

KOHESIONSPÅLAR MED PÅHÄNGSKRAFTER

*Uppföljning av verkningssätt och validering av
beräkningsmodell*



Per-Ola Svahn, Peter Claesson & Daniel Isik
Skanska Sverige AB

2017-11-17

FÖRORD

Projektets organisation omfattar en styrgrupp, en projektledare, en arbetsgrupp och en referensgrupp. Styrgruppens ordförande ansvarar för rapportering av projektets framskridande till Styrgrupp Teknik.

Styrgrupp:	Sven Junkers Gunnar Holmberg
Projektledare:	Per-Ola Svahn
Arbetsgrupp:	Per-Ola Svahn Daniel Isik Peter Claesson
Referensgrupp:	Claes Alén, Chalmers Sadek Baker, Skanska Gunnar Holmberg, Skanska Leif Jendeby, Vägverket Per Kettil, Skanska Anders Kullingsjö, Skanska Sven Liedberg, Skanska Tord Olsson, GF-konsult

Projektet finansierades med medel från SBUF, Skanska Sverige AB, Trafikverket (fd Vägverket) och Pålkommisionen samt med egeninsatser från övriga deltagande företag. Projektgruppen riktar stort och varmt tack finansiering för möjligheten att genomföra vår projekttid. Ett särskilt tack riktas till SBUF som varit en tålmodig huvudfinansierare av projektet.

SAMMANFATTNING

Samverkan mellan påle och jord är centralt vid grundläggning med kohesionspålar. Ofta belastas pålen i sin övre del av så kallade påhängskrafter då jorden består av svagt överkonsoliderad lera. Genom att utnyttja avancerad numeriska beräkningsmetoder kan man idag analysera samverkan mellan påle och jord både på ett både realistiskt och effektivt sätt. Ett specialutvecklat FEM-program har därför utvecklats för analyser av grundläggning med kohesionspålar.

Beräkningsverktyget kan användas för att effektivisera grundläggningen med kohesionspålar, men innan detta sker i stor skala är det nödvändigt att validera resultaten mot experimentella resultat. Bro över Kungsbackaån, som ingår i Tölö tvärled, grundläggs med kohesionspålar, där pålarna förväntas bli belastade med stora påhängskrafter. Projektören prognostiserar att till bron anslutande vägbankar ska sätta sig ca 25 – 40 cm och att bron i möjligaste mån ska följa med i denna sättning. Att tillåta så här stora sättningar vid grundläggning av en bro är relativt ovanligt, men ger samtidigt en unik möjlighet att studera hur en ”kort” kohesionspåle som belastas med påhängskrafter samverkar med omgivande jord.

Beklagligt omintetgjordes verifierande uppföljningar baserad på långtidsmätningar till följd av att den fiberoptiska mätutrustningen fick omfattande skador vid schakt och återfyllnad.

INNEHÅLL

BAKGRUND	4
SYFTE OCH MÅL	4
BESKRIVNING AV BRO ÖVER KUNGSBACKAÅN	5
FÄLTMÄTNINGAR	6
GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN	6
<i>Tidigare geoteknisk undersökning</i>	6
<i>Kompletterande geoteknisk undersökning</i>	6
<i>Jordlagerföljd</i>	6
<i>Geohydrologiska förhållanden</i>	7
<i>Jordens sättningsegenskaper</i>	7
AVVÄGNINGAR.....	7
<i>Avvägningar vägbank i samband med överlast på cellplastfyllning</i>	8
<i>Avvägningar av markyta</i>	9
<i>Avvägningar av brostöd och broöverbyggnad</i>	11
BÄLGSLANGSMÄTNINGAR	13
DEFORMATIONSMÄTNINGAR I PÅLAR	13
VALIDERING AV BERÄKNINGSMODELLER	19
SÄTTNINGSBERÄKNING AV VÄGBANK.....	20
FE-ANALYS AV SAMVERKAN MELLAN PÅLE OCH JORD.....	20
<i>Beskrivning av programmet Piledesign</i>	20
<i>Inledande exempel</i>	20
<i>Analys av Bro över Kungsbackaån</i>	24
Analys av stöd 1	27
Analys av komplett bro med fyra stöd.....	29
SLUTSATSER OCH FORTSATT ARBETE	30

BAKGRUND

I områden där marken består av lös lera med stor mäktighet är det ofta mest kostnadseffektivt att grundlägga byggnader och andra tyngre konstruktioner med kohesionspålar. Krafterna i påltoppen – såväl axiella som transversella – förutsätts successivt överföras till jorden. Spänningar utmed pålens mantel uppstår vid relativa förskjutningar mellan påle och jord. I det allra enklaste fallet – då en vertikal påle belastas i toppen med en nedåtriktad kraft – rör sig pålen nedåt relativt marken och axiallasten i pålen förs successivt ut i omgivande jord via skjuvspänningar utmed pålens mantel. Men många verkliga situationer är betydligt mer komplexa. Lutande pålar som installeras i jordar med pågående sättningar innebär att jorden i pålens övre del sätter sig mer än pålen och därmed ökar belastningen i pålens övre del och pålens lutning innebär dessutom att pålen böjs.

Som synes är samverkan mellan kohesionspålar och omgivande jord komplicerad och vi saknar fortfarande en total förståelse för de mekanismer som styr deformation och kraftfördelning. På grund av denna, i många fall, bristfälliga kunskap dimensioneras grundläggningen av värdefulla byggnader på ett schablonmässigt sätt. Dessa erfarenhetsbaserade metoder har hittills fungerat relativt bra, men samhällsutvecklingen innebär att urbana områden förtätas och värdefulla byggnader byggs på allt sämre mark. För att kunna optimera en pålgrundläggning utan att riskera dess framtida funktion i såväl brott- som bruksstadiet krävs en ökad förståelse för de grundläggande mekanismerna och nya dimensioneringsmetoder. Ett nytt numeriskt analysverktyg baserat på finita element metoden utvecklades därför i Skanska Sverige AB under våren och sommaren 2006. Programmet har utvärderats och det har visat sig att man kan studera en rad samverkansmekanismer mellan påle och jord som tidigare observerats under försök, men varit svåra att kvantifiera i en hanterbar matematisk modell. För att kunna utnyttja det nya avancerade beräkningsverktyget krävdes emellertid att det validerades mot försök.

Skanska Sverige AB fick under hösten 2006 uppdraget att bygga Tölö tvärled åt Kungsbacka kommun. Projektet består av en rad geotekniska utmaningar. För att minska kostnaderna i projektet har Byggherren i sin projektering valt att projektera *Bron över Kungsbackaån* utan bankpålning och har uttryckt ett önskemål om att bron ska följa med i anslutande vägbankars sättningar som förväntades bli relativt stora. Detta förslag gav en låg investeringskostnad, men ställde stora krav på såväl geotekniker som konstruktörer. Bron består av tre spann i platsgjuten betong och är därför känslig för differenssättningar mellan stöden. Dessutom bedömdes pålarnas längd bli väsentligt större än brons huvudspänn och det ansågs därför viktigt att modellera grundläggningen av brons samtliga stöd som en helhet i en tredimensionell modell och det var därför naturligt att utnyttja det vid den tiden nyutvecklade analysverktyget för kohesionspålegrundläggning. Om projektet dessutom kompletterades med utökad mätning innebar det samtidigt en unik möjlighet att validera den nya beräkningsmodellen.

