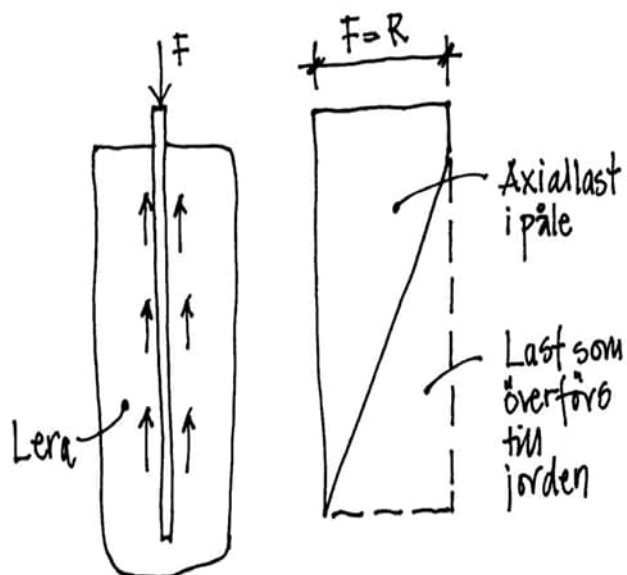
5.3.3.1 Mantelburen påle i kohesionsjord

En kohesionspåle i lera med låg till medelhög hållfasthet har vanligtvis en lastfördelning vid geotekniskt brott enligt Figur 5.3.

Den geotekniska bärförmågan utgörs i stort sett enbart av mantelbärförmåga. Pålspetsen har mycket liten bärförmåga och kräver dessutom större rörelser än manteln för mobilisering av brottlast i jorden.

Lasten från pålen förs ut i den omgivande jorden och ger upphov till sättning i denna. Sättningarna påverkar det byggnadsverk som pålningen utförs för och omgivningen. Pålängden anpassas normalt så att acceptabla sättningar erhålls.

Kohesionspåle



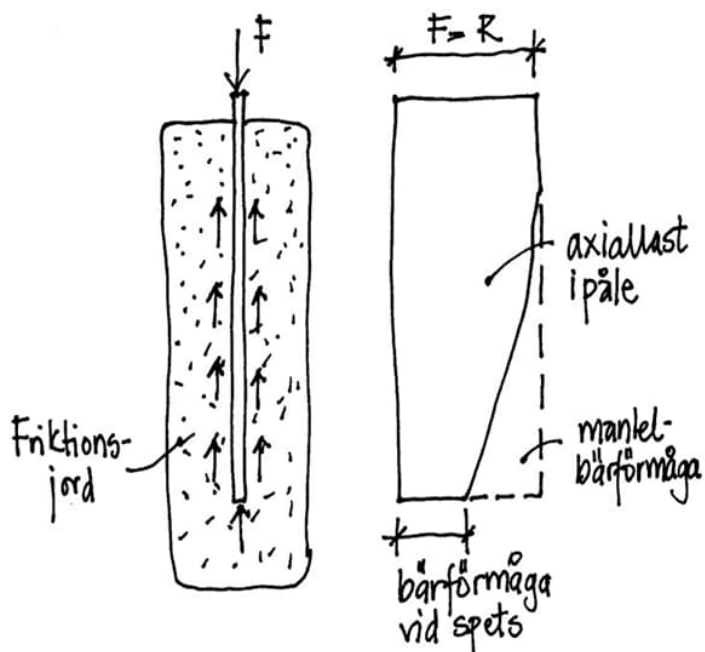
Figur 5.3 Mantelburen påle i lera med låg till medelhög hållfasthet (Pålkommissionen, 2007).

5.3.3.2 Mantelburen påle i friktionsjord

En påle i friktionsjord har vanligtvis en lastfördelning vid geotekniskt brott enligt Figur 5.4.

Den geotekniska bärförmågan utgörs av både spets- och mantelbärförmåga. Det erfordras relativt större rörelse vid spetsen än vid manteln för mobilisering av geoteknisk bärförmåga.

Friktionspåle



Figur 5.4 Mantelburen påle i friktionsjord (Pålkommissionen, 2007).

5.3.4 Dragbelastade pålar

En dragbelastad påle i kohesionsjord och/eller friktionsjord överför hela lasten utmed manteln. I det avseendet fungerar pålen på samma sätt som en mantelburen tryckbelastad påle. Dragbelastningen i sig medför att överlagringstrycket minskar i jorden närmast pålen varvid mantelbärförmågan (framförallt för pålar i friktionsjord) blir något lägre för dragbelastade pålar än för pålar belastade med tryckande last. Den geotekniska bärförmågan för dragbelastade pålar finns mer utförligt beskrivet i kapitel 7.

För dragbelastade pålar blir ofta den konstruktiva bärförmågan dimensionerande, detta gäller framförallt för pålskarvar och förankringar i överbyggnaden samt eventuella förankringar i berg. För dimensionering av pålelement inklusive beslag och förankringar för olika påltyper, se kapitel 6.

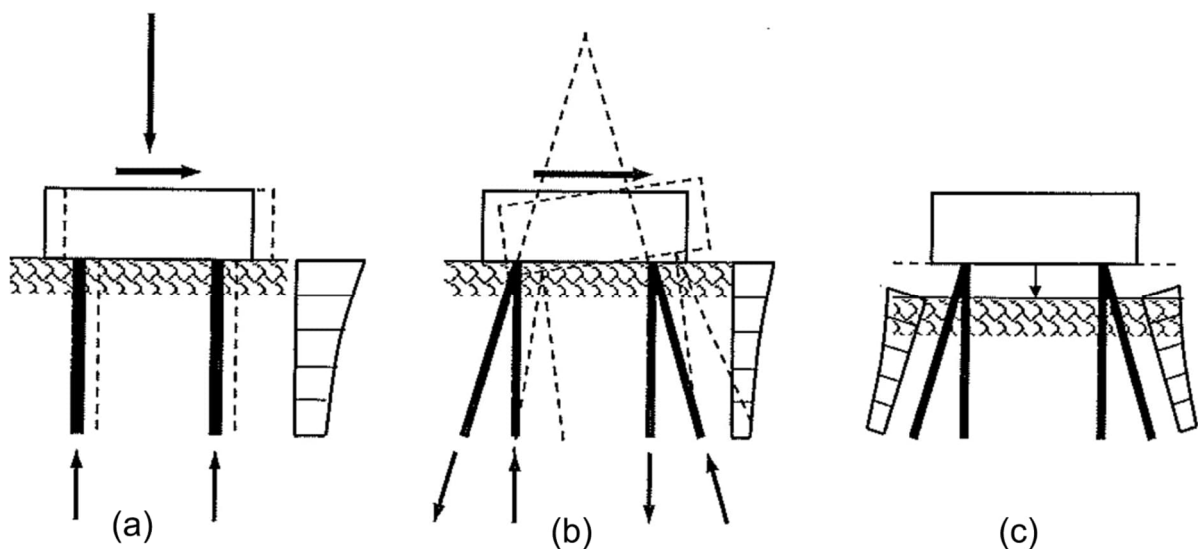
5.3.5 Transversalbelastade pålar

5.3.5.1 Allmänt

I Sverige är det sedan länge mer eller mindre praxis att överföra horisontella laster till undergrunden med hjälp av lutande axialbelastade pålar. Pålarnas sidomotstånd utnyttjas sällan enbart för att överföra horisontella laster, då pålarna är för slanka för att kunna bära några större horisontella laster. Vid grundläggning med grova pålar, typ grävpålar, är det däremot normalt att överföra horisontella laster till undergrunden enbart genom pålens sidomotstånd. Internationellt är kanske detta den vanligaste metoden att uppta horisontella krafter.

Pålgrupper där pålar utsätts för en kombination av axiellast och transversallast kan delas in i tre principiellt olika fall, se även Figur 5.5:

- Pålgrupp med enbart vertikala pålar, se Figur 5.5 (a). Pålarna dimensioneras för en kombination av normalkraft, moment och tvärkraft.
- Pålgrupp med lutande pålar, se Figur 5.5 (b).
- Pålgrupp med lutande pålar som utöver yttre laster belastas med transversella laster mot pålarna orsakad av exempelvis marksättningar, se Figur 5.5 (c).



Figur 5.5 Tre principiella fall där sidomotstånd mot påle är aktuellt att beakta. (a) Horisontell belastning av pålgrupp med enbart vertikala pålar, (b) transversella rörelser av enskilda pålar i pålgrupp med lutande pålar och (c) passiv belastning av pålar i pålgrupp, t.ex. orsakad av marksättningar.

5.3.5.2 Enskild påle

Bärförmågan för en transversalbelastad (vertikal) påle beror av den brottmekanism som utvecklas. För korta pålar beror bärförmågan främst på pållängden samt jordens skjuvhållfasthet och modul. För långa pålar beror bärförmågan både på brottmomentet i själva pålen och på jordens skjuvhållfasthet, men däremot inte av pållängden.

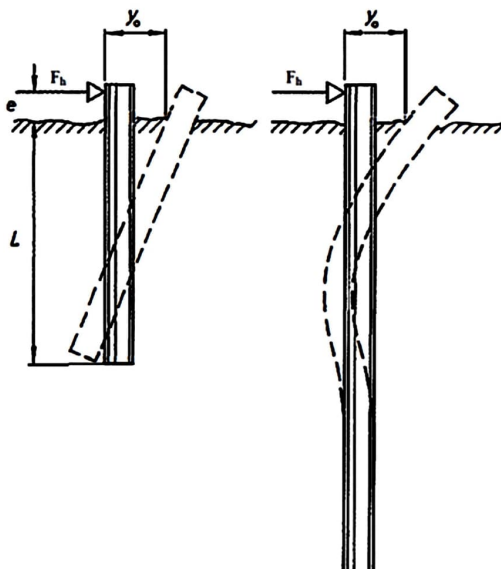
Klassisk jordtrycksteori kan i allmänhet användas för att göra överslagsberäkningar för en horisontalbelastad påles bärförmåga, jämför t.ex. Randolph och Houlsby (1984). Mer exakta beräkningar kan utföras med numeriska beräkningsmetoder, som bygger på samverkansbetraktelser mellan påle och omgivande jord.

Slanka pålar kan användas men deras transversella bärförmåga och styvhet är mycket låg, framförallt i jordar med låg hållfasthet. Grövre pålar än de i Sverige vanligast förekommande ger bättre möjligheter att nyttja pålarna direkt för överföring av horisontella belastningar. Internationellt är lutande pålar sällsynta. I Sverige används oftast mycket slanka pålar och ofta är de installerade i lösa jordar. Svensk praxis är därför att horisontella laster från överliggande konstruktioner beräkningsmässigt överförs till jorden genom lutande, axialbelastade pålar.

Det finns två principiella verkningsätt (se Figur 5.6):

- "kort påle" där konstruktiv bärförmåga (STR) > geoteknisk bärförmåga (GEO)
- "lång påle" där geoteknisk bärförmåga (GEO) > konstruktiv bärförmåga (STR).

För pålar i lera är ofta rörelsernas storlek dimensionerande snarare än själva bärförmågan. Beräkningsmässigt uppstår plastiska, kvarstående, deformationer vid rörelser hos påltoppen på cirka 10 % av pålens diameter.



Figur 5.6 Principskiss transversalbelastning. Till vänster: verkningsätt för en kort påle, Till höger: verkningsätt för en lång påle.

I kapitel 6 redovisas en analytisk beräkningsmetod för långa pålar belastade med transversallast och axiallast.

För den intresserade läsaren finns detaljerad redovisning av verkningsätt och dimensionering av transversalbelastade pålar i Pålkommisionen Rapport 101 (Pålkommisionen, 2006).

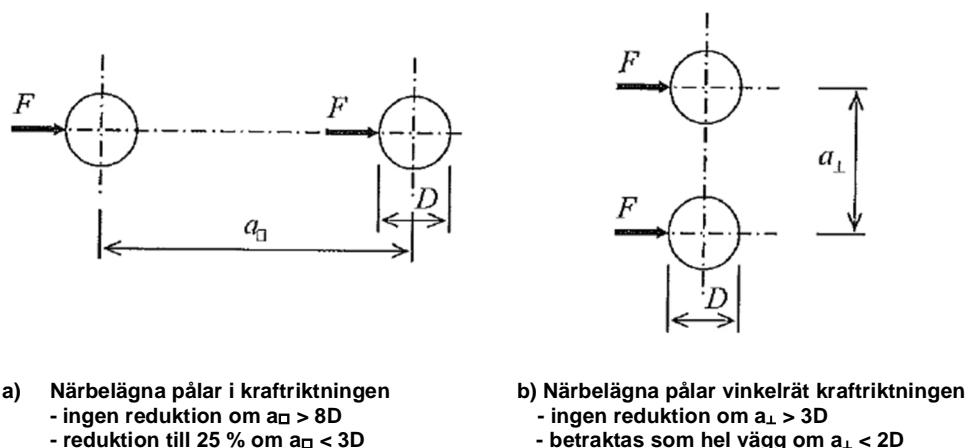
5.3.5.3 Grupp-effekt

I pålgrupper kan pålarna stå så nära varandra att spänningsfältet runt en påle kan påverka närstående pålar. Fenomenet kallas grupp-effekt eller grupp-verkan. Kunskapen om grupp-effektens inverkan på den enskilda pålens respektive pålgruppens respons vid transversell belastning är begränsad.

Om inte annat kan påvisas vara mer riktigt rekommenderas att jordens hållfasthet och bäddmodul reduceras vid tätt stående pålar enligt nedan:

- Där pålar ej står närmare varandra än $8D$ i samma riktning som horisontalkraft verkar räknas pålarna som enskilda pålar. Är avståndet mellan pålarna $3D$ reduceras bäddmodul till 25 % av oreducerat värde. För mellanliggande värden interpoleras rätlinjigt.
- Där pålar ej står närmare varandra än $3D$ i riktning som är vinkelrät mot angripande horisontalkraft antages att pålarna fungerar som enskilda pålar. Vid mindre avstånd än $2D$ räknas som om pålarna bildar en hel vägg. För mellanliggande värden interpoleras rätlinjigt.

Rekommendationerna redovisas i Figur 5.7.