För att validera beräkningsmodellen är det nödvändigt att mäta ett antal provpålars sättning samt att bestämma töjningsfördelningen i dessa pålar. Claesson et al. (2007) hade på ett framgångsrikt sätt mätt upp töjningsfördelningen i långa pålar under höghuset vid Lilla Bommen i Göteborg och samma metod ansågs lämplig i detta fall. För att verifiera modellen krävdes emellertid även relevanta geotekniska parametrar. De av beställaren utförda geotekniska undersökningarna ansågs inte vara av den kvalitet och omfattning som krävdes och kompletterande geotekniska undersökningar ansågs därför nödvändiga att utföra.

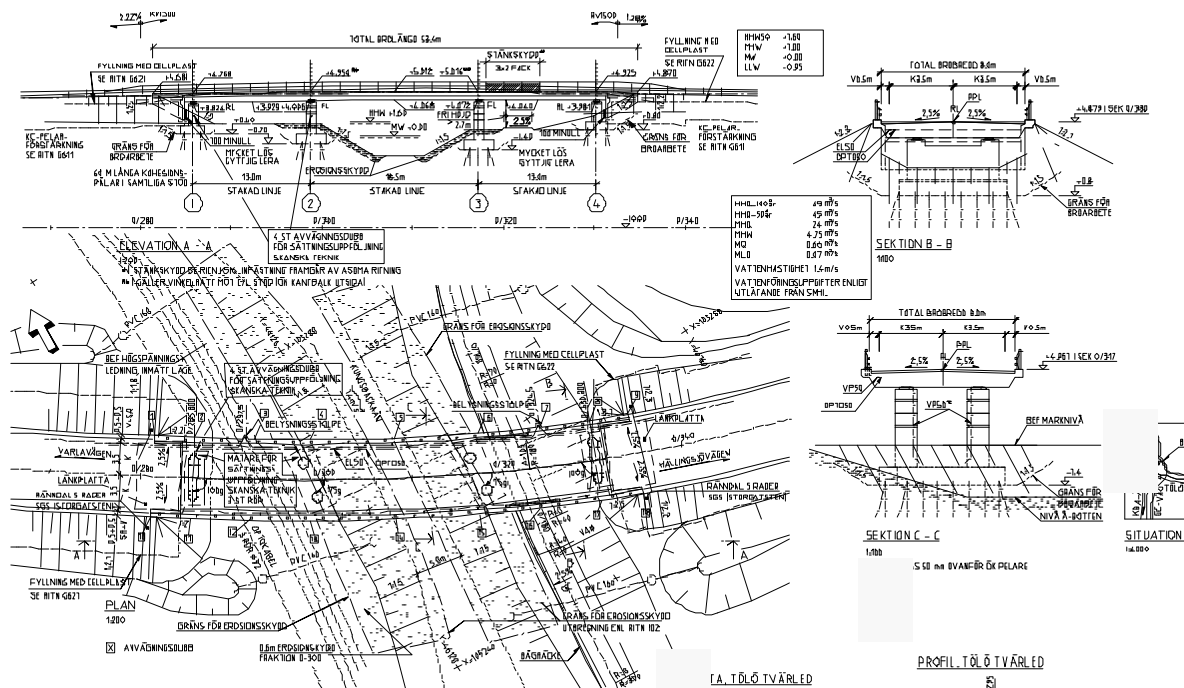
SYFTE OCH MÅL

Syftet med projektet var att genom fullskalemätningar på bron över Kungsbackaån validera den numeriska beräkningsmodellen som hade utvecklats under 2006, och på så sätt möjliggöra ökad kostnadseffektivitet vid grundläggning med kohesionspålar.

Målet med projektet har varit att utföra kompletterande geotekniska undersökningar, instrumentera bron, genomföra inledande datainsamling och utvärdera dessa mot analysresultat.

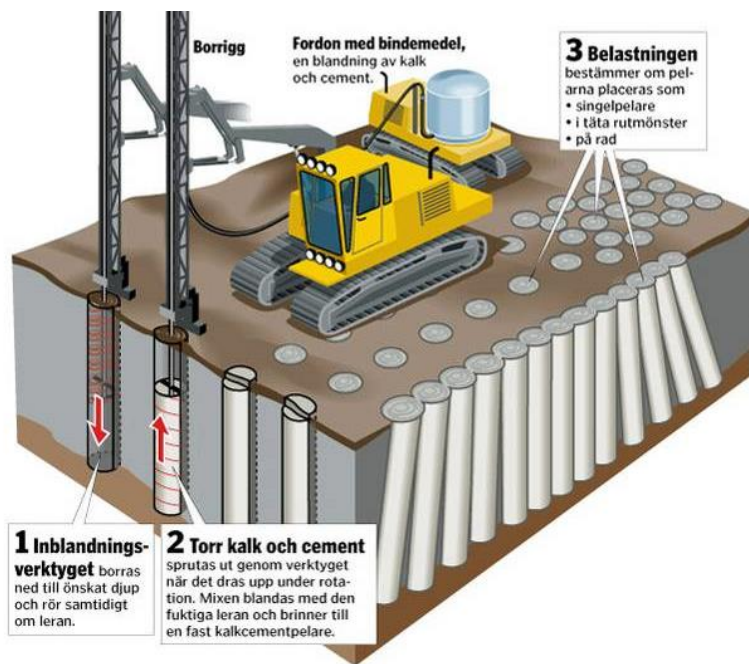
BESKRIVNING AV BRO ÖVER KUNGSBACKAÅN

Bron över Kungsbackaån är en trespanns platsgiuten slakarmerad plattbro med ändskärmar. Ändstöden (stöd 1 och 4) utgörs av skivstöd medan mellanstöden (stöd 2 och 3) består av dubbla pelare på en gemensam bottenplatta. Samtliga stöd är pålade med 60 m långa pålar, standardpåle typ 2 (SP2).



Figur 1 Sammanställningsritning Bro över Kungsbackaån.

Övergången mellan bro och vägbank utförs med en 5 m lång länkplatta. Vägbanken bankpålades ej Dock utfördes grundförstärkning av leran mha kalkcementpelare enligt figur 2. Vidare byggdes anslutande vägbankar till stor del av lättfyllning av EPS-cellplast (Expanderas Polystyren, EPS).



Figur 2 Grundförstärkning av vägbank med KC-pelare. (Grafik Ingemar Franzén)