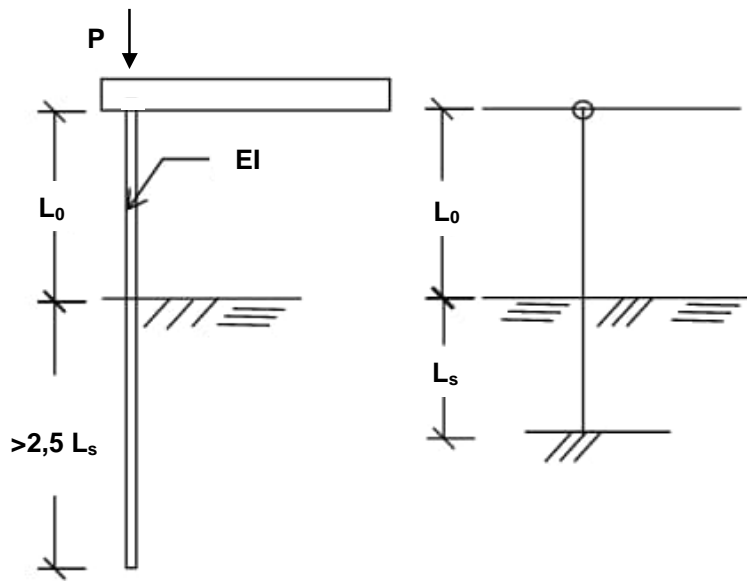
Figur 5.7 Grupp-effekt vid pålar i pålgrupp.

5.3.6 Delvis fritt stående pålar (fri knäckning)

Knäckning av pålar som inte är sidostöttade av jord utmed hela sin längd, härnå efter refererade till som fritt stående pålar, behandlas övergripande i Pålkommisionen Rapport 90 (Pålkommisionen, 1993 och Handboken Bygg G13:32 (Svensk Byggtjänst, 1984).

Fritt stående pålar förekommer bland annat i kaj- och hamnkonstruktioner (fria i luft och/eller vatten), se Figur 5.8, vid pålade konstruktioner i torv, som temporära pålar i arbetsbryggor, under vissa förutsättningar i lättfyllning samt då pålar friläggs till följd av stora marksättningar eller schakt. Till skillnad från en påle som knäcker i jord kommer den fritt stående pålen att uppvisa ett snabbare knäckningsförlopp.

Fritt stående pålars beräknade bärförmåga är mycket känslig för antaganden om fri längd, inspänningsförhållanden och böjstyvhet. Sammantaget utgör fritt stående pålar en komplicerad grundläggning med förhöjd risk där en konstruktör måste kontrollera hela systemets stabilitet med samtliga verkande laster. Fritt stående pålar är särskilt känsliga för inspänningsförhållanden, exempelvis svajig stötning i toppen som kan bli aktuellt för pålbryggor eller konstruktioner med ofullständig horisontell styvhet. Mer om dimensionering av fritt stående pålar finns att läsa i kapitel 6.



Figur 5.8 Påle med fri längd, L_0 , i luft eller vatten (Handboken Bygg G13 (Svensk Byggtjänst, 1984)).

5.4 KRAV OCH NORMER

Det är den svenska tillämpningen av eurokoderna som gäller vid dimensionering av pålar såväl som övrigt byggande i Sverige. Den styrs av nationella bilagor från Boverket och Transportstyrelsen (Boverket, 2011 och 2022 och Transportstyrelsen, 2018). Mer ingående beskrivning av gällande normer och krav redovisas i kapitel 1.

För dimensionering av pålar innebär det att en påles konstruktiva bärförmåga ska dimensioneras i brottgränstillstånd STR, medan den geotekniska bärförmågan ska dimensioneras i brottgränstillstånd GEO, se SS-EN 1990, paragraf 6.4.1 (SIS, 2002) och SS-EN 1997-1:2005, paragraf 2.4.7.1 (SIS, 2005). Vidare ska den konstruktiva bärförmågan dimensioneras med dimensioneringssätt 3 (DA3) medan den geotekniska bärförmågan ska dimensioneras med dimensioneringssätt 2 (DA2), se SS-EN 1997-1:2005, paragraf 2.4.7.3.4 (SIS, 2005) och nationella anpassningar i BFS 2011:10, EKS 8 och BFS 2022:4 EKS 12 (Boverket, 2011 och 2022) samt TSFS 2018:57 (Transportstyrelsen, 2018). För dimensioneringssätt och de olika brottgränstillstånden, se även IEG Rapport 2:2008, Rev 3, TD-Grunder (IEG, 2013) och IEG Rapport 8:2008, Rev 3, TD-Pålgrundläggning (IEG, 2016).

Prefabricerade betongpålar ska utformas enligt den harmoniserade produktstandard SS-EN 12794:2005 (SIS, 2008) vilket innebär att betongpålar måste vara certifierade enligt standarden och att det ska upprättas en prestandadeklaration i enlighet med krav i standarden. Det innebär samtidigt att prefabricerade betongpålar måste vara CE-märkta.

Notera att det i dagsläget inte finns någon harmoniserad standard för stålplålar vilket innebär att det inte finns något krav på certifiering av stålplålar. Däremot så finns det krav på att plåtar, stålprofiler och övriga stålprodukter som pålarna tillverkas av uppfyller krav som finns i harmoniserade standarder för tillverkningen av dessa respektive produkter. Det finns också krav på certifiering av tillverkning av stålprodukter i fabrik/verkstad enligt SS-EN 1090-2:2018 (SIS, 2024) som gäller även för tillverkning av stålplålar.

I och med att det inte finns någon harmoniserad standard för stålplålar går det fortfarande att utfärda typgodkännande för stålplålar.

De stora leverantörerna av stålplålar i Sverige har CE-märkt sina pålar enligt ETA (European Technical Approval). Det är en form av europeiskt typgodkännande där tillverkaren/leverantören ansvarar för att alla EU-krav är uppfyllda.

5.5 DIMENSIONERINGSFÖRUTSÄTTNINGAR (GRUNDLÄGGANDE TEORI)

5.5.1 Allmänt

Vid dimensionering i brottgränstillstånd, gäller allmänt, att bärande konstruktioner och de byggnadsdelar där de ingår ska hänföras till någon av de säkerhetsklasser som föreskrivs i Eurokod och definieras av Boverkets respektive Transportstyrelsens föreskrifter (nationella bilagor) (Boverket, 2011 och 2022 och Transportstyrelsen, 2018).

För geokonstruktioner ska en uppdelning också göras i s.k. geotekniska kategorier (GK).

5.5.1.1 Säkerhetsklass och konsekvensklass

Varje byggnadsdel ska hänföras till en av säkerhetsklasserna, SK1, 2, 3 eller 4. För fullständig beskrivning, se SS-EN 1990 (SIS, 2002) inklusive nationella bilagor (Boverket, 2011 och 2022 och Transportstyrelsen, 2018) och IEG Rapport 2:2008, Rev 3, TD-Grunder (IEG, 2013). För pålar specifikt, se även IEG Rapport 8:2008, Rev 3, TD-Pålgrundläggning (IEG, 2016), avsnitt 4.1.2.

Avgörande för valet av säkerhetsklasserna SK1, SK2 och SK3 är risken för personskada vid brott i konstruktionen. I säkerhetsklass SK4 tas även hänsyn till ekonomiska konsekvenser. SK4 tillämpas enbart i nationella bilagan från Transportstyrelsen. Vid dimensionering enligt partialkoefficientmetoden beaktas säkerhetsklassen för en byggnadsdel genom partialkoefficienten γ_d . Denna koefficient, som läggs på lastsidan, väljs enligt nationella bilagor från Boverket respektive Transportstyrelsen (Boverket, 2011 och 2022 och Transportstyrelsen, 2018), se även IEG Rapport 8:2008, Rev 3, TD-Pålgrundläggning, avsnitt 4.1.3 (IEG, 2016). Ett annat sätt att klassificera risker är att använda konsekvensklasser beskrivna i SS-EN 1990, bilaga B, tabell B.1 (SIS, 2002).

5.5.1.2 Livslängd

Enligt SS-EN 1990, avsnitt 2.1 (SIS, 2002), ska ett bärverk dimensioneras och utföras för att uppfylla bärighetskrav m.m. under sin avsedda livslängd. I tabell 2.1 (SS-EN 1990 (SIS, 2002)) finns förslag på olika livslängdskategorier. I de nationella bilagorna, BFS 2011:10, BFS 2022:4 EKS12 och TSFS 2018:57 (Boverket, 2011 och 2022 och Transportstyrelsen, 2018) finns det beskrivet 3 olika livslängdsklasser, L100, L50 och L20 med förväntad livslängd på 100, 50 respektive 20 år (se även avsnitt om livslängd i kapitel 3). Livslängdsklasserna styr i första hand frågor som rör beständighet men kan även påverka detaljutformningen av utmattningsbelastade konstruktioner. För Trafikverkets konstruktioner gäller att L50 ska tolkas som 80 år och L100 ska tolkas som 120 år.

5.5.1.3 Geoteknisk kategori

Varje geokonstruktion ska indelas i en lämplig geoteknisk kategori (GK) enligt SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 2.1 (SIS, 2005). Val av kategori styrs av rådande geotekniska förhållanden, den aktuella konstruktionen och dess omgivningsförhållanden. Den geotekniska kategorin ger möjlighet till hantering av respektive geokonstruktion efter svårighetsgrad. I IEG Rapport 2:2008, Rev 3, TD Grunder (IEG, 2013) finns en utförlig vägledning för val av geoteknisk kategori.

Val av geoteknisk kategori bör göras tidigt i ett byggprojekt. Konstruktionens geotekniska kategori ska beaktas vid bedömning och val av:

- geotekniska utredningar/undersökningar
- dimensioneringsmetoder
- utförandekontroll (metoder och omfattning)
- verifieringskrav.

Skäl kan finnas att välja olika geotekniska klasser för olika geokonstruktioner inom ett och samma objekt. En tydlig avgränsning måste då göras inom objektet av giltigheten för de olika kategorierna.

Den geotekniska kategoriseringen kan behöva ändras under utförandeskedet. Om förhållandena kräver en högre geoteknisk kategori kan detta medföra praktiska olägenheter och förseningar. Vid osäkerhet om kategoritillhörighet bör, bl.a. av detta skäl, hellre en högre geoteknisk kategori väljas från början än en lägre.

Pålade grundkonstruktioner kan utföras i samtliga tre geotekniska kategorier. Normala konstruktioner, som dimensioneras och utförs enligt allmänt accepterade metoder, hänförs till geoteknisk kategori 2. Där omgivningsförhållandena medför exceptionella risker samt i fall där allmän praktisk erfarenhet saknas av pålarnas dimensionering och/eller utförande, hänförs geokonstruktionerna i allmänhet till geoteknisk kategori 3. Undantagsvis kan i vissa enkla fall pålar utföras även i geoteknisk kategori 1. I IEG Rapport 8:2008, Rev 3, TD Pålgrundläggning (IEG, 2016), finns följande exempel på pålgrundläggning i geoteknisk kategori 1 och 3:

Exempel på pålgrundläggning i GK1:

- Plintar (grävpålar) grundlagda direkt på "friskt" berg ovanför grundvattenytan.
- Konventionella slagna spetsburna pålar med låg relativ last med hänsyn till både pålens konstruktiva bärförmåga och spetstryck. Stoppslagningen ska utföras med väl beprövad metod och utrustning för vilken det finns schablonmässiga stoppslagningskriterier.
- Risken för skred, ras eller markrörelser i omgivningen ska vara försumbar.

Exempel på pålgrundläggning i GK3:

- Där det finns en stor risk för att markrörelser och totalstabilitetsförhållanden påverkar omgivningen med allvarliga konsekvenser som följd.
- Pålar i mycket varierande eller komplicerade markförhållanden som kräver särskilt noggrann uppföljning under installationen.
- Användning av in-situ tillverkade påltyper, t.ex. grävpålar och CFA-pålar i oprövade markförhållanden.
- Pålar utsatta för exceptionella lastförhållanden med t.ex. stor andel draglast (i förhållande till mantelbärförmågan) eller dynamisk last.

Geotekniska utredningar/undersökningar skall utföras för alla bärande geokonstruktioner, se kapitel 2. Undersökningarna skall omfatta sådana egenskaper hos jord och vatten som är avgörande för pålars bärförmåga och beständighet. Generellt gäller att den geotekniska utredningens detaljeringsgrad ska anpassas till geokonstruktionernas geotekniska kategori. I GK 1 erfordras normalt endast begränsade undersökningar och i vissa fall endast inventering och sammanställning av tillgängliga uppgifter om de geotekniska förhållandena samt platsbesök av geotekniskt sakkunnig.

I GK 3 erfordras bl.a. kompletterande kontroller och oberoende granskning med hänsyn till de speciella svårigheter som medfört att geokonstruktionen hänförs till den högsta geotekniska kategorin.

5.5.2 Dimensionering i brottgränstillstånd

Dimensioneringsförutsättningar för en geokonstruktion skall väljas så att den för geokonstruktionen farligaste kombinationen av lasteffekt och bärförmåga beaktas. För grundkonstruktioner med pålar ska följande situationer som ger upphov till belastningar beaktas:

- Skred eller ras.
- Erosion (förlust av sidomotstånd).
- Sättningar i mark, som bl.a. kan ge upphov till påhängslaster (axiella och transversella) och friläggning av pålarnas överdel.
- Materialbrott eller instabilitet i påle, pålskarv, pålsko, pålplatta eller förankring i pålplint eller överliggande konstruktion.
- Brott i jord/berg.
- Brott i uppbyggnads konstruktion på grund av stora rörelser i grundkonstruktionerna.

För pålmaterialet ska hänsyn tas till beständighet, alltså ska det värderas om korrosion eller nedbrytning (kemisk eller mekanisk) kan innebära en reduktion av pålarnas bärförmåga under konstruktionens livslängd, och i så fall ska pålarna dimensioneras för det, se kapitel 3. Detta framgår även av SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 2.3 (SIS, 2005). Risker för förlust av pålarnas sidostöd (exempelvis genom erosion och/eller för pålar i slänter) måste också beaktas vid utformningen av grundkonstruktionen.

Det ska också verifieras att den pålade grundkonstruktionen ej kan glida, stjälpas eller lyftas till följd av verkande laster/lasteffekter. I denna handbok lämnas regler och vägledning för dimensionering för materialbrott i pålar, se kapitel 6 och för brott i jord/berg, se kapitel 7.

Dimensioneringsvärden beräknas på basis av karakteristiska respektive härledda värden. Se vidare kapitel 2, 3, 6 och 7.

Om dimensionering görs med sannolikhetsteoretisk metod finns det krav på lägsta värde för säkerhetsindex β i SS-EN 1990, Bilaga C (SIS, 2002).

5.5.3 Dimensionering i brukgränstillstånd

En grundkonstruktion skall ha sådana egenskaper att deformationer och förskjutningar vid avsedd användning inte inverkar menligt på byggnadens/anläggningens funktion vid normal användning. För pålade grundkonstruktioner innebär detta vanligen att deformationer och sättningar i pålar och jord/berg inte får ge upphov till skadliga och besvärande förändringar, sprickor etc. i överbyggnaden. Vidare innebär det att pålmaterialet och omgivande jord inte tillåts plasticera. För betongpålar begränsas även kanttryckpåkänningar och sprickbredder för långtidslast.

Sättningen hos en pålad grundkonstruktion bestäms normalt som summan av:

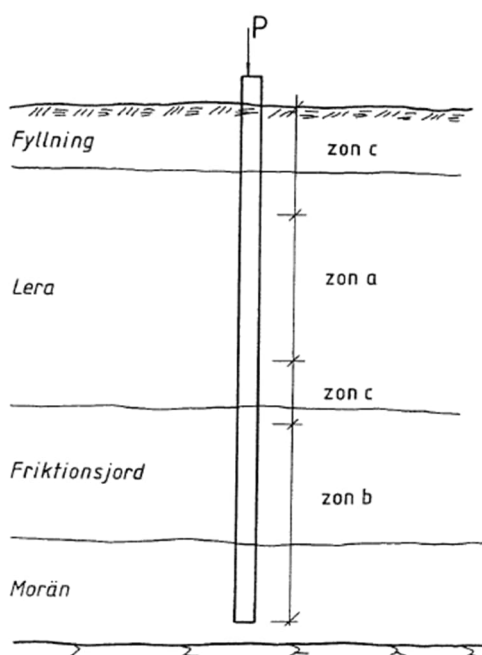
- deformationer i själva pålmaterialet
- sättning i jorden beräknad som för en enskild påle
- tilläggsättning för pålgrupp på grund av spänningsöverlagring
- sättningar i jordlager på större djup än det jordlager som bär pålarna.

Mer om dimensionering med hänsyn till sättningar finns att läsa i kapitel 7.

Beständighetsfrågor ska beaktas så att den pålade grundkonstruktionens funktion upprätthålls under konstruktionens livslängd, se kapitel 3.

5.5.4 Dimensioneringsförutsättningar för beräkning av konstruktiv bärförmåga

Längs en påle slagen genom en sammansatt jordprofil enligt Figur 5.9 kan olika zoner särskiljas som dimensioneringsmässigt måste behandlas på olika sätt.



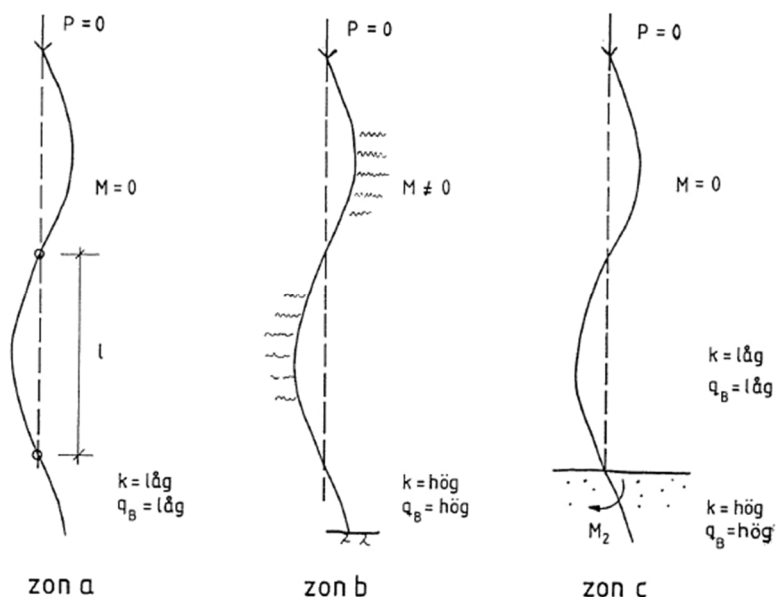
Figur 5.9 Påle genom sammansatt jordprofil (Pålkommissionen, 1995).

Följande zoner kan särskiljas.

- **Zon a.** Påldelen genom den lösa lera. Vid slagningen erhålls en kraftig omrörning av lera runt pålen. Pålens sidostöd under slagningen genom lera är lågt. Påldelen kan antas vara spänningslös efter slagningen. Påldelen utan axiellast kan betraktas som en initieellt krokig obelastad påle. Den förändring i krokighet som pålen har efter slagningen har uppkommit genom vinkeländring i skarvar och genom lokal överbelastning av pålmaterialet under stoppslagningen. Lera rekonsoliderar runt pålen. Man kan räkna med att lera återtar sin ursprungliga skjuvhållfasthet, om den är normalkonsoliderad. Är lera överkonsoliderad antas att den efter rekonsolidering blir normalkonsoliderad. Utböjningen som fås när axiellasten påförs ger moment i pålen enligt andra ordningens teori.
- **Zon b.** Påldelen genom friktionsjord och morän. Vid slagningen kan hinder i friktionsjorden eller moränen tvinga pålen att ändra riktning. Den omgivande jordens sidostöd försvinner inte vid slagningen varför pålen blir inspänd i jorden. Efter slagningen har pålen ett inbyggt moment på grund av omgivande jords stora sidostöd. När axiellasten ökas sker mycket små tillskottsutböjningar av pålen, på grund av jordens stora sidostöd. Momentet i pålen ökar inte nämnvärt när axiellasten ökas varför pålens konstruktiva bärförmåga ej är helt uttömd förrän hela tvärsnittet uppnår pålmaterialets sträckgräns. Under förutsättning att jordmotståndet är tillräckligt stort är detta fall inte dimensionerande.
- **Zon c.** I övergångszonerna mellan friktionsjorden, fyllningen och den lösa lera finns en zon där pålen kan ha ett moment på grund av inspänning i friktionsjorden respektive fyllningen där sidomotståndet är högt. Vid kontroll av konstruktiv bärförmåga för denna påldel måste man även ta hänsyn till pålens inspänningsförhållanden i friktionsjorden. Bärförmågan för denna del blir troligen högre än för delen i zon a i den lösa lera.

För pålar i vatten, torv eller organisk lera med låg hållfasthet kan en zon förekomma närmast markytan där sidostödet saknas eller är försämrat. I denna zon betraktas pålen som en pelare utan sidostöd, men med inspänning i den underliggande fastare jorden.

För de olika zonerna kan principiella beräkningsförutsättningar enligt Figur 5.10 ställas upp.



Figur 5.10 Principiella beräkningsförutsättningar för obelastad påldel. k är pålens bäddmodul och q_b är brottryck vid horisontalförskjutning av ett pålsegment (Pålkommissionen, 1995).

Baserat på förutsättningar enligt ovan så kan beräkningar enligt andra ordningens teori utföras med följande förutsättningar:

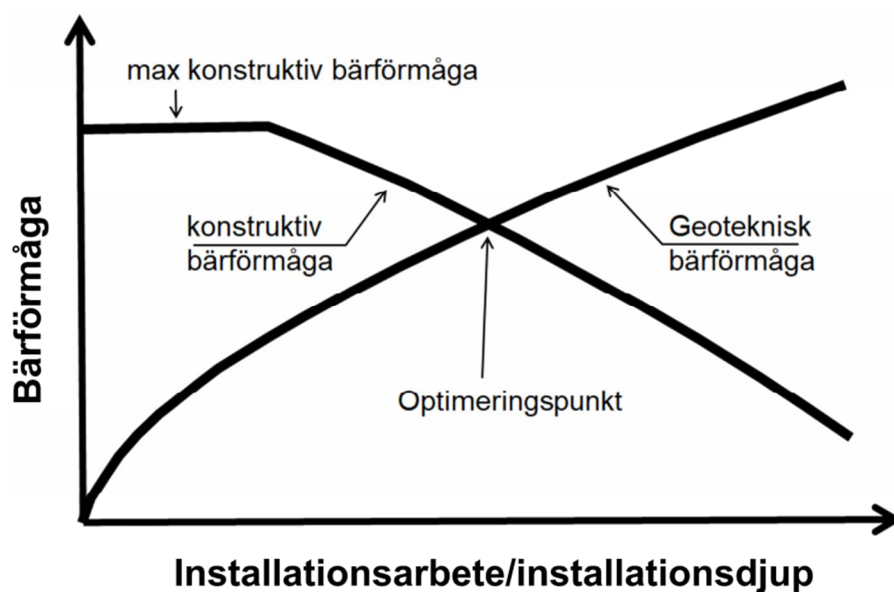
- initialkrokig påle
- realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd
- arbetskurva för respektive pålmaterial
- inverkan av drivning och stoppslagning
- inverkan av egenspanningar i stålpålar
- hänsynstagande till initialkrokighet och därav förorsakade tillskottsutböjningar
- hänsynstagande till skarvars och skors utformning och funktion.

Vid val av beräkningsmetod kan man välja mellan en fullständig modell där systemet påle-jord modelleras med numeriska metoder eller genom analytiska lösningar för förenklade fall, se avsnitt 5.6.4.2 respektive 5.6.4.1.

5.6 DIMENSIONERING

5.6.1 Samband mellan konstruktiv och geoteknisk bärförmåga samt installation

Under installationen påverkas såväl pålens konstruktiva bärförmåga som dess geotekniska bärförmåga. Pålmaterialet "mår bra" av att pålen installeras så skonsamt som möjligt medan den geotekniska bärförmågan ökar med ökat installationsarbete och/eller installationsdjup. Detta gäller i princip för alla prefabricerade påltyper. För in-situ gjutna pålar påverkas dock inte den konstruktiva bärförmågan negativt av installationsdjupet. Principen för detta visas i Figur 5.11. Det är i viss mån ett optimeringsarbete att välja påltyp som klarar att installeras till "rätt" nivå för att uppnå erforderlig geoteknisk bärförmåga. Man kan också inse att tidsmässiga och ekonomiska risker kan undvikas vid val av rätt påltyp och realistiska krav på erforderlig bärförmåga.



Figur 5.11 Installationsarbetets inverkan på konstruktiv och geoteknisk bärförmåga.

5.6.2 Dimensioneringsmetoder

Dimensionering av pålar ska utföras i enlighet med SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005). Vid dimensionering av geokonstruktioner ska en metod eller en kombination av följande metoder tillämpas:

- Beräkningsmodeller.
 - Analytiska.
 - Semi-empiriska.
 - Numeriska.
- Härdvunna åtgärder.
- Provbekastning och modellförsök.

I den svenska tillämpningen av Eurokod används fasta partialkoefficienter för både laster och materialegenskaper. Eurokod tillåter även andra sannolikhetsbaserade metoder, såsom β -metoden, för att statistiskt bestämma projekt- eller metods specifika partialkoefficienter.

β -metoden är en sannolikheteoretisk metod som kan användas för dimensionering i såväl brottgräns- som bruksgränstillstånd. Vid tillämpning av denna metod används den statistiska fördelningen hos laster och bärförmåga. För geokonstruktioner innebär detta att statistiska data för jordens hållfasthets- och deformationsparametrar måste kunna anges eller uppskattas. Om beräkningsmodellen är osäker kan detta beaktas genom införande av s.k. modellfel.

β -metoden kan tillämpas för "kalibrering" av de partialkoefficienter som används vid dimensionering.

Vid dynamisk provning av pålar provas ofta ett större antal pålar. De provade pålarna kan då analyseras statistiskt med avseende på spridning. β -metoden kan i sådana fall användas direkt för att beräkna objektspecifika partialkoefficienter, som kan användas vid dimensioneringen av pålarna.

I SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 7.8 (5) (SIS, 2005) står det att pålar normalt inte behöver kontrolleras med avseende på knäckning när skjuvhållfastheten i omgivande jord, c_u , överstiger 10 kPa. I avsnitt 7.8 (1) och (2) står att pålar ska verifieras mot konstruktionsbrott och att hänsyn ska tas till en rad faktorer, bland annat installationens påverkan på pålarna. Det innebär bland annat att initialkrokighet och tillkommande deformationer vid belastning ska beaktas i dimensioneringen, vilket i sin tur innebär att pålar **alltid** ska dimensioneras med hänsyn till knäckning även om ingen separat knäckningskontroll utförs. Se även IEG Rapport 8:2008, Rev 3, TD Pålgrundläggning, avsnitt 4.3.5 (IEG, 2016).

Vidare dimensioneras hållfasthetsegenskaper och den dimensionerande bärförmågan hos pålmaterialet (konstruktionselementen samt förekommande skarvar, pålskor och topplåt utifrån dess material enligt SS-EN 1992 till 1996 samt SS-EN 1999 (se kapitel 1 för referenser)).

5.6.3 Geoteknisk bärförmåga

Verifiering av pålars geotekniska bärförmåga skall göras genom beräkning, provning eller genom någon kombination därav eller med hjälp av hävdvunna metoder. Spetsburna pålar verifieras vanligtvis med dynamisk provbelastning (stötstångsmätning). För mantelburna pålar i kohesionsjord verifieras vanligtvis den geotekniska bärförmågan med geostatiska beräkningar. Mantelburna pålar i friktionsjord verifieras antingen med någon beräkningsmetod baserad på sonderingsresultat eller med dynamisk provbelastning. Det absolut vanligaste är att verifieringen utförs med dynamisk provbelastning med efterföljande signalmatchning. För stålkärnepålar förankrade i berg och för borrade injekterade pålar skiljer sig förfarandet vid verifiering av den geotekniska bärförmågan från andra påltyper. För dessa påltyper består verifieringen vanligtvis av beräkningar och statisk provbelastning. Dimensionering av geoteknisk bärförmåga redovisas utförligt i kapitel 7.

Prefabricerade kvadratiska betongpålar med kantmått 235 och 270 eller 275 mm har sedan lång tid tillbaka varit de mest frekvent använda pålarna i Sverige. För dessa dimensioner finns det stoppslagningskriterier för verifiering av geoteknisk bärförmåga. På motsvarande sätt finns stoppslagningskriterier för slanka stålrörspålar.