FÄLTMÄTNINGAR

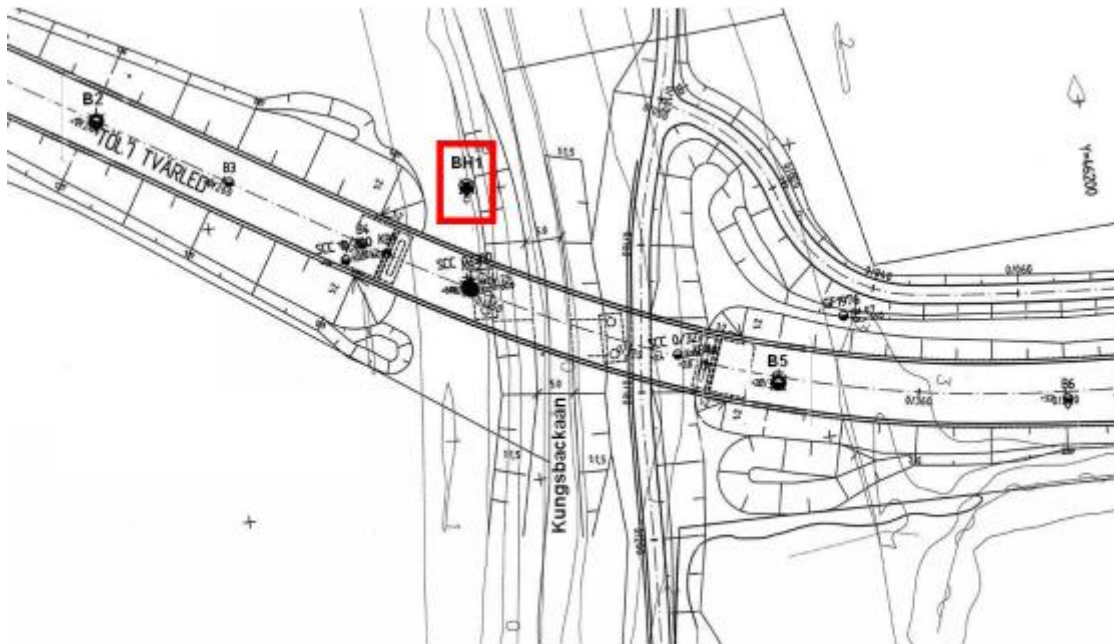
Geotekniska förhållanden

Tidigare geoteknisk undersökning

I samband med projekteringen av Tölö tvärled utförde GF Konsult AB geotekniska fältundersökningar. Dessa gjordes under perioden november 2005 t o m mars 2006 och omfattar större delen av det geotekniska underlaget för projektet. De geotekniska laboratorieundersökningarna utfördes av Ramböll Sverige AB.

Kompletterande geoteknisk undersökning

För att erhålla ett bättre geotekniskt underlag gällande jordlagerföljd, jordens tekniska egenskaper och geohydrologiska förhållanden utfördes en kompletterande undersökning av Skanska Teknik i maj 2007. Denna undersökning omfattar en borrhunkt (BH1) med sonderingar och provtagningar till ca 70 respektive 40 m djup. I laboratorier har det utförts rutinanalyser, CRS-, triaxial- och direkta skjuvförsök på de upptagna ostörda jordproverna. Portrycksmätningar har gjorts för att mer i detalj utreda lerprofilens konsolideringsförhållanden. Planritning med borrhålens läge framgår av Figur 3.



Figur 3 Planritning för delen av Tölö tvärled – bron över Kungsbackaån med borrhålens lägen kompletterad med BH1 (ritning G102).

Jordlagerföljd

I läget för det planerade broläget utgörs den naturligt lagrade jorden överst av ca 1 m torrskorpegyttja. Under torrskorpan består jorden av en mycket lös gyttja till ett djup av ca 4 m följt av gyttjig lera ner till ca 10 m djup. Därunder består jorden av lera till ca 65 m djup varpå ett friktionslager registrerats. Detta lager är ca 8 meter tjockt och vilar på berget, vilket visas i

Sammanställningen av laboratorieundersökningarna visar att uppmätt vattenkvot för gyttjan är ca 130–180 %. Leran har en uppmätt vattenkvot mellan ca 70 % och 100 % och en konflytgräns som är ca 10 % högre.

Lerans skjuvhållfasthet har bestämts mha vingsondering, kon-, triaxial- och direkta skjuvförsök. En sammanställning av den korrigerade skjuvhållfastheten från borrhålen. Sammanfattningsvis är lerans korrigerade skjuvhållfasthet 12 kPa ner till ett djup 10 m under markytan och ökar därunder med 1,0 kPa per meter.

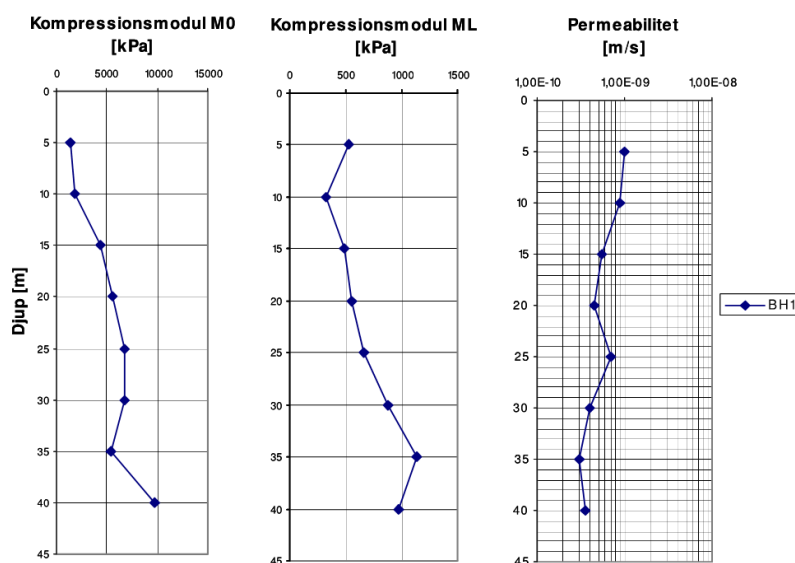
Geohydrologiska förhållanden

Uppmätta portryck ned till ca 20 m djup motsvarar en grundvattenyta belägen mellan markytan och 1 m djup under markytan. På större djup, från ca 20–30 m djup, motsvarar uppmätta portryck en grundvattenyta belägen mellan markytan och 0.5 m över markytan. Mätningarna visar alltså ett hydrodynamiskt icke hydrostatiskt portryck i profilen. Det aktuella området där Kungsbackaån rinner igenom är omgivet av ett höjdparti vilket är en vanlig orsak till artesiskt porvattentryck.

Jordens sättningsegenskaper

Lerans förkonsolideringstryck har utvärderats utifrån resultaten från utförda CRS- och triaxialförsök. Leran bedöms vara normal- till svagt överkonsoliderad. Överkonsolideringsgraden, OCR, antas vara 1 ner till ca 12 m djup, därefter ökar OCR till ca 1.3 och är konstant ned till fast botten. Orsaken till de låga värdena i det översta skiktet där förkonsolideringstrycket är lägre än effektivspänningen kan bero på störning i provet eller felaktigt valda portryck i utvärderingen.

Modulerna M_0 , M_L och M' för övriga borrhål finns redovisade i bilaga 2-3. Kompressionsmodul M_0 har multiplicerats med faktor 4. I utvärderingen av parametrarna har medelvärden utifrån trendlinjer beräknats för respektive skikt, se nedan.



Avvägningar

För att förstå samverkan mellan konstruktion och undergrund har avvägningar utförts på brokonstruktionen och intilliggande markytor. Avvägningarna kopplas också samman med bälgslangmätningar i marken och deformationsmätningar i pålar och på så sätt fås en bild av deformationernas variation i djupled. Detta beskrivs mer i detalj i separata avsnitt nedan.