Dessa stoppslagningskriterier kan användas som hävdvunnen metod. I kapitel 7 redovisas stoppslagningsstabeller för dessa pålar som kan användas för verifiering av geoteknisk bärförmåga.

5.6.4 Konstruktiv bärförmåga

Verifiering av en påles konstruktiva bärförmåga ska göras genom beräkning, provning eller genom någon kombination därav. Verifieringen ska omfatta pålens samtliga delar såsom pålelement, topplåt, pålskarv och bergsko samt alla möjliga kritiska snitt i dessa, såväl i brott- som i bruksgränstillstånd.

Vid dimensioneringen ska hänsyn tas till förhållanden av betydelse, såsom bl.a.:

- installationens inverkan på materialegenskaperna
- pålmaterialets beständighet
- jordens sidomotstånd mot pålen
- den installerade pålens initialkrokighet
- inspänningsförhållanden i påltopp¹⁾.

1) Inspänningsförhållanden i påltopp är har stor påverkan på en påles konstruktiva bärförmåga, jämför de olika knäckfallen för fri knäckning i kapitel 6. Det är lätt att som konstruktör förutsätta att en påle ska vara helt sidostöttad i toppen eller 100% inspänd i en pålplint, men ibland kan full sidostöttning och/eller 100% inspänning vara svåra att erhålla. Det är därför viktigt att konstruktören försäkras sig om att räkna med rätt förutsättning alternativt välja inspänningsförhållanden på säker sida.

En påles konstruktiva bärförmåga ska alltid verifieras för aktuella förhållanden. Detta görs normalt genom beräkningar. I avsnitt 5.6.4.1 och 5.6.4.2 beskrivs förutsättningarna för en analytisk beräkningsmetod och för numeriska beräkningsmetoder. I kapitel 6 finns en mer detaljerad redovisning av alla dimensioneringsförutsättningar med avseende på pålmaterial, jordmaterial och pålar samt hur dimensioneringen skall göras i brott- och bruksgränstillstånd (ULS respektive SLS).

Pålens materialegenskaper behöver vanligtvis reduceras med hänsyn till installationens inverkan och aktuella jord- och bergförhållanden. Eventuell integritetskontroll ger möjlighet att minska den reduktion som förutsatts vid projekteringen. För pålmaterialet betong reduceras tryckhållfastheten till följd av slagningens inverkan beroende av påltyp, antal slag och hejarvikt/fallhöjd. Mer om installationens inverkan redovisas i avsnitt 5.9.

Om särskilt svårt och omfattande slagningsarbete kan förutses bör betongpålars armering förstärkas och stålpålars godstjocklek ökas.

Brottmoderna med avseende på en påles konstruktiva bärförmåga är:

- materialbrott (kontrolleras genom tvärsnittskontroll)
- instabilitet/knäckning (kontrolleras genom att initialkrokighet och tillskottsdeformationer vid belastning beaktas).

Vid axialtrycklast måste alltid båda brottmoderna kontrolleras.

En påles dimensionerande konstruktiva bärförmåga kan utnyttjas fullt ut förutsatt att den geotekniska bärförmågan är tillräcklig. Den konstruktiva bärförmågan beror av pålens initialkrokighet och styvhet samt av sidomotståndet från jorden mot pålen. Ökad initialkrokighet och minskad styvhet hos pålen samt minskat sidomotstånd från jorden mot pålen medför minskad konstruktiv bärförmåga för pålen.

Dimensionering av konstruktiv bärförmåga redovisas utförligt i kapitel 6.

5.6.4.1 Analytisk beräkningsmodell

I kapitel 6 beskrivs en analytisk beräkningsmodell som introducerades i slutet på 80-talet. Beräkningsmodellen presenterades av Bernander och Svensk (1970) och utvecklades vidare i Pålkommisionens rapporter 81, 84a och 96:1 (Pålkommisionen, 1989, 1995 och 1998). När partialkoefficientmetoden implementerades i den svenska byggnormen under slutet av 1970-talet medförde det att pålar av stål, trä och betong kunde utnyttjas för högre laster än tidigare. Ungefär vid samma tid introducerades stötvägsräkning som verifieringsmetod för den geotekniska bärförmågan. De här möjligheterna att

kunna utnyttja pålar till högre laster gjorde att det fanns incitament för att utveckla en mer nyanserad beräkningsmetod.

Beräkningsmodellen har sedan introduktionen fram till idag varit den absolut vanligaste metoden att beräkna den konstruktiva bärförmågan för pålar helt omgivna av jord i Sverige.

Beräkningsmetoden baseras på följande förutsättningar:

- realistisk arbetskurva för jordmotståndet under pålens livslängd
- arbetskurva för ingående pålmaterial
- elastiska förhållanden i pålmaterial
- pålen är sidostöttad i påltoppen
- beaktande av initialkrokighet för den installerade pålen
- beaktande av tillskottsdeformationer vid lastpåförande
- inverkan av drivning och stoppslagning
- inverkan av egenspanningar i stålplålar
- inverkan av krypning och krympning för betongplålar
- hänsynstagande till skarvars och skors utformning och funktion.

5.6.4.2 Numeriska beräkningsmetoder

Om utnyttjande av mer av det plastiska området för jordens och pålmaterialens plastiska egenskaper för beräkning av pålars konstruktiva bärförmåga i brottgränstillstånd är önskvärt, kan det göras med hjälp av numeriska beräkningsmetoder, se kapitel 6.

Förutsättningarna för beräkningarna är i övrigt desamma som vid beräkning med den analytiska modellen enligt avsnitt 5.6.4.1.

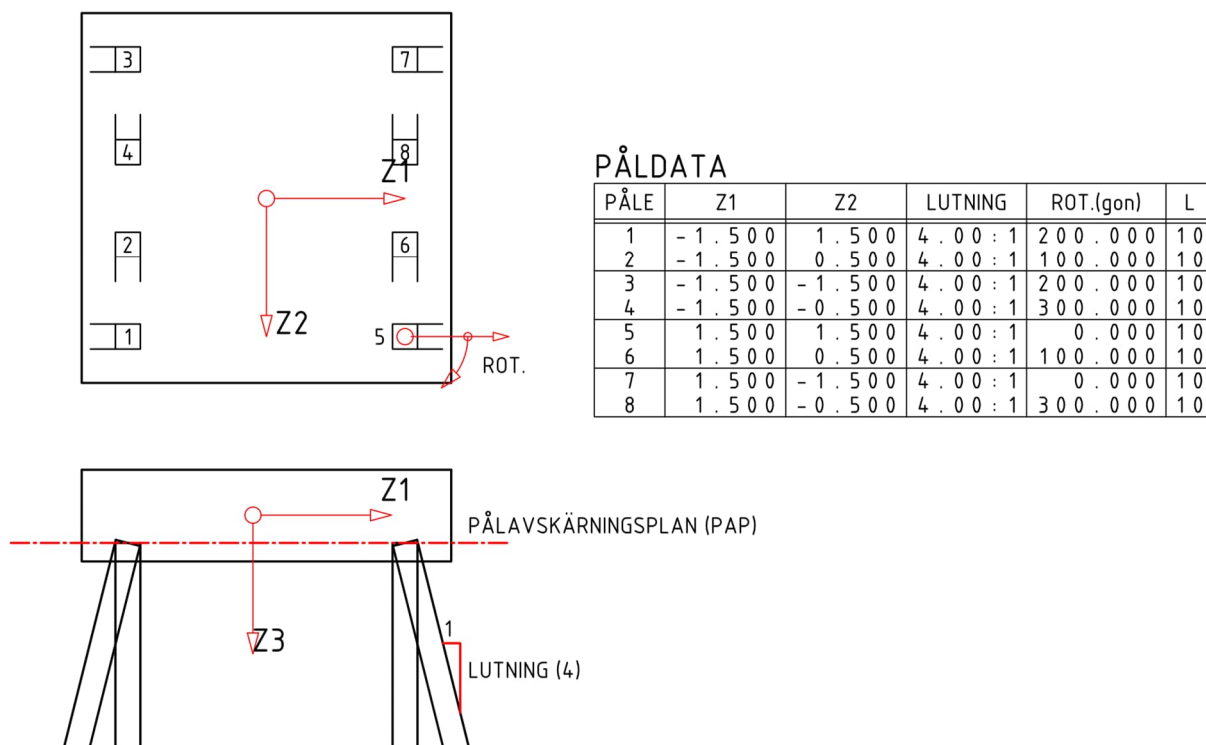
5.7 LASTFÖRDELNING FÖR PÅLGRUPPER

Vid utformning av en pålgrupp är det ofta bra att inleda med överslag för att studera placering samt lutning av pålar. Det finns olika sätt att göra överslag. Förenklingar som antas i överslagen är:

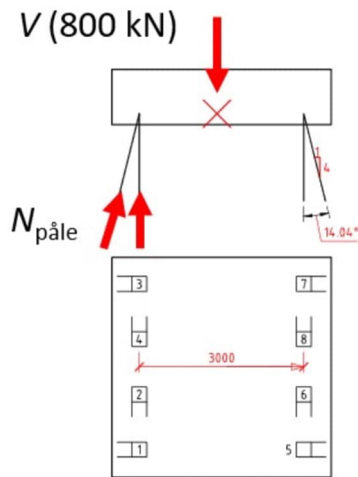
- Pålarna uppför sig som elastiska strävor.
- Pålarna antas vara ledat infästa i den ovanförliggande konstruktion samt i den underliggande jorden vid pålspetsen.
- Pålfundamentet antas vara stelt.
- Jordens sidomotstånd försummas.
- Pålarnas styvhet (EA/L) antas vara konstant.

I Pålkommisionens rapport 54 (Pålkommisionen, 1983) redovisas en beräkningsmetod för beräkning av pålgrupper med hänsyn till sidomotstånd i omgivande jord. Nedan presenteras översiktligt principer för lastfördelning för pålgrupper där sidomotstånd i omgivande jord försummas.

I Figur 5.12 visas en pålgrupp, i plan och sektion, med 8 st pålar med samma axialstyvhet och böjstyvhet. Pålarna är numrerade från 1 till 8. Pålarnas placering i plan, pålarnas riktning och lutning framgår av påldatatabellen. Alla pålar har samma lutning, 4:1, och pålgruppen är dubbelsymmetrisk. Det innebär att centrisk vertikallast V fördelas jämnt på alla 8 pålarna, se Figur 5.13. Det innebär också att pålgruppen enbart förskjuts vertikalt vid belastning, det blir ingen förskjutning i plan och ingen rotation av pålgruppen.



Figur 5.12 Pålgrupp med 8 pålar. Pålarnas riktning och lutning enligt påldatatabell.



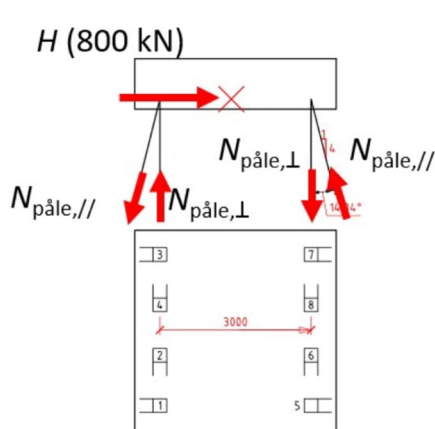
$$\uparrow: -V + 8N_{\text{påle}} \cos \alpha = 0$$

$$N_{\text{påle}} = \frac{V}{8 \cos \alpha}$$

$$N_{\text{påle}} = \frac{800 \text{ kN}}{8 \cos 14,04^\circ} = 103,1 \text{ kN}$$

Figur 5.13 Pålgrupp belastad med en centrisk vertikallast som fördelas jämnt på alla pålar.

Vid belastning med en horisontallast H enligt Figur 5.14, fördelas horisontallasten på de pålar som lutar i belastningsriktningen. Genom att ställa upp en jämviktsekvation i horisontell riktning kan normalkraften N i pålarna som lutar i belastningsriktningen lösas ut. Normalkraften för de övriga 4 pålarna kan lösas ut antingen med en jämviktsekvation i vertikalled eller en momentjämvikt kring origo vilket redovisas i Figur 5.15.



$$\rightarrow: H - 2N_{\text{påle},//} \sin \alpha - 2N_{\text{påle},//} \sin \alpha = 0$$

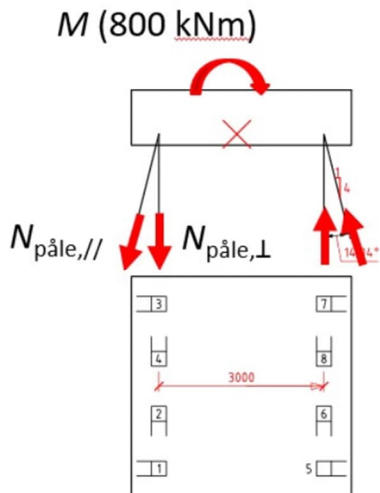
$$N_{\text{påle},//} = \frac{H}{4 \sin \alpha} = \frac{800 \text{ kN}}{4 \sin 14,04^\circ} = 824,4 \text{ kN}$$

$$\curvearrow: 2N_{\text{påle},//} \cos \alpha L - 2N_{\text{påle},\perp} \cos \alpha L = 0$$

$$N_{\text{påle},\perp} = N_{\text{påle},//} = 824,4 \text{ kN}$$

Figur 5.14 Pålgrupp belastad med horisontell last.

Vid belastning av ett centriskt moment M enligt Figur 5.15 tas momentet på upp som ett kraftpar mellan de pålar som är "vertikala" för den aktuella momentbelastningen. Normalkraften i de pålarna (4 st) fås genom en momentjämviktsekvation kring origo. Normalkraften i de övriga 4 pålarna är noll vilket kan visas med en kraftjämvikt i horisontalled eller vertikalled.



$$\rightarrow: -2N_{\text{påle},\parallel} - 2N_{\text{påle},\parallel} = 0$$

$$-4N_{\text{påle},\parallel} = 0 \rightarrow N_{\text{påle},\parallel} = 0 \text{ kN}$$

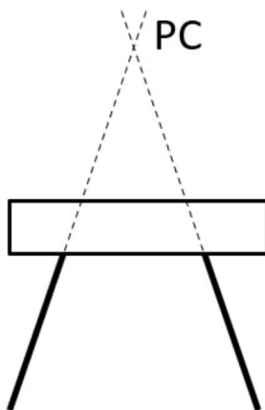
$$\curvearrow: -M + 2N_{\text{påle},\perp}L \cos \alpha = 0$$

$$N_{\text{påle},\perp} = \frac{M}{2L \cos \alpha} = \frac{800 \text{ kNm}}{2 \cdot 3\text{m} \cdot \cos 14.04^\circ}$$

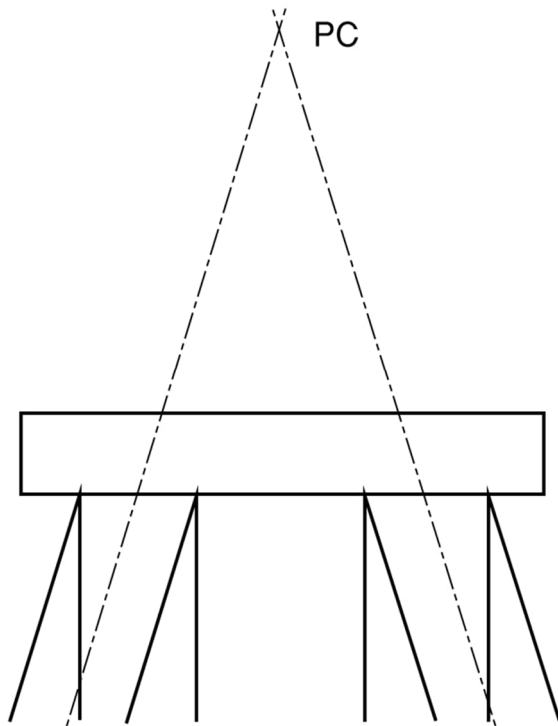
$$N_{\text{påle},\perp} = 137,4 \text{ kN}$$

Figur 5.15 Pålgrupp belastad med ett centriskt moment.

För att relativt snabbt komma fram till lämplig utformning av en pålgrupp är det värdefullt att anpassa pålgruppen så att pålgruppens pålcentrum placeras nära angripande horisontallaster. I Figur 5.16 visas principen för hur pålcentrum bestäms. Pålcentrum definieras som den punkt i en pålgrupp där en horisontell kraft ger enbart en horisontell förskjutning av pålgruppen. Pålcentrum kan styras genom att välja pållutning och bredd på pålgruppen i belastningsriktningen. Notera att pålcentrum är olika i olika riktningar. Vid flera rader av lutande pålar, se Figur 5.17 hamnar pålcentrum där tyngdpunktslinjer för de lutande pålarna skär varandra. Det är sällan det går att utforma pålgruppen så att horisontella laster angriper exakt i pålcentrum men det är bra att sträva efter att resultanten från stora horisontallaster hamnar nära pålcentrum.



Figur 5.16 Princip för bestämning av läget för pålgruppens pålcentrum, PC.



Figur 5.17 Pålcentrum (PC) för pålgrupp med flera rader av lutande pålar bestäms som skärningspunkten av tyngdpunktslinjerna för de lutande pålarna.

I Johannesson och Vretblad (2011), Byggformler och tabeller, finns elementarfall för överslagsberäkning avseende lastfördelning i symmetrisk pålgrupp redovisade.

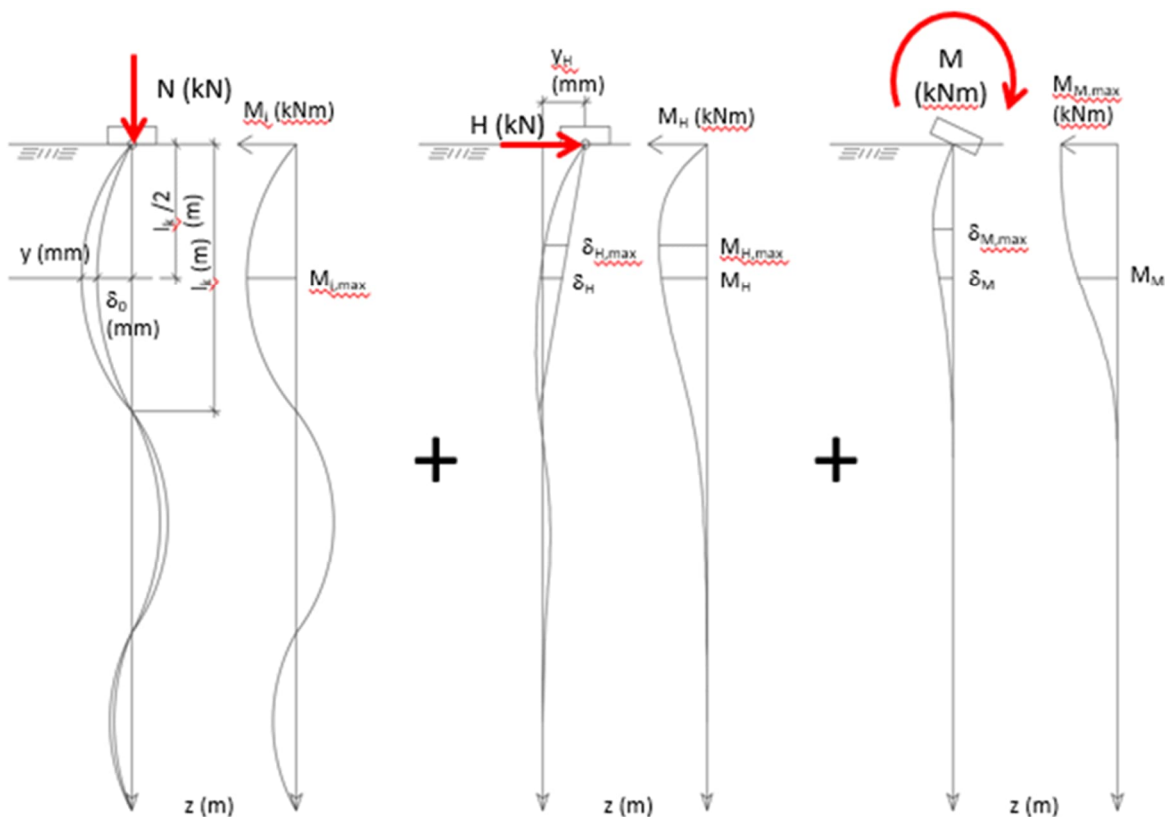
5.8 LASTER OCH LASTEFFEKTER

5.8.1 Allmänt om laster, lasteffekter och snittkrafter

Inledningsvis ges en kort beskrivning av hur laster från överbyggnaden ger upphov till lasteffekter på pålarna och snittkrafter i pålarna.

- Yttre **laster** på byggnadsverket/konstruktionen inklusive grundläggningen. Till yttre laster hör **vertikala laster** (egentyngd och andra vertikala laster inklusive eventuella påhängslaster) samt **horisontella laster** såsom vind, snedställningslaster, bromslaster m.m. med **tillhörande deformationer**. De yttre lasterna finns beskrivna i SS-EN 1991, Laster på bärverk (SIS, 2002-2006) och generella lastkombinationer finns beskrivna i SS-EN 1990 (SIS, 2002).
- Laster som angriper på byggnadsverket/konstruktionen ger upphov till **lasteffekter** på pålarna i form av **axiella och transversella laster**, samt deformationer (axiella, transversella och rotationer) i påltopp. Utöver dessa ger påhängslaster orsakade av sättningar tillkommande axiella laster på pålarna. Lutande pålar utsatta för påhängslaster får även tillkommande permanenta transversella deformationer (tilläggsutböjningar) till följd av sättningar i den omgivande jorden, vilka i sin tur leder till lasteffekter (tilläggsmoment). På samma sätt medför även horisontella tvångsdeformationer (exempelvis till följd av massförskjutningar eller intilliggande spontdeformationer) både axiella och transversella laster på pålarna.
- Lasteffekterna ger upphov till **snittkrafter** i pålarna i form av **normalkraft, tvärkraft och böjande** (och i viss mån även vridande) **moment**.

I Figur 5.18 visas angripande lasteffekter i påltopp och resulterande snittkrafter i pålar.



Figur 5.18 Illustration av angripande lasteffekter i påltopp och resulterande snittkrafter i pålar.

5.8.2 Lasteffekt

5.8.2.1 Allmänt

En påle ska dimensioneras för de belastningar som kommer att verka på pålen efter installationen och under hela pålens livslängd. Hänsyn ska därvid även tas till förändringar i pålmaterialets egenskaper orsakade av installationen.

Förtillverkade pålar ska också dimensioneras för alla belastningar de kan utsättas för vid hantering fram till och på byggplatsen. Påtillverkaren ska ansvara för instruktioner för hantering från fabrik till inlyftning i pålkran/borrrigg. Vidare skall pålarna dimensioneras för de dynamiska spänningar som uppkommer i samband med installation, se avsnitt 5.9.

Lasteffekter på pålar ska beräknas både för gränstillståndet STR (konstruktiv dimensionering) och GEO (geoteknisk dimensionering). Eftersom påldimensionering enligt Eurokod och svenska nationella val, se avsnitt 5.4, ska utföras enligt dimensioneringssätt 3 (DA3) för STR och dimensioneringssätt 2 (DA2) för GEO beräknas också lasteffekten något olika. IEG:s tillämpningsdokument om pålgrundläggning, IEG Rapport 8:2008, rev 3 (IEG, 2016) ger en beskrivning av detta.

För gränstillstånd STR verifieras att en påles konstruktiva bärförmåga är tillräckligt hög för att bära lasteffekten nästan uteslutande med beräkningar, se kapitel 6. I gränstillstånd GEO verifieras däremot ofta den geotekniska bärförmågan med statisk eller dynamisk (stöt vågsmätning) provbelastning, speciellt när det gäller spetsburna pålar och mantelburna pålar i friktionsjord (friktionspålar), se kapitel 7. För friktionspålar utförs ofta en inledande beräkning för att kunna bedöma erforderlig pållängd, som sedan slutligen bestäms med dynamisk provbelastning i samband med provpållningen. Verifiering av geoteknisk bärförmåga för mantelburna pålar i kohesionsjord (kohesionspålar) utförs nästan uteslutande med beräkningar.

För spetsburna pålar och pålar som är spets- och mantelburna kan verifieringen vid relativt låga lasteffekter också ske med hävdvunna metoder, s.k. stoppslagingsregler.

Dimensionerande lasteffekt kan skilja sig åt mellan gränstillstånden STR och GEO i de fall det förekommer geotekniska laster, exempelvis sidolast av jordtryck eller påhängslast på grund av negativ mantelfriktion. Den kan också skilja sig åt i de fall den beräknas för olika säkerhetsklasser. Ett exempel kan vara att pålelementet konstruktivt (STR) dimensioneras i säkerhetsklass 3 men verifiering av pålens geotekniska bärförmåga (GEO) görs i säkerhetsklass 2. Nedan beskrivs ett rekommenderat förfarande för beräkning av lasteffekt när påhängslast förekommer.

5.8.2.2 Lasteffekt på pålar för STR inklusive påhängslast

Beräknad påhängslast G_{neg} för påle i friktionsjord eller kraftigt överkonsoliderad lera baseras vanligtvis på effektivspänning och effektiv friktionsvinkel mellan påle och jord. I kohesionsjord däremot beräknas påhängslasten vanligtvis utifrån odränerad skjuvhållfasthet. För gränstillståndet STR och dimensioneringssätt 3 (DA3) ska jordparametrarna baseras på karakteristiska värden X_k för den aktuella geokonstruktionen och ett högt värde (ogynnsamt) ska användas, dvs.:

$$X_k = \bar{X}/\eta$$

Ekvation 5-1

där

\bar{X} = Medelvärde (härlett värde) på materialegenskapen

η = Omräkningsfaktor som tar hänsyn till osäkerheter relaterade till jordens egenskaper och aktuell konstruktion (både pålarna och ovanförliggande konstruktion)

Notera att η -faktorn inte nödvändigtvis blir samma som den vid beräkning av böjknäckning i lera, vilket beskrivs i IEG:s tillämpningsdokument Pålgrundläggning (IEG, 2016). I normala fall kan man räkna med att η kommer att ha ett värde mellan 0,80 och 0,95 beroende bland annat på hur omfattande, noggrann och adekvat undersökningen är samt om ett medelvärde över hela pålens längd används. Ett η -värde större än 1 ska inte användas. För jordens tunghet (effektivspänningsberäkning) används värden för tunghet utvärderade från geotekniska fält- och laboratorieundersökningar eller erfarenhetsvärden. Val av η -faktorn beror då på hur konservativt detta värde bedöms vara.

Nedan redovisas en förenklad lastkombination i **brottgränstillstånd (ULS)** för konstruktioner utsatta för **geoteknisk last** enligt ekvation 6.10 i SS-EN 1990 (SIS, 2002) inklusive påhängslast, med dimensioneringsvärden för laster enligt de nationella bilagorna för tillämpning av europeiska beräkningsstandarder/konstruktionsstandarder (Transportstyrelsen, 2018 och Boverket, 2011 och 2022), uppsättning C:

$$E_{d,geo} = \gamma_d 1,1 (G_G + G_{neg}) + \gamma_d 1,4 Q_G \quad \text{Ekvation 5-2}$$

där

$E_{d,geo}$ = Dimensionerande geoteknisk lasteffekt

γ_d = Partialkoefficient för säkerhetsklass

G_G = Karakteristiskt värde för permanent geoteknisk last

G_{neg} = Karakteristiskt värde för påhängslast pga. negativ mantelfriktion

Q_G = Karakteristiskt värde för variabel geoteknisk last

För en vertikal påle utsatt endast för påhängslast från en jämn omkringliggande sättning hos jorden är Q_G och G_G vanligtvis noll, där G_G utgör pålens egentyngd ned till neutrala lagret. Dessa lastkomponenter kan däremot vara verksamma exempelvis som horisontella (transversella) laster samtidigt med den vertikala påhängslasten.