För att få en komplett bild av markens deformation måste avvägningarna pågå kontinuerligt under byggprojektet och en relativt lång tid efter projektets färdigställande. Svårigheterna med att utföra kontinuerliga mätningar

under ett byggprojekt där det hela tiden pågår aktiviteter är välkända och har även i detta projekt inneburit svårigheter. En översiktlig tidsplan för projektet (delen vid Kungsbackaån) kan sammanfattas enligt följande:

Överlast anslutande vägbankar	Oktober – december 2006
Pålning stöd 1 – 4, inkl. pålbrygga	Februari – april 2007
Form, armering & gjutning av stöd 1 – 4	Mars – juni 2007
Form, armering & gjutning av broöverbyggnad	Juni – november 2007

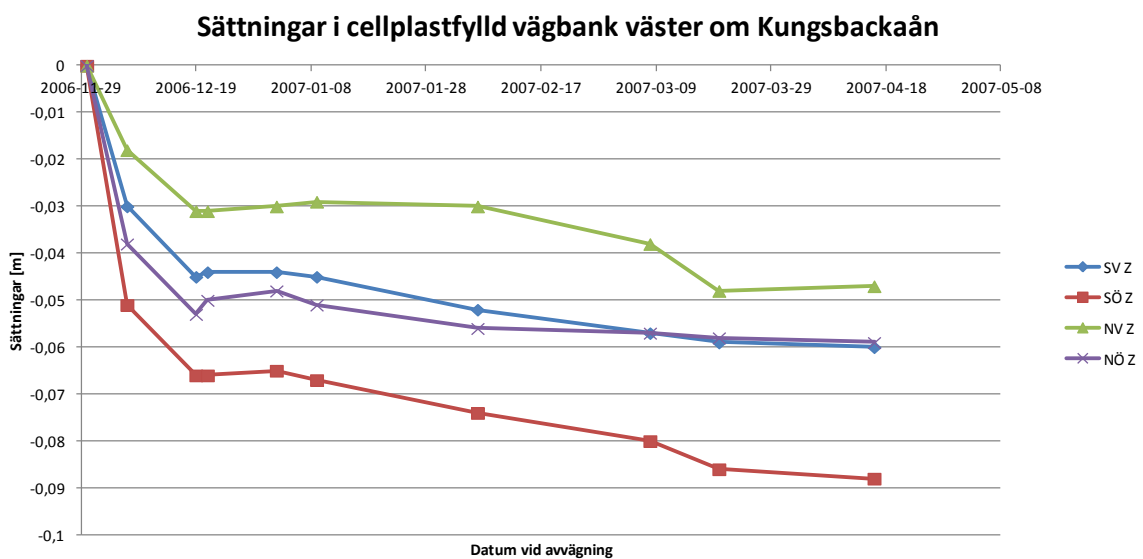
Avvägningar av vägbankar på ömse sidor av bron över Kungsbackaån skedde mellan december 2006 och april 2007 i samband med att cellplastfyllningen lagts ut och belastats med en överlast. Avvägningar av markyta startade i juli 2007 och avslutades i juni 2010. Tyvärr hade vissa mätpunkter förstörts under mätperioden. Avvägning av brostöd 1 och 2 startade då de var färdigställda i juli 2007 och avslutades i augusti 2011. Avvägningar av broöverbyggnadens kantbalkar startade då broöverbyggnaden var färdigställd i december 2007 och avslutades i augusti 2011.

Avvägningar av markyta och bro utgick ifrån en bergfix (nr 5043) vid Tölö kyrka. Som temporär fix användes en punkt på det stödpålade landfästet för bron över Västra stambanan som ingår i Tölö tvärled. Den temporära fixen på landfästet avvägdes ursprungligen i juli 2007. Vid en kontrollmätning fyra år senare, i augusti 2011, visade det sig att den sjunkit med totalt 37 mm. Vid utvärdering av avvägningar som gjorts under denna period har därför antagits att den temporära fixen sjunkit med en konstant hastighet mellan juli 2007 och augusti 2011.

Avvägningar vägbank i samband med överlast på cellplastfyllning

Grundförstärkningarna på ömse sidor av bron består av KC-pelare med ovanpåliggande cellplastfyllning. I samband med att cellplastfyllningarna på ömse sidor om Kungsbackaån belastades med överlast avvägdes peggars som placerats på cellplastfyllningen. I Figur 4 redovisas resultatet av mätningarna för de fyra mätpunkterna väster om ån. Sättningarna i fyllningen varierar mellan ca 5 cm till 9 cm. Av resultatet framgår att överlasten orsakat en konsolidering i marken, men att sättningarna relativt snabbt avstannar efter det att överlasten förts på.

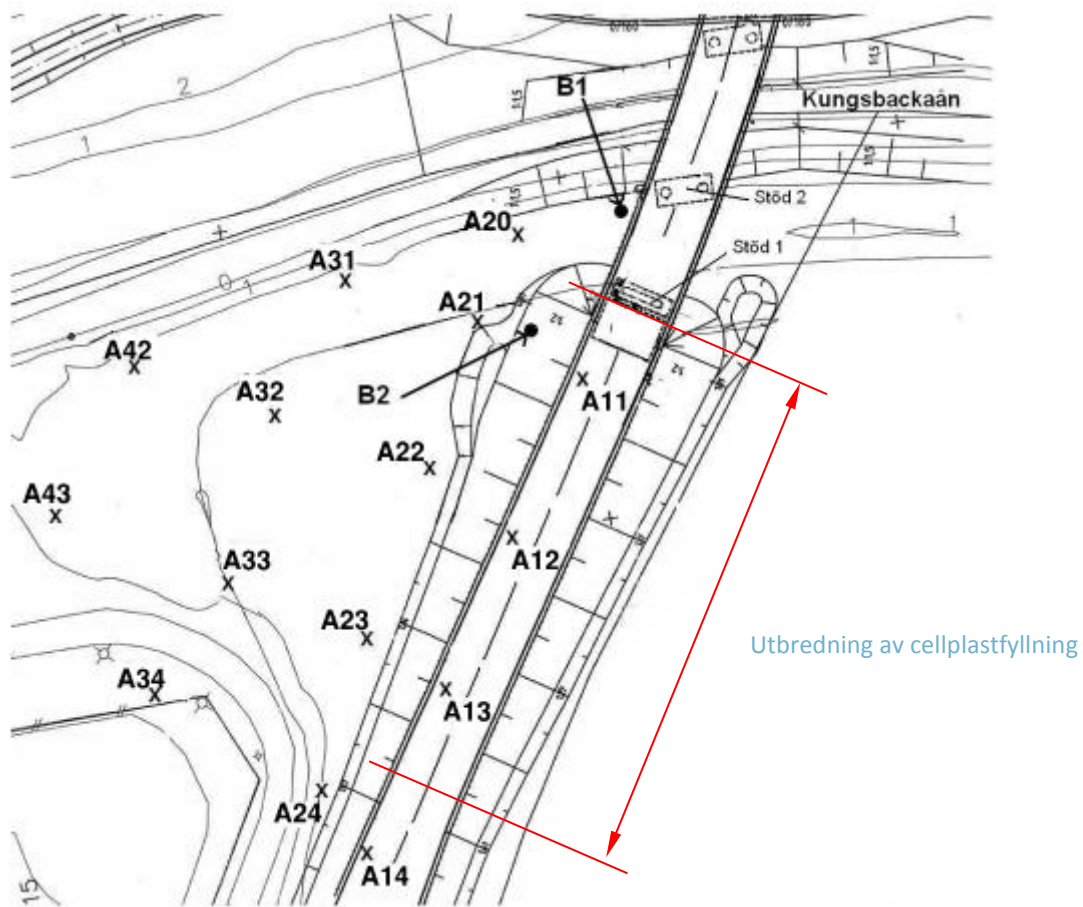
Syftet med föreliggande studie är att studera samverkan mellan pålar och omgivande jord. I detta sammanhang kan man konstatera att den största delen av sättningarna som orsakas av vägöverbyggnaden hinner utbildas innan pålningen startar i februari 2007. Långtidsättningar av marken på västra sidan av Kungsbackaån följs upp av en avvägning av markytan som redovisas i nästa avsnitt (se även figur 6).