Den geotekniska lasten ska sedan kombineras med **konstruktionslasten** enligt ekvation 6.10a i SS-EN 1990 (SIS, 2002), med dimensioneringsvärden för laster enligt TSFS 2018:57 respektive BFS 2011:10 och BFS 2022:4 (Transportstyrelsen, 2018 och Boverket, 2011 och 2022), uppsättning B:

$$E_d = E_{d,geo} + \gamma_d 1,35 G_k + \gamma_d 1,5 \psi_0 Q_{k,långtid} \quad \text{Ekvation 5-3}$$

där

G_k = Karakteristiskt värde för permanent konstruktionslast

ψ_0 = Faktor för kombinationsvärde för variabel last

$Q_{k,långtid}$ = Karakteristiskt värde för variabel långtidslast

Kortvariga variabla konstruktionslaster behöver normalt inte kombineras med axiell påhängslast. De transversella påhängslasterna som uppkommer på lutande pålar av sättningar i omgivande jord ger upphov till deformationer och böjande moment i pålarna. Dessa deformationer och böjande moment ska kombineras med variabla konstruktionslaster oavsett varaktighet för dessa konstruktionslaster. Hur lång tid som är att betrakta som "kortvarig" beror på hur sättningen utvecklas i tid. Vanligtvis krävs cirka 2-5 mm relativ rörelse mellan påle och jord för att mobilisera maximal mantelfriktion. På den delen av pålen som är påverkad av en axiell påhängslast på grund av negativ mantelfriktion kan man för kortvariga laster tillgodoräkna sig en positiv mantelfriktion på den övre delen av pålens mantelyta, dvs. man erhåller ett bärförmågebidrag istället för påhängslast. Naturligtvis bör man kontrollera att ekvation 6.10b inte är styrande, vilket blir fallet om de kortvariga variabla lasterna är tillräckligt stora.

Notera att säkerhetsklass 3 bör väljas för pålar i STR om brott i pålarna befaras ge stora rörelser som kan orsaka kollaps i ovanförbyggande konstruktion, t.ex. vid böjknäckning hos pålar med del i luft, vatten eller i jord med mycket låg hållfasthet.

När det gäller effekten av påhängslast i **bruksgränstillstånd (SLS)** beräknas lasten normalt med kvasi-permanenta¹ lastkombinationer med ekvation 6.16b i SS-EN 1990 (SIS, 2002), som tillämpas för långtidseffekter. När det gäller betongpålar kontrolleras sprickvidden samt kantpåkänningen under beaktande av betongens krypning.

Den frekventa² lastkombinationen, ekvation 6.15b, är aktuell vid beräkning av elastiska deformationer (reversibelt gränstillstånd) hos pålar.

För pålar beräknas även bärförmågan i bruksgränstillstånd utan att tillåta plastiska deformationer hos varken pålmaterialet eller i jorden, dvs. irreversibelt gränstillstånd (permanenta deformationer) får inte uppnås. Att så inte blir fallet kontrolleras genom att använda karakteristiska³ lastkombinationer med ekvation 6.14b. För karakteristiska lastkombinationer behöver axiella påhängslaster sällan medräknas såvida inte den permanenta andelen av lasten är klart dominerande och pålarnas längd i sättningsbena jorden är stor. Eventuella transversella påhängslaster på lutande pålar ska däremot alltid beaktas oavsett andelen permanenta laster.

5.8.2.3 Lasteffekt på pålar för GEO inklusive påhängslast

Påhängslast G_{neg} beräknas med utgångspunkt från effektiv friktionsvinkel eller odränerad skjuvhållfasthet för gränstillståndet GEO och dimensioneringssätt 2 (DA2). Beräkningen baseras på **härlett värde** med avseende på medelvärdet, \bar{X} . Geotekniska laster behandlas på samma sätt som konstruktionslaster. SS-EN 1990, ekvation 6.10, uppsättning C (SIS, 2002), används inte.

Eftersom axiella påhängslaster och kortvariga variabla laster normalt inte behöver kombineras blir ekvation 6.10a styrande för pålar som inte är utsatta för transversella laster. Nedan redovisas en förenklad lastkombination i **brottgränstillstånd (ULS)** enligt ekvation 6.10a i SS-EN 1990 (SIS, 2002) inklusive påhängslast och med dimensioneringsvärden för laster enligt TSFS 2018:57 respektive BFS 2011:10 och BFS 2022:4, uppsättning B (Transportstyrelsen, 2018 och Boverket, 2011 och 2022):

$$E_d = \gamma_d 1,35 (G + G_{neg}) + \gamma_d 1,5 \psi_0 Q_{k,långtid} \quad \text{Ekvation 5-4}$$

där

G = Karakteristiskt värde för permanent last (geoteknisk last och konstruktionslast)

G_{neg} = Påhängslast av negativ mantelfriktion

I lastfall med mycket stor andel påhängslast är lastkombination enligt Ekvation 5-4 onödigt sträng, speciellt i de fall där verifiering av geoteknisk bärförmåga ska utföras med stötvågsmätning. För att inte riskera att slå sönder pålarna vid stoppslagning och mätslag kan det vara bättre att beräkna påhängslasten som $\gamma_d 1,0 G_{neg}$ och parallellt med detta studera tillåtna rörelser vid pålspets för lastfall i SLS med maximal påhängslast.

Vanligtvis används säkerhetsklass 2 (SK2) för pålar i GEO. Detta gäller dock inte alltid för kohesionspålar där ett deformationsmjuknande beteende kan förväntas (progressivt brottförlopp) efter att brott har uppnåtts. Säkerhetsklass 3 (SK3) bör därför användas om samtidigt många personer vistas i

¹ Den totala tiden för vilket lastvärdet kommer överskridas är en stor del av referensperioden. Uttrycks som en del av den karakteristiska lasten, $\psi_2 Q_k$

² Endast under en liten del av referensperioden kommer lastvärdet överskridas, $\psi_1 Q_k$

³ Huvudsakligt representativt värde för en last.

och i närheten av konstruktionen. Notera att vid stor andel kortvariga variabla laster kan ekvation 6.10b i SS-EN 1990 (SIS, 2002) vara styrande.

I **bruksgränstillstånd (SLS)** gäller normalt att långtidsättningar kontrolleras enligt kvasi-permanenta kombinationen med ekvation 6.16b i SS-EN 1990 (SIS, 2002). För enbart elastiska sättningar är däremot ekvation 6.15b i SS-EN 1990 (SIS, 2002) aktuell.

5.8.2.4 Dimensioneringsvärden för laster

I Tabell 5.1 redovisas övergripande dimensioneringsvärden i brott- och bruksgränstillstånd för laster vid olika lastkombinationer enligt SS-EN 1990 (SIS, 2002), med nationella val enligt TSFS 2018:57 (Transportstyrelsen, 2018). För exceptionella dimensioneringssituationer (olyckshändelse eller olycks-situation) gäller ekvation 6.11b. För dimensionering av byggnader och konstruktioner som styrs av Boverkets byggregler finns motsvarande dimensioneringsvärden för laster i BFS 2011:10, BFS 2022:4 EKS 12 (Boverket, 2011 och 2022).

Tabell 5.1 Dimensioneringsvärden för laster enligt SS-EN 1990 och TSFS 2018:57.

Gränstillstånd	Ekv.	Permanenta laster		Variabel huvudlast	Samverkande variabla laster	
		Ogynnsamma	Gynnsamma		Största last	Övriga laster
ULS: GEO/STR (exceptionell)	6.11b	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$(\psi_{1,1}$ eller $\psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1}$		$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
ULS: GEO/STR	6.10a ¹⁾	$\gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{k,j,sup}$	$1,0 \cdot G_{k,j,inf}$		$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
ULS: GEO/STR	6.10b ¹⁾	$\gamma_d \cdot 0,89 \cdot 1,35 \cdot G_{k,j}$	$1,0 \cdot G_{k,j,inf}$	$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1}$		$\gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
ULS: STR (geolast)	6.10 ²⁾	$\gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_{k,j,sup}$	$1,0 \cdot G_{k,j,inf}$	$\gamma_d \cdot 1,4 \cdot Q_{k,1}$		$\gamma_d \cdot 1,4 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
SLS	6.14b	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$		$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
SLS	6.15b	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$		$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
SLS	6.16b	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$		$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

¹⁾ Dimensioneringsvärden för laster (STR/GEO) i DA2 samt andra laster än geotekniska laster i DA3. $\xi = 0,89$ reduktionsfaktor för ogynnsamma laster (nationellt val).

²⁾ Dimensioneringsvärden för laster (STR) i DA3.

5.8.3 Påhängslaster av sättningar i omgivande jord

5.8.3.1 Allmänt

Påhängslaster eller negativ mantelfriktion uppkommer då jorden runt pålarna rör sig (sätter sig) nedåt relativt pålarna, se SS-EN 1997-1:2005, avsnitt 7.3.2 (SIS, 2005). Notera att sättningar förutom axiella påhängslaster även ger upphov till transversella belastningar på lutande pålar.

Faktorer som påverkar uppkomst och storlek av den negativa mantelfriktionen är:

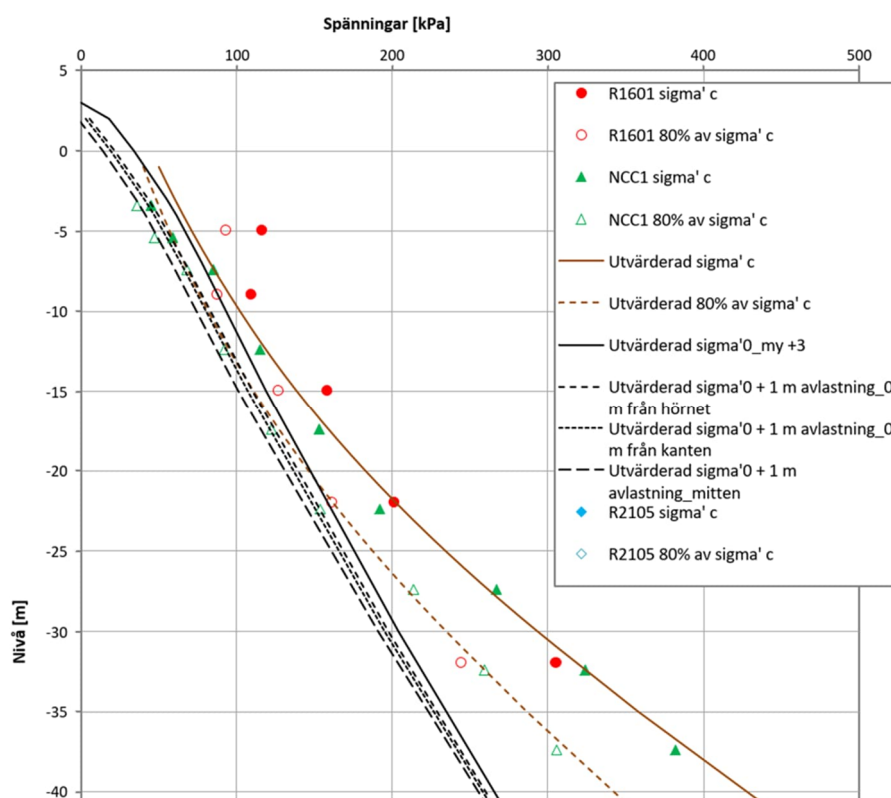
- förändring av grundvattennivån
- sättningar intill en pålgrundlagd byggnad
- påslagning i lösa jordarter
- jordens egenskaper runt de slagna pålarna (kompressibilitet, skjuvhållfasthet och permeabilitet)
- pålmaterialets egenskaper (elasticitetsmodul och mantelytans råhet)
- pålavstånd, pållängd och pålgruppens storlek.

Under årens lopp har olika metoder för beräkning av påhängslaster på pålar föreslagits, se exempelvis Pålkommisionens rapport 60 (Pålkommisionen, 1979). Vid praktisk dimensionering används metodik beskriven nedan.

Effekter av påhängslast orsakad av negativ mantelfriktion på pålarna ska beaktas vid dimensionering såväl vid beräkning av bärförmåga som vid beräkning av sättningar. Negativ mantelfriktion uppkommer när jorden runt pålarna rör sig neråt relativt pålarna till följd av sättningar i jordlagren under och mellan pålarna. Enligt praxis beaktas effekten längs den del av pålen där den omgivande jorden sätter sig 5 mm mer än pålen (mantelfriktion antas ofta vara fullt utvecklad vid 2-5 mm relativ förskjutning mellan påle och jord).

I många fall är det svårt att göra en tillräckligt noggrann bedömning av pålens och jordens rörelser, dels beroende på att belastningarna kan vara svåra att förutse (grundvattensänkningar, uppfyllningar), dels beroende på att jordlagrens egenskaper är ofullständigt utredda. Det är jordens och pålens relativa rörelse som helt avgör om och i vilken omfattning påhängslaster uppkommer.

Som ett förenklat sätt för bedömning av risken för negativ mantelfriktion/kohesion och därmed påhängslaster föreslås en värdering baserad på risken för långtidssättningar (krypning) i leran. Det är känt att sättningar till följd av krypning även utvecklas vid belastningar under förkonsolideringstrycket. Sättningshastigheten är dock beroende på den rådande effektivspänningsnivån, σ' , i förhållande till förkonsolideringsspänningen, σ'_c . Enligt dagens praxis antas ofta att krypningen är marginell då $\sigma' < 0,8 \cdot \sigma'_c$. Med detta som värderingsgrund föreslås att negativ mantelfriktion beaktas ovanför och längs den del av pålarna där vertikalspänningen i jordlagren av samtliga laster exklusive laster på pålarna beräknas vara större än $0,8 \cdot \sigma'_c$ (CRS), (σ'_c (CRS) är förkonsolideringstrycket bestämt ur CRS-försök, se Figur 5.19).



Figur 5.19 Exempel på spänningsdiagram med effektivspänning vid olika delar under en byggnad samt utvärderade förkonsolideringstryck.

För en pålgrupp med förhållandevis liten utbredning i plan, där samtliga pålar därmed utsätts för likartade sättningar i jorden mellan och under pålarna, beräknas påhängslasten normalt som summan av de enskilda pålarnas påhängslaster och fördelas jämnt mellan samtliga pålar.

Inom en större pålningsarea (med stor avses här bredd/längd relativt pållängd) kommer förutsättningarna avseende negativ mantelfriktion i många fall däremot att variera avsevärt. För kontroll av hur stor del längs enskilda pålar som kommer att påverkas måste spänningsberäkning med beaktande av lastspridningen i jorden då göras för de laster som kan bidra till negativ mantelfriktion. Vanliga exempel där variation uppkommer är en byggnad där belastningen invid fasaderna kommer att öka beroende på att marken intill fylls upp eller där en avlastning under byggnaden görs genom schakt för källare. Jorden längs byggnadens ränder kommer då att sätta sig mer än jorden centralt under byggnaden. Därmed kommer också randpålarna att utsättas för påhängslaster utmed en större längd än de pålar som är placerade under byggnadens inre delar, se Figur 5.19.