Figur 4 Avvägda sättningar för fyra peggars i fyllningen väster om Kungsbackaån direkt i anslutning till att överlast lagts ut.

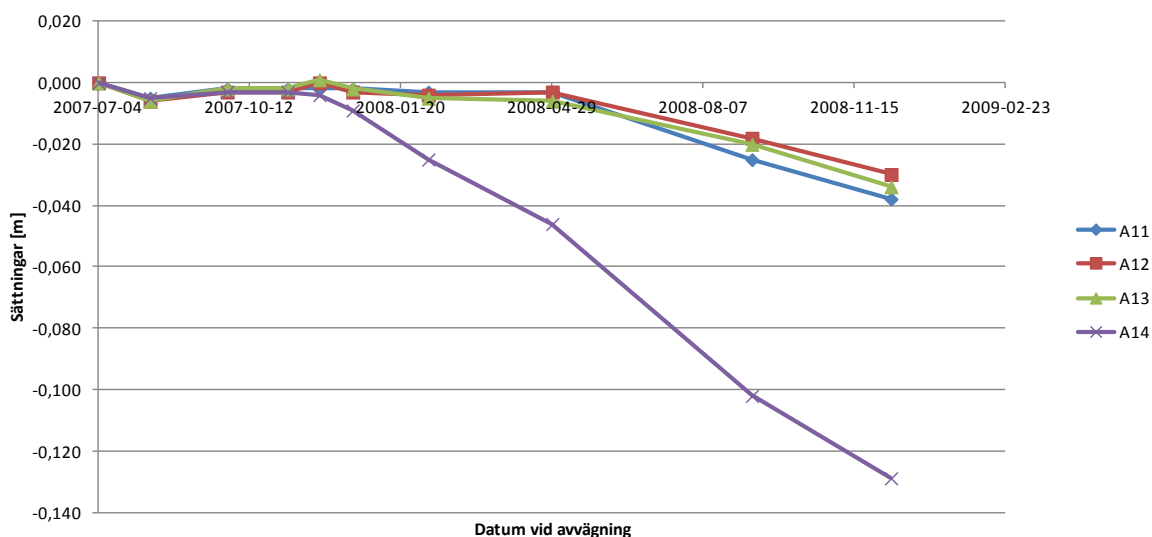
Avvägningar av markyta

I vägbank och omgivande mark har sättningar efter brostödets färdigställande mätts med hjälp av markpegel och armeringsstänger i totalt 15 punkter. Placering av avvägningpunkter (A11-A43) framgår av Figur 5.

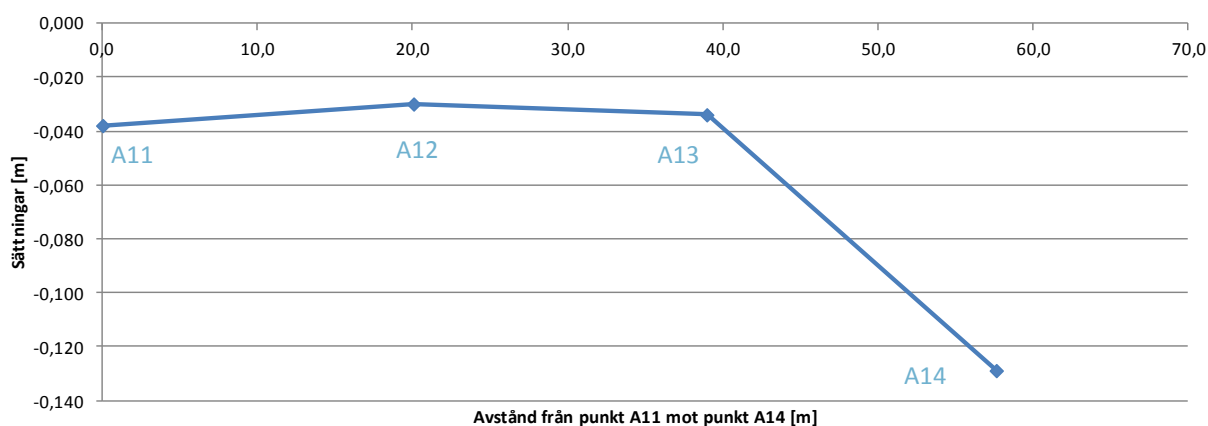


Figur 5 Planritning över området med avvägningpunkter A11-A43 och installerade bälgslangar B1 och B2.

I Figur 6 redovisas sättningarna i vägbanken (punkterna A11 – A14) som funktion av tiden. Sättningarna i punkterna A11 – A13 är relativt små (< 4 cm) medan sättningen i punkten A14 kontinuerligt ökar under uppföljningsperioden och i december 2008 är den ca 13 cm. Variationen av sättningarna utmed väglinjen redovisas i Figur 7.



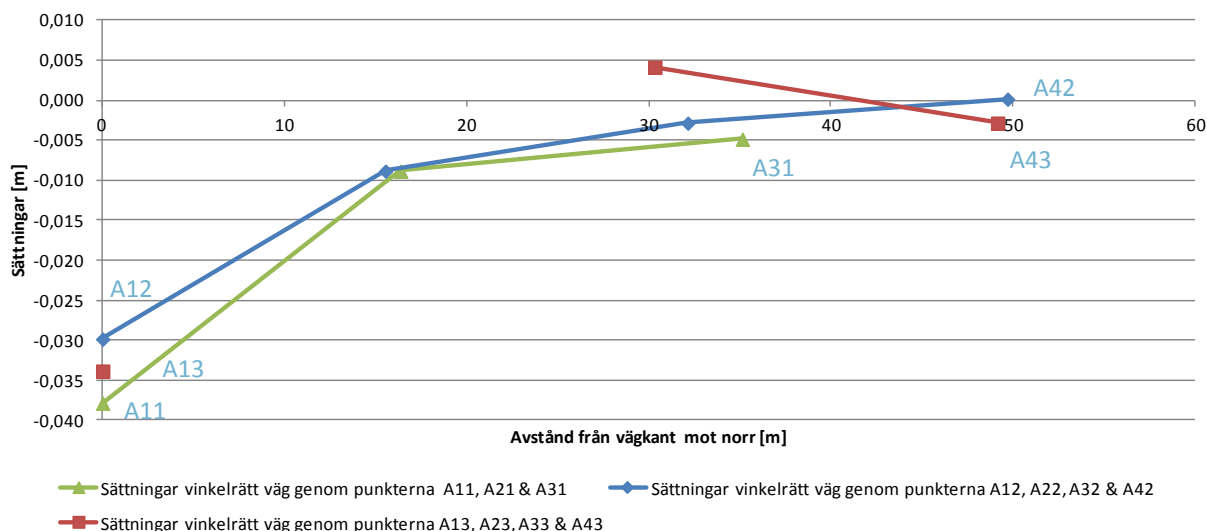
Figur 6 Sättningar i vägbank väster om Kungsbackaån (punkterna A11 – A14) mellan juli 2007 och december 2008.



Figur 7 Sättningarnas variation i vägbank väster om Kungsbackaån (punkterna A11 – A14) i december 2008.

För att få en uppfattning om markens rörelser utanför vägbanken redovisas i Figur 8 sättningar i vinkelrätt vägen som vägdes av i december 2008. Det framgår att sättningarna minskar snabbt utanför vägbanken.

Efter vägen togs i bruk 2008 har det tyvärr inte varit möjligt att upprätthålla avvägningarna och avvägningarna kunde därför inte fortsätta efter december 2008.