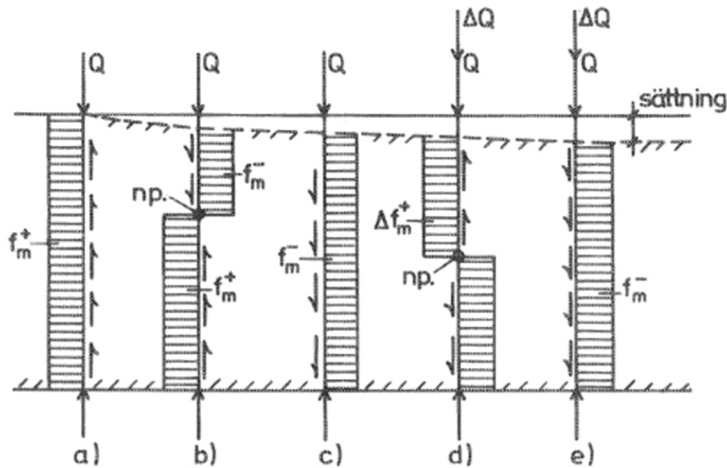
Påhängslasten behandlas analogt med andra laster men behöver normalt inte kombineras med variabla laster eftersom en tillfällig last på pålen reducerar påhängslasten till följd av elastisk deformation i pålen orsakad av den tillfälliga lasten (dock ej självklart då pålarna är dragbelastade). När den tillfälliga lasten försvinner kommer dock påhängslasten åter att verka fullt ut.

Positiv och negativ mantelfriktion

För att en påles geotekniska mantelbärförmåga ska mobiliseras måste pålen röra sig relativt jorden. Om pålen rör sig nedåt i förhållande till jorden kommer lasten i pålen att överföras till jorden. Detta brukar kallas positiv mantelfriktion. Hur stor relativ förskjutning som krävs för att utveckla maximalt mantelmotstånd varierar med jordtyp och jordlagerförhållanden. I allmänhet anges en relativ förskjutning på mellan 2 och 5 mm som tillräcklig för att utbilda full mantelfriktion. Lasten i pålen kommer i detta fall att minska med djupet under markytan, eftersom viss last successivt överförs till omgivande jord, se Figur 5.20a.

Om jorden runt en påle istället rör sig nedåt relativt pålen belastar jorden pålen, s.k. negativ mantelfriktion uppstår. Lasten på pålen ökar nu med djupet, se Figur 5.20b. Övergången mellan positiv och negativ mantelfriktion brukar kallas neutrala punkten. Med ökad sättning förskjuts den neutrala punkten nedåt tills dess att nästan hela pålen påverkas av negativ mantelfriktion, se Figur 5.20c. Därvid ökar belastningen på den nedersta delen av pålen (så länge som positiv mantelfriktion är mobiliserad på en del av mantelytan) och på pålspetsen.

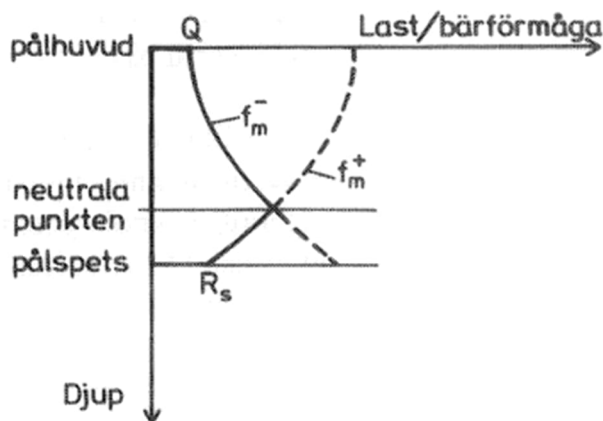
Om pålhuvudet utsätts för en tillskottslast ΔQ , se Figur 5.20d, kommer till en början hela lastökningen att överföras till jorden genom positiv mantelfriktion längs den övre delen av pålen. Det erfordras nämligen en mycket liten förskjutning för att den negativa mantelfriktionen skall övergå i positiv. Ofta är det tillräckligt med pålens elastiska deformation. Om pålen sedan avlastas övergår den positiva mantelfriktionen längs pålens övre del på nytt till negativ mantelfriktion. Kvarstår däremot tilläggslasten överförs denna gradvis till pålspetsen, eftersom den ändring av sättningen hos omgivande jord som erfordras för att den positiva mantelfriktionen skall övergå till negativ är mycket liten, se Figur 5.20e.



Figur 5.20 Spänningsfördelningen längs en påle vid positiv och negativ mantelfriktion (Olsson och Holm, 1993 och Pålkommissionen, 1979). f_m^+ och f_m^- betecknar positiv respektive negativ mantelfriktion, n_p betecknar neutrala punkten.

Neutrala punkten

I den neutrala punkten motsvarar pålens förskjutning den omgivande jordens förskjutning, dvs den relativa förskjutningen påle/jord är lika med noll. Detta innebär att den negativa mantelfriktion som utvecklas över neutrala punkten övergår till positiv mantelfriktion, när neutrala punkten passeras. Läget av den neutrala punkten är avgörande för såväl lasten i pålen som pålens sättning. För huvudsakligen spetsburna pålar kommer den neutrala punkten att befinna sig nära pålens spets. Negativ mantelfriktion erhålls härvid längs i stort sett hela pålens längd. Ett sätt att bestämma den neutrala punktens läge beskrivs i Canadian Foundation Engineering Manual (1985) samt Olsson och Holm (1993), se Figur 5.21.



Figur 5.21 Bestämning av den neutrala punktens läge (Olsson och Holm, 1993). f_m^+ och f_m^- betecknar positiv respektive negativ mantelfriktion.

Den neutrala punktens läge för en påle där sättningar pågår eller förväntas uppstå i hela jordprofilen kan bestämmas av skärningspunkten mellan två lastfördelningskurvor. En kurva ritas utgående från pålhuvudet och nedåt. Det första lastvärdet utgörs av den permanenta lasten (verklig last, utan partialkoefficienter) på pålhuvudet Q . Lasten ökas sedan successivt med den negativa mantelfriktionen (baserad på verklig mantelfriktion/kohesion utan partialkoefficienter) längs pålen. En annan lastfördelningskurva ritas utgående från pålens spets och uppåt. Initialvärdet för denna kurva är pålens spetsbärförmåga R_s . Initialvärdet kan också bestämmas genom en iterativ beräkning där hänsyn tas till sambandet mellan pålspetsens last och förskjutning. Lasten ökas sedan med bidraget från den posi-

tiva mantelfriktionen (även den ska baseras på verklig mantelfriktion/kohesion utan partialkoefficienter). Den neutrala punkten är skärningspunkten mellan de båda lastfördelningskurvorna. Om den neutrala punktens läge är känt kan detta användas för beräkning av pålens sättning. Om man använder partialkoefficienter vid beräkning av neutrala punktens läge kommer denna inte att sammanfalla med punkten där den relativa förskjutningen mellan påle och omgivande jord är lika med noll.

5.8.3.2 Sättningar

5.8.3.2.1 Allmänt

Sättningar i omgivande jord ger på grund av negativ mantelfriktion upphov till påhängslaster på pålar inom de jordlager där marken rör sig neråt relativt pålen. Sättningsberäkningar för pålar utförs i princip med samma metoder som tillämpas för plattor vid ytlig grundläggning. Det finns dock skillnader beroende på de speciella förhållanden på installationen ger upphov till. De geotekniska parametrar som ligger till grund för dimensioneringen, och därmed också bedömningen av sättningarna, bestäms i fält eller på prover tagna före installationen. Under installationen störs jorden intill pålarna. Denna störning beaktas dock normalt ej vid val av värde för de geotekniska parametrarna, se kapitel 7.

Kvarstående spänningar i pålarna efter installationen påverkar last-deformationsegenskaperna.

Vidare tillkommer effekter av att flera pålar slås intill varandra och pålgruppsverkan. Detta sammantaget leder till att sättningar för såväl enskilda pålar som för pålgrupper i huvudsak beräknas med hjälp av empiriska metoder.

Sättningar för pålar kan beräknas med någon av följande fyra metoder:

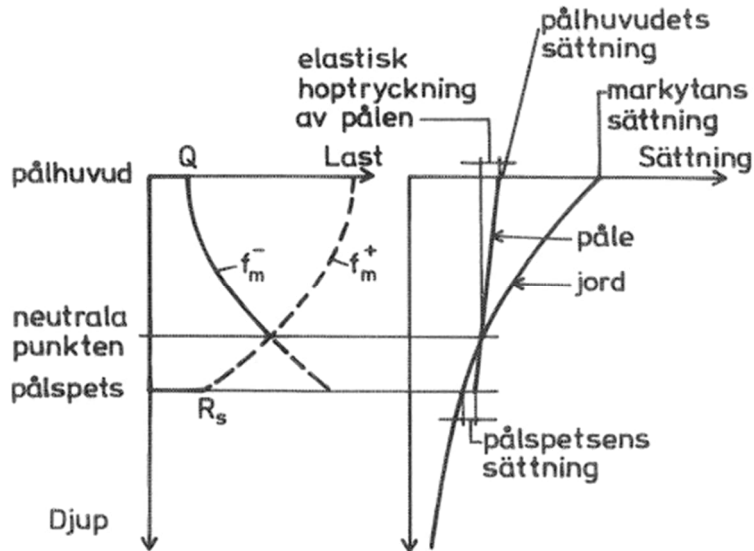
- grafisk metod baserad på neutrala punkten
- handberäkningsmetod baserade på empiriska samband
- elasticitetsteori
- avancerad numerisk beräkningsmetod.

Nedan behandlas grafisk metod med neutrala punkten översiktligt. För övriga metoder, se kapitel 7.

5.8.3.2.2 Enskild påles sättning, grafisk metod baserad på neutrala punkten

Om pålarna påverkas av påhängslaster kan sättningen för en enskild påle beräknas med hjälp av den s.k. neutrala punkten. Ovanför neutrala punkten rör sig omgivande jord mer än pålen (marken rör sig nedåt relativt pålen). Under neutrala punkten är det tvärtom pålen som rör sig nedåt relativt omgivande jord.

Sättningen erhålls genom att en horisontell linje dras från neutrala punkten så att den korsar sättningsfördelningskurvan för den omgivande jorden, jfr. Figur 5.22. Pålhuvudets sättning är summan av jordens sättning under den neutrala punkten och pålens hoptryckning på grund av yttre last Q och påhängslaster. Pålspetsens sättning relativt omgivande jord framgår också av figuren.



Figur 5.22 Bestämning av påles sättning med hjälp av neutrala punkten (Canadian foundation engineering manual, 1985 samt Olsson och Holm, 1993).

Ett villkor för att den grafiska konstruktionen ska vara giltig är att pålspetsen förskjuts tillräckligt mycket för att pålens spetsbärförmåga skall vara mobiliserad.

5.8.3.3 Påhängslaster på enskild påle

Den negativa mantelfriktionen kan enligt svensk praxis beräknas med följande samband:

$$f_m^- = 0,7 \cdot c_u \quad \text{i lera} \quad \text{Ekvation 5-5}$$

$$f_m^- = 0,2 \cdot \sigma_0' \quad \text{i sand} \quad \text{Ekvation 5-6}$$

där

c_u = lerans odränerade skjuvhållfasthet, se kapitel 7.

σ_0' = effektivt överlagringstryck.

Om jordens skjuvhållfasthet förväntas öka väsentligt till följd av ökat effektivtryck, beaktas detta genom att den odränerade skjuvhållfastheten c_u antas öka med 20 % av ökningen av det vertikala överlagringstrycket.

Tillvägagångssättet innebär att påhängslasten behandlas analogt med övriga laster som påverkar pålen. Lastens storlek beräknas enligt Ekvation 5-5 och Ekvation 5-6.

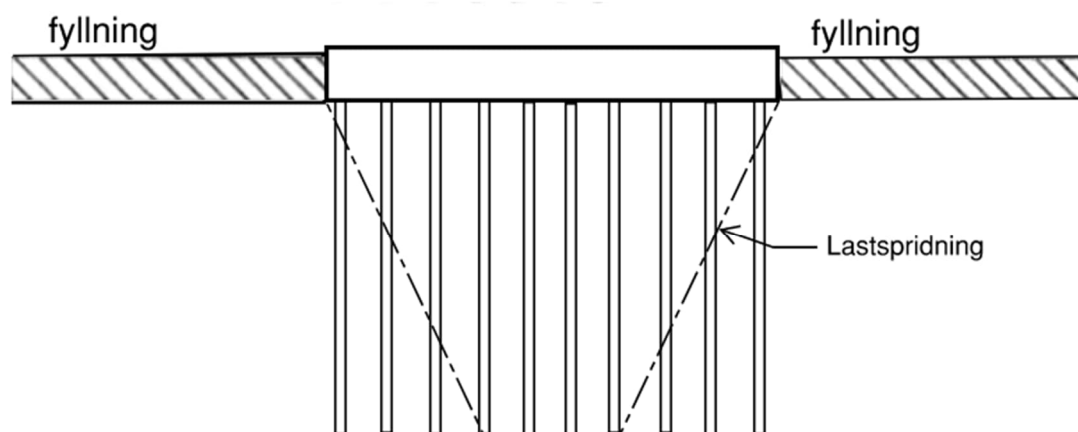
Idag finns flera beräkningsmetoder för påhängslaster baserade på elasticitetsteori eller plasticitetsteori. I princip är det samma metoder som används för beräkning av pålars sättning, se kapitel 7.

5.8.3.4 Påhängslaster på pålgrupper

Normalt beräknas påhängslasten för en pålgrupp på grund av negativ mantelfriktion som summan av de enskilda pålarnas påhängslaster.

Effekten av den negativa mantelfriktionen kommer då ibland att överskattas. För en byggnad där marken intill är uppfylld, jfr. Figur 5.23, kommer belastningen från fyllningen att spridas och fördelas med djupet i jorden.

För en byggnad grundlagd på pålar innebär det att jorden vid byggnadens rand kommer att sätta sig mer än jorden under byggnadens mitt. Det kan också innebära att påhängslasterna på de inre pålarna blir lägre än på randpålarna.



Figur 5.23 Utfyllnad intill en pålgrundlagd byggnad och inverkan av lastspridning.

5.8.3.5 Minskning av påhängslaster

Åtgärder för att minska påhängslaster på pålar med bitumenstrykning redovisas i kapitel 8.