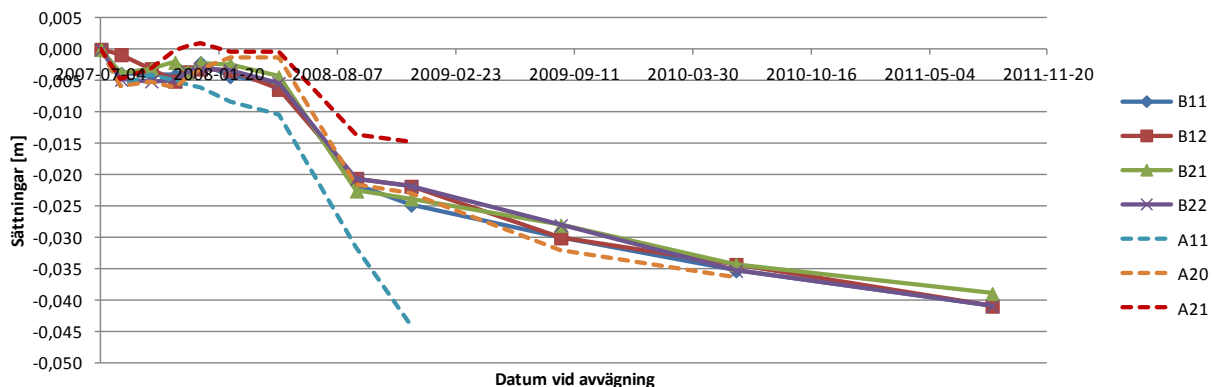


Figur 8 Sättningarnas variation vinkelrätt vägbank väster om Kungsbackaån i december 2008.

Sammanfattningsvis kan konstateras att sättningarna i vägbanken som initieras av en överlast hösten 2006 ökar ända fram till det att avvägningarna avbryts i december 2008. Sättningarna i det cellplastfyllda området (punkterna A11 – A13) är dock relativt måttliga. Punkten A14 som ligger längst bort från bron, utanför den cellplastfyllda vägbanken, får betydligt större sättningar, men påverkar sannolikt inte samverkan mellan påle och jord i någon nämnvärd omfattning.

Avvägningar av brostöd och broöverbyggnad

Då avvägningar av markyta och bro skett parallellt är det intressant att jämföra dessa. I Figur 9 redovisas sättningarna i brostöd 1 och 2 väster om Kungsbackaån (punkterna B11, B12, B21 och B22). I figuren redovisas också sättningarna i markytan för de närliggande punkterna A11, A20 och A21.



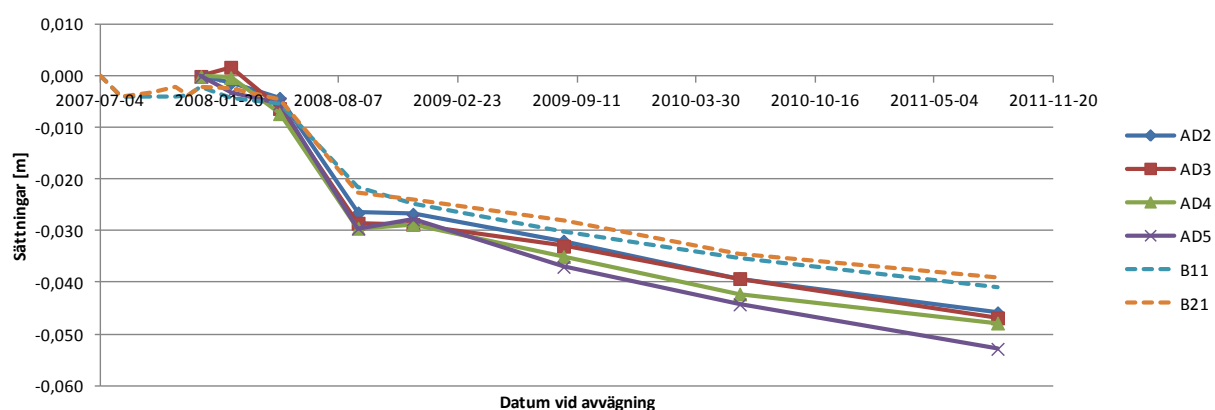
Figur 9 Sättningar i brostöden 1 och 2 väster om Kungsbackaån (punkterna B11, B12, B21 och B22) mellan juli 2007 och augusti 2011. Markytans sättningar i de närliggande punkterna A11, A20 och A21 redovisas för jämförelse.

Broöverbyggnaden gjuts i november 2007, men sättningarna i brostöden är relativt små fram till våren/sommaren 2008. Mellan avvägningarna i april till september 2008 ökar sättningarna i samtliga stöd från ca 5 mm till drygt 20 mm. Denna fördröjning av sättningen från gjutning/formrivning borde betyda att det inte är egentyngden av broöverbyggnaden som orsakar sättningarna utan att det istället är de avslutande fyllningarna mot bronns ändskärmar som genererar sättningarna. Förövrigt är sättningarna såväl inom som mellan de två stöden mycket

jämna. Rörelserna i stöden har dock inte avstannat utan man kan förvänta sig att sättningarna i stöden fortsätter att öka ytterligare ett antal centimeter.

Vid jämförelse med sättningar av markytan i intilliggande punkter kan man konstatera att vägbanken (punkt A11) sätter sig mer än brostöden medan punkten i bankens släntfot (punkt A21) sätter sig mindre än brostöden. Den punkt som har minst inverkan från vägbanken och som ligger mellan stöd 1 och 2 (punkt A20) följer i stort sett brostödens sättning. Det är noterbart att markytan får motsvarande sättningsökning under sommaren 2008 som brostöden.

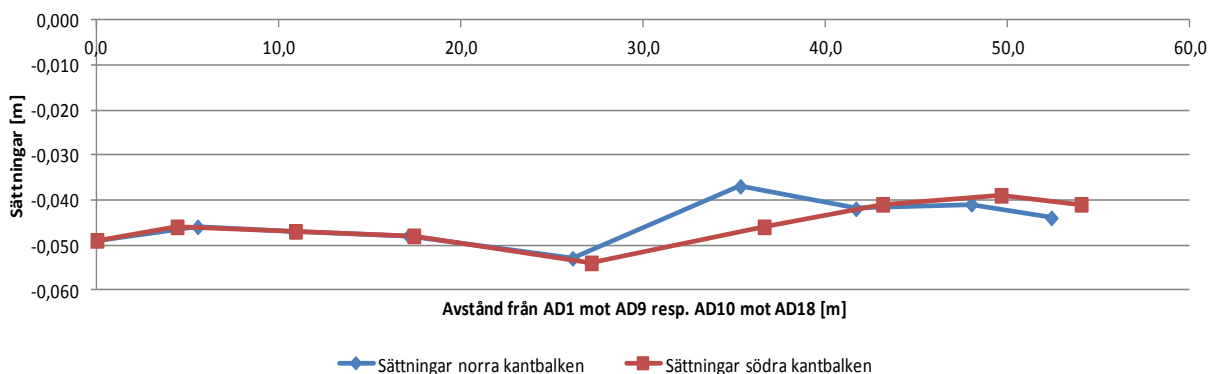
Då broöverbyggnaden gjutits installerades enligt Figur 1 totalt 18 avvägningsdubbar på brons båda kantbalkar och vägdes av i december 2007. I Figur 10 redovisas sättningarna i den fyra punkter i den nordvästra delen av bron (punkterna AD2 – AD5) tillsammans med sättningarna för norra delen av stöd 1 och 2 (punkterna B11 och B21).



Figur 10 Sättningar i nordvästra delen av broöverbyggnaden (punkterna AD2 – AD5) tillsammans med brostöden 1 och 2 väster om Kungsbackaån (punkterna B11 och B21) mellan juli 2007 och augusti 2011.

Sättningarna i de fyra avvägningsdubbarna är mycket jämna. Sättningarna i mitten av spannen mellan stöd 1 och 2 (punkt AD3) respektive stöd 2 och 3 (punkt AD5) är marginellt större än sättningarna vid stöd 1 och 2 (punkterna AD2 respektive AD4), vilket innebär att deformationen i broöverbyggnaden på grund av böjning är liten jämfört med stödets sättning. Jämförelsen med sättningar i brostöden (punkterna B11 och B21) visar att broöverbyggnaden av naturliga skäl sätter sig något mer än stöden, men att rörelserna i stöd och överbyggnad som väntat följer varandra väldigt väl.

I Figur 11 redovisas sättningarna i de norra respektive södra kantbalken vid avvägning i augusti 2011. Mätningarna visar att rörelserna i kantbalkarna följer varandra relativt väl. Dock uppvisar punkten AD6 vid stöd 3 ett avvikande rörelsemönster. Rörelserna i bron domineras, som sagts tidigare, av sättningar i grunden, men stöden sätter sig relativt jämnt och det finns därför inget som tyder på skadliga tvångskrafter i broöverbyggnaden.



Figur 11 Sättningar i norra respektive södra kantbalken vid avvägning i augusti2011.

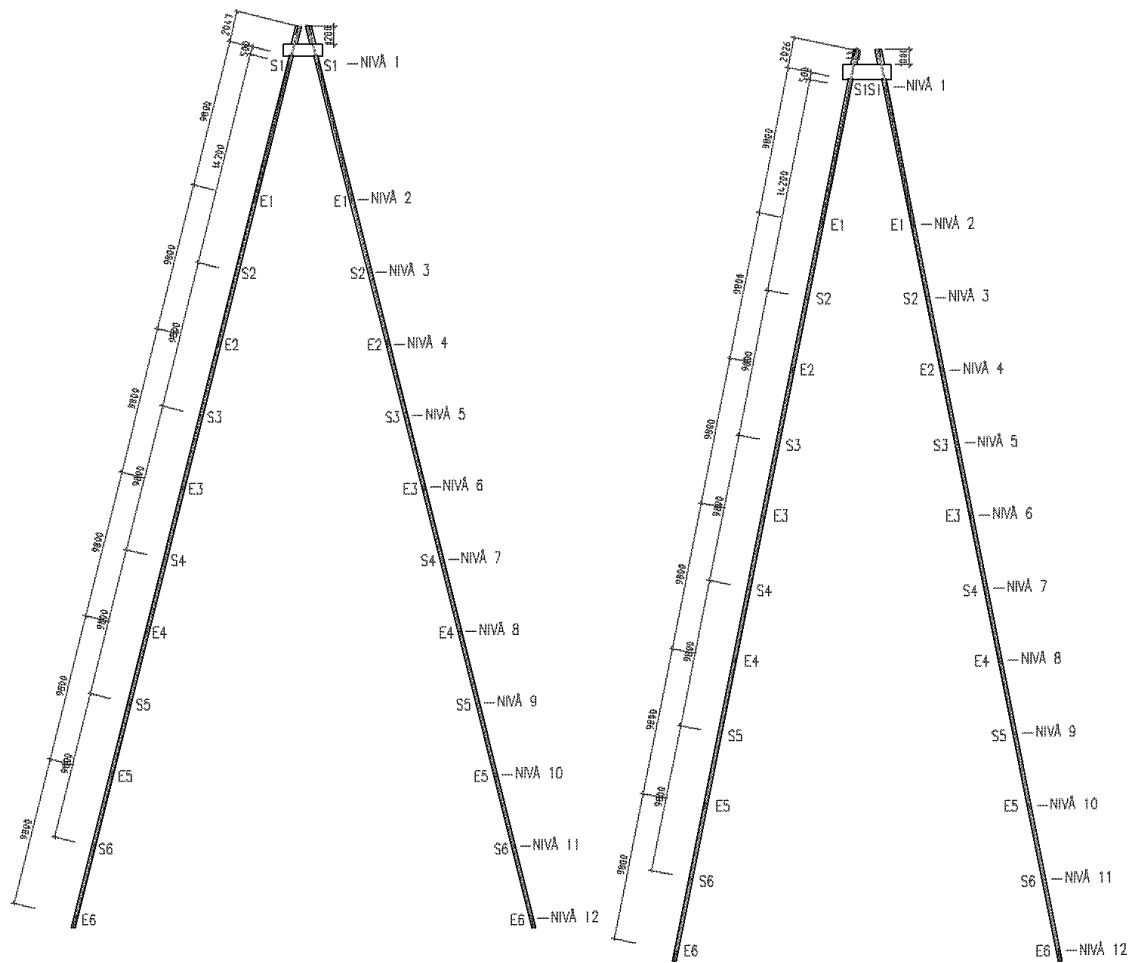
Bälgslangsmätningar

Bälgslangar används för mätning av vertikala rörelser i jordprofilen. Mätaren består till större delen av ett plasthölje med en spiralformad armering, kallad bälgslang, som antas följa omgivande jordens vertikala rörelser. Bälgslangen är skarvad med metallring på varje meter. Mätaren installeras vertikalt i jorden och oftast ned till fast botten, i detta fall ner till 37 m djup i leran.

Metallringarnas läge registreras genom att ett måttband med en mätkropp ansluten till en strömkälla sänks ner i slangen. Mätkroppen är formad som en bygel och när den kommer i kontakt med metallringen uppstår det en kortslutning varvid en ljudsignal avges och registreras på en amperemeter. Sättningarna på de olika nivåerna beräknas sedan genom att avläsa ringarnas nivåer vid olika tidpunkter. Systemets noggrannhet är i storleksordningen $\pm 1-2$ mm.

Deformationsmätningar i pålar

I den ursprungliga planen för projektet skulle tre oberoende mätsystem användas för att mäta deformationerna i pålarna. *Extensometer* är en pålitlig metod som bygger på att ett antal stänger som löper fritt i pålen förankras på olika ställen längs pålen och på så sätt kan pålens rörelse på olika nivåer avläsas i toppen av pålen. För att förfina mätningarna av töjningarna i pålarna avsågs *töjningsgivare* placeras mellan förankringspunkterna för extensometern. Slutligen fanns det ett önskemål om att pröva en vid tillfället relativt ny mätteknik som byggde på att med hjälp av *fiberoptik* kontinuerligt mäta töjningarna längs pålen. Mätutrustningen planerades att placeras i totalt fyra pålar, se Figur 12.



Figur 12 Ursprungligt planerad deformationsmätning i totalt fyra pålar. E1 – E6 avser förankringspunkter för extensometer medan S1 – S6 avser diskreta töjningsmätare.

Samtlig utrustning skulle placeras inuti pålen efter den installerats genom att utrustningen fördes ner i ett i pålen ingjutet rör. Av tidsmässiga skäl kunde endast en så kallad borrörspåle med ett ingjutet stålrör med dimensionen $\phi 60 \times 1,5$ mm användas. Detta innebar att samtliga tre mätsystem inte fick plats och därför beslutades att töjningsgivarna skulle utelämnas. I Figur 13 visas en kapad påle med ett ingjutet stålrör.