5.8.4 Cykliska laster (utmattning)

Konstruktioner som utsätts för lastväxlingar av icke försumbar storlek och omfattning ska dimensioneras/kontrolleras för utmattning. Det gäller exempelvis för broar (utsatta för mer eller mindre tunga transporter), byggnader avsedda för underhåll och/eller tillfällig förvaring av tunga fordon/maskiner (exempelvis, bussdepåer, lokstallar mm) och höga konstruktioner (utsatta för vind). Dimensionering med hänsyn till utmattning beskrivs i kapitel 6.

Prefabricerade betongpålar kan erhålla skador på grund av hydraulisk utmattning vid installation av pålar. Beskrivning av fenomenet görs i kapitel 3 och 6. Installationen har en negativ påverkan på pålars konstruktiva bärförmåga (gäller framför allt för slagna pålar), se avsnitt 5.9 och kapitel 6.

5.8.5 Transversella laster och lasteffekter

Avsnittet kompletteras i kommande utgåva av Pålhandboken. Till dess hänvisas till Pålkommisionens rapport 101 (Pålkommisionen, 2006).

I kapitel 6 redovisas en analytisk metod för beräkning av pålar belastade med axiallast och transversallast enligt Figur 5.18.

5.9 INSTALLATIONENS INVERKAN PÅ PÅLMATERIAL OCH JORDMATERIAL

5.9.1 Allmänt om påkänningar i pålmaterialet under installationsskedet

Pålar ska dimensioneras för de spänningar som uppkommer under installationen. Pålar som trycks ned eller borras med sänkhammarborrning utsätts inte för några stora belastningar. Störst spänningar utsätts pålar som installeras genom slagning. Spänningarna orsakas av både tryck- och dragkrafter. Spänningarnas storlek är bl.a. beroende av:

- slagningens utförande (t.ex. fallhöjd)
- förhållandet påle-slagningsutrustning (t.ex. dynamisk impedans)
- jordlagerföljd på pålningsplatsen.

När hejaren träffar pålhuvudet uppkommer en tryckspänning i pålen. Spänningen är beroende av hejarens anslagshastighet, material och dimension hos påle och hejare samt av slagdynans material och utformning. Denna spänning kallas initialspänning.

Initialspänningen utbreder sig i pålen som en våg. Om motståndet mot neddrivning är stort vid pålspetsen kommer en tryckvåg att reflekteras som överlagrar den nedåtgående vågen. Man kan på detta sätt få en högre spänning i pålen än den spänning som hejaren alstrar.

Den uppåtgående tryckvågen träffar hejaren och förskjuter denna uppåt. Hejaren får alltså en uppåtgående rörelse. På grund av tyngdaccelerationen hejdas hejarens rörelse och hejaren faller tillbaka och träffar åter pålen. Detta kan höras på arbetsplatsen och brukar kallas hejarstuds. När hejarstuds uppkommer är alltså jordmotståndet större än den initialkraft som hejaren alstrar.

Om motståndet däremot är lågt vid pålspetsen (som i lera) uppkommer en dragvåg som fortplantar sig uppåt i pålen. När denna dragvåg kommer upp till hejaren drar den bort pålen från slagdynan och hejaren. Dyna och hejare faller sedan åter ned på pålen. Detta ger upphov till ett klappande ljud. När detta ljud hörs är dragkraften så stor att den drar med sig pålen. För att minska dragkraften (och ta bort det klappande ljudet) måste fallhöjden minskas. Amplituden för den uppåtgående dragvågen är beroende av den nedåtgående tryckvågens amplitud.

Nedåtgående och uppåtgående stötvågor och vågöverlagringar kan ge upphov till skadliga spänningar i pålen. I betongpålar kan skadliga dragspänningar uppkomma. Skadliga tryckspänningar kan uppkomma i såväl stål- som betongpålar. Skarvar mellan pålelement måste också klara de drag- och tryckspänningar som uppkommer vid slagningen. Vid slagning av betongpålar i lös jord ska fallhöjden hållas låg (10-20 cm) för att minska risken för skadliga dragspänningar i pålen. Ett fenomen som kan uppstå vid slagning av betongpålar genom fritt vatten eller jord med hög vattengenomsläpplighet är vattensprängning. Vatten sugas in i sprickor i betongen när pålen är utsatt för dragspänningar och pressas sedan ut med hög hastighet när sprickan trycks ihop vid nästa slag. Se mer om vattensprängning i kapitel 3 och 6.

Om en påle måste slås med många slag för att nå erforderlig bärförmåga kan pålmaterialet utmattas. Pålen fungerar då ej som ett fullvärdigt konstruktionselement även om bärförmågan i jord är tillräcklig. Betongpålar och stål- och järnpålar inklusive skarvar löper risk för utmattningsskador vid stort slagantal. Se vidare i kapitel 6.

Det finns hjälpmedel i form av datorprogram som kan simulera pålslagning och ge uppgifter om de spänningar som uppkommer vid slagningen, se mer om detta i kapitel 3 och 7. Resultatet av datorsimulering kan kontrolleras på pålplatsen med hjälp av stötvågsmätning och analys av dessa mätningar.

Maximala tryckspänningar i betongpålar under drivning ska inte överskrida 80 % av betongens tryckhållfasthet (karaktäristiskt värde). Om tryckspänningarna övervakas under drivningen kan maximala tryckspänningar på 90% av tryckhållfastheten accepteras. Dragkraften under drivning (och stoppslagning) ska begränsas så att spänningen i armeringsstål och förankringsjärn i eventuella skarvar) inte överskrider 90% av armeringsstålets nominella sträckgräns se SS-EN 12699:2015 (SIS, 2015), avsnitt 7.6.2.

För stålpålar ska maximala tryckspänningar vid slagning begränsas till 90 % av stålets nominella sträckgräns. Om tryckspänningarna övervakas under slagningen kan tryckspänningar på upp till 110 % av stålets sträckgräns accepteras under stoppslagning och mätslag, se SS-EN 12699:2015, avsnitt 7.6.3 (SIS, 2015).

5.9.2 Installationens påverkan på pålmaterial

Hantering och installation (framförallt slagning) av pålar har en negativ påverkan på dess konstruktiva bärförmåga. Enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005), 7.4.2 ska detta beaktas och gäller i såväl brott- som bruksgränstillstånd samt för pålens alla ingående delar, dvs. pålelement, pålskarvar och bergsko.

För slagna pålar gäller att de upprepade och stora lasteffekter som en påle kan utsättas för under slagningen, vid drivning och stoppslagning, kan innebära en viss utmattning/hållfasthetsnedsättning av pålmaterialet. Denna effekt måste beaktas vid bestämning av den konstruktiva bärförmågan för den installerade pålen.

För betong har konstaterats en hållfasthetsnedsättning till följd av lastväxlingar under slagningen. Denna tycks vara beroende av den s.k. delskadan, som uppkommer till följd av dessa lastväxlingar.

För stål gäller enligt gängse teori att en delskada inte innebär någon hållfasthetsreduktion för icke utmattande last.

Nedsättningen av materialegenskaperna är olika för olika material och kan skilja sig åt för egenskaperna tryckhållfasthet, draghållfasthet och elasticitetsmodul. Beroende av reflexionsförhållandena vid spetsen kan reduktionsfaktorn vara olika för olika delar av en påle. Reduktionsfaktorn kan också vara olika för olika delar av en påle beroende på rådande jord- och bergförhållanden, som sten och block i jorden, varierande jordlagerföljd och lutande bergyta.

Installationens inverkan på materialegenskaperna ska beaktas. Detta gäller i såväl brott- som bruksgränstillstånd och en påles alla delar, dvs. pålelement, pålskarvar och bergsko.

Installationens verkliga inverkan på påles materialegenskaper är svår att bestämma och till stora delar okänd. Bestämningen är osäker och resultaten beroende av en mängd faktorer. I kapitel 6 beskrivs en metod som ska tillämpas om inte annat påvisas vara riktigare.

5.9.3 Installationens inverkan på omgivande jordmaterial

5.9.3.1 Kohesionsjord

Vid pålslagning i lera, liksom ofta vid lerpropptagning (gäller även vid användning av augerskruv), reduceras lerans odränerade skjuvhållfasthet i en zon närmast pålen respektive lerproppröret.

Efter slagningen rekonsoliderar leran runt pålen. Det kan förutsättas att leran efter slagningen återtar sin ursprungliga hållfasthet, om den är normalkonsoliderad. Är leran överkonsoliderad kan antas att den efter rekonsolideringen blir normalkonsoliderad.

Detaljer avseende hållfasthetsåterhämtning redovisas i kapitel 7.

Lerpropptagningens inverkan

Vid lerpropptagning med tvärsnittsytta, som inte överstiger pålens, och där den borttagna lervolymen understiger pålens volym, kan antas att pålen på hela sin mantelyta är sidostöttad av lera. Vid markförhållanden, där fastare lera överlagrar lösare, bör antas att den lösa lera kan komma att fylla ett eventuellt utrymme runt pålen i den fastare lera.

5.9.3.2 *Friktionsjord*

När pålar slås med relativt litet inbördes avstånd i sand med lös till nredelfast lagring, kommer jorden runt och mellan pålarna att packas. Experimentellt har visats att den totala mantelbärförmågan hos en påle i sand kan öka med en faktor två eller mer på grund av efterföljande slagning av närliggande pålar, se kapitel 7. Den motsatta effekten kan dock också förekomma i fasta jordarter. Detta beror på att nya pålar som slås intill redan slagna pålar reducerar jordens lagringstäthet.

En utförligare beskrivning om installationens inverkan på omgivande kohesionsjord och friktionsjord redovisas i kapitel 7.

5.10 BESTÄNDIGHET

För bärande konstruktioner ska materialen vara beständiga eller skyddas och underhållas så att krav i brottgräns- och bruksgränstillstånd uppfylls. När det gäller pålar måste materialen vara beständiga då underhållsåtgärder är svåra att genomföra för en installerad påle. En utförlig beskrivning av hur beständighet ska beaktas vid dimensionering av pålar redovisas i kapitel 3.

5.11 REFERENSER

Bernander, S. och Svensk, I., 1970. *Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till initialkrökning och egenspanningar i pålmaterialet*. Särtryck och preliminära rapporter nr 23, Pålkommissionen.

Boverket, 2011. *BFS 2011:10, EKS 8, Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*.

Boverket, 2022. *BFS 2022:4 EKS 12, Boverkets föreskrifter om ändring i Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*.

Canadian foundation engineering manual, 2 ed, 1985, Canadian Geotechnical Society. Vancouver.

IEG, 2013. *IEG Rapport 2:2008, rev 3, Tillämpningsdokument, Grunderna i Eurokod*. ISBN 978-91-87683-00-8.

IEG, 2016. *IEG Rapport 8:2008, Rev 3, Tillämpningsdokument EN 1997-1 Kapitel 7, Pågrundläggning*.

Johannesson, P. och Vretblad, B., 2011. *Byggformler och tabeller*.

Olsson, C. och Holm, G., 1993. *Handboken Pågrundläggning*, Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut.

Pålkommissionen, 1979. *Rapport 60 - Negativ mantelfriktion längs pålar*. Författare: Bengt Broms.

Pålkommissionen, 1983. *Rapport 54 - Pålgrupper med sidomotstånd och inspänning*. Författare: Håkan Bredenberg och Bengt Broms.

Pålkommissionen, 1989. *Rapport 81 – Systempålar, Stödpålar av höghållfasta, korrosionsskyddade stålrör, slagna med lätta höghastighetshejare, Anvisningar för beräkning av dimensionerande bärförmåga*. Författare: Anders Fredriksson, Sven Hultsjö och Håkan Stille.

Pålkommissionen, 1995. *Rapport 84a - Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar m.h.t. pålmaterial och omgivande jord*.

Pålkommissionen, 1993. *Rapport 90 - Grova stålrörspålar – anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll*.

Pålkommissionen, 1998. *Rapport 96:1 - Dimensioneringsprinciper för pålar, Lastkapacitet*.

Pålkommissionen, 2006. *Rapport 101 - Transversalbelastade pålar - statiskt verknings sätt och dimensioneringsanvisningar*. Författare: Per-Ola Svahn och Claes Alén.

Pålkommissionen, 2007. *Information 2007:1 – Pågrundläggning, Grundinformation för projektörer*.

Randolph, M.F. och Houlsby, G.T., 1984. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Géotechnique*, vol. 34, nr 4, pp 613-623.

SIS, 2002. SS-EN 1990+A1:2005 - Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk.

SIS, 2002-2006. SS-EN 1991. Avser följande eurokoder: SS-EN 1991-1-1+ AC:2009: Tunghet, egen-
tyngd, nyttig last för byggnader, SS-EN 1991-1-2+AC:2013: Allmänna laster – Termisk och meka-
nisk verkan av brand, SS-EN 1991-1-3+AC:2009, A1:2015: Allmänna laster – Snölast, SS-EN 1991-1-
4:2005+AC:2009, AC:2010, A1:2010: Allmänna laster – Vindlast, SS-EN 1991-1-5+AC:2009: All-
männa laster – Temperaturpåverkan, SS-EN 1991-1-6:2005+AC:2013: Allmänna laster - Last under
byggskedet, SS-EN 1991-1-7:2006+AC:2010, A1:2014: Allmänna laster – Olyckslast, SS-EN 1991-
2+ AC:2010: Trafiklast på broar, SS-EN 1991-3:2006+AC:2013: Last av kranar och maskiner, SS-EN
1991-4:2006+AC:2013: Silor och behållare.

SIS, 2005. SS-EN 1997-1:2005+AC:2009, A1:2013 - Eurokod 7: Dimensionering av geokonstrukt-
ioner - Del 1: Allmänna regler.

SIS, 2008. SS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008 - Förtillverkade betongprodukter – Betongpålar.

SIS, 2015. SS-EN 12699:2015 - Utförande av geokonstruktioner - Massundanträngande pålar.

SIS, 2024. SS-EN 1090-2:2018+A1:2024 - Utförande av stål- och aluminiumkonstruktioner – Del 2:
Tekniska krav för stålkonstruktioner.

Svensk Byggtjänst, 1984. *Handboken Bygg – Geoteknik*. Redaktionskommitté: Torbjörn Stål och Per
Wedel. Huvudredaktör: Sigurd Avén.

Transportstyrelsen, 2018. TSFS 2018:57 - Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om till-
lämpning av eurokoder.