Figur 13 Kapad provpåle med ingjutet stålrör.

Extensometern förtillverkades med sex förankringar på olika nivåer, se Figur 12, och är sammankopplade i ett gemensamt mät huvud, se Figur 14. Stängerna består av glasfiberstänger – för att minska inverkan av temperaturvariationer – och ligger i ett skydds rör av PE-plast. Utrustningen tillverkas av Geokon är av typen A6 "Flexible Rod Type". Avläsningen gjordes manuellt med en mikrometer.



Figur 14 Extensometer med monterat mät huvud.

Med hjälp av en fiberoptisk kabel är det möjligt att kontinuerligt mäta töjningarna längs en förhållandevis lång sträcka (< 3 km). En ljuspuls sänds ifrån en ände, reflekteras i andra änden av fibern med hjälp av en spegel returneras ljuspulsen som analyseras. Mätningen baseras på den så kallade Brillouin-effekten. För att kompensera för temperatureffekter sker mätningen genom två parallella fibrer, där den ena fibern är fixerad till materialet där man önskar mäta töjningen medan den andra fibern är frikopplad och kan därför mäta effekten av temperaturvariationer. Då ljuspulserna ska gå både fram och tillbaka består systemet av totalt fyra fibrer som är monterade i en profil. Utrustningen tillverkas av Smartec och systemet heter DiTeSt. I Figur 15 visas den så kallade SMART profilen tillsammans med spegelenheten och kopplingsenheten för mätinstrument. Det bör noteras att i samband med leveransen av utrustningen stod det klart att spegelenheten var betydligt större än vad som tidigare uppgett. Det var uppenbart att detta skulle innebära komplikationer vid monteringen av utrustningen.



Figur 15 Fiberoptisk mätutrustning och avläsningsenhet DiTeSt från Smartec.

Extensometer och fiberoptisk utrustning kopplades samman i en enhet innan den fördes ner i de i förväg slagna provpålarna, se Figur 16. Arbetet leddes av en mättekniker från leverantören. Innan utrustningen fördes ner i provpålarna genomfördes en tolkning av de i pålen ingjutna rören. Det finns erfarenhetsmässigt alltid en risk att rören kan bli igensatta vid skarvarna mellan pålelementen. Rören i de två provpålarna i stöd 1 visade sig vara fria, medan det fanns hinder i provpålarna stöd 2. Det visade sig vid närmare undersökning att hindren var belägna i underkant av bottenplattan. De ingjutna rören har skarvats för att gå igenom bottenplattan och sannolikt har rören i detta område blivit tillplattade. Trots upprepade försök med olika borrhutrustningar var det inte möjligt att rymma upp röret i tillräcklig omfattning.

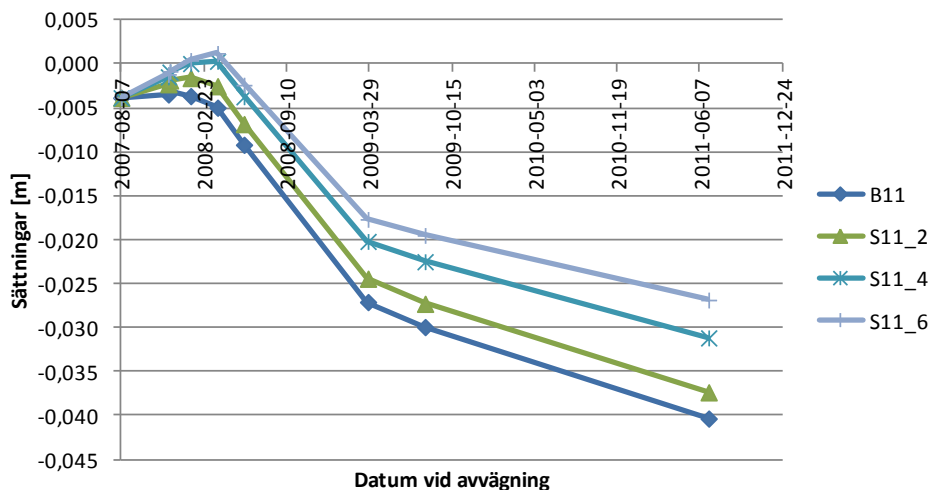


Figur 16 Extensometer och fiberoptisk mätutrustning monteras samman på vägbank väster om bron.

Utrustningen installerades därför enbart i stöd 1 (provpåle S11 och S12). När utrustningen var på plats injekterades röret med cementbruk genom en injekteringsslang som ingår i systemet för extensometern. På så sätt åstadkoms vidhäftning mellan mätutrustning och påle. När den fiberoptiska utrustningen kontrollerades visade det sig (till vår stora förtvivlan) att den inte fungerade. I båda pålarna var det ett brott på fibern i nedre änden av pålen. Den oväntat stora spegelenheten var svår att montera på ett bra sätt, vilket inneburit att fibern utsatts för allt för stora belastningar i samband med installationen. Mot ursprungligen planerade tre mätsystem i fyra provpålar ett system i två provpålar!

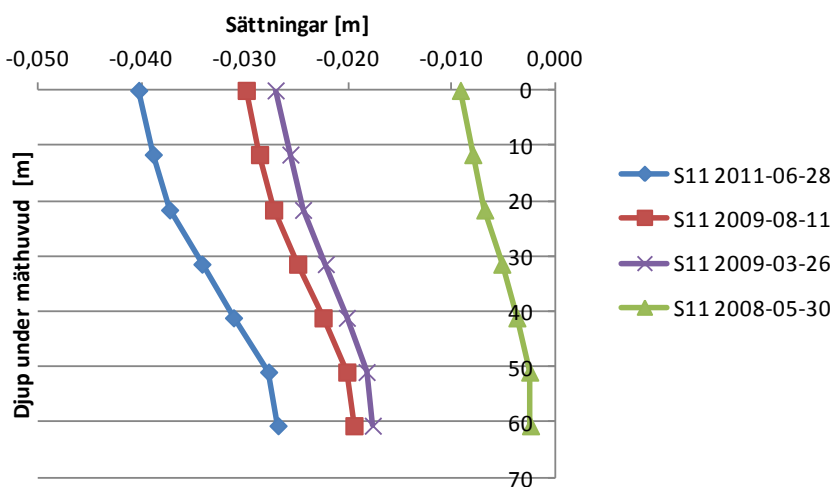
Extensometrarna har avlästs kontinuerligt och om man antar att mät huvudet har samma vertikala rörelser som punkten B11 i stöd 1 kan absoluta sättningar i pålen beräknas. I Figur 17 redovisas sättningarna för tre olika punkter i provpåle S11. I beräkningen har (i brist på bättre kunskap) antagits att vid första inmätningen av extensometern (2007-08-07) har hela pålen satt sig lika mycket som stödet. Under det därpå följande halvåret står stödet i princip stilla medan nedre delen av pålen har en tendens att röra sig uppåt. Enda rimliga förklaringen till detta beteende borde vara att pålen inledningsvis har en tendens att krympa. Rörelserna är dock förhållandevis små och osäkerheten i avvägningarna, t.ex. rörelserna i den temporära fixen, kan inverka på resultatet.

Under perioden från augusti 2007 till juni 2011 sätter sig stödet ca 36 mm medan pålen förkortas ca 14 mm, dvs sättningen av den nedre delen av pålen är ca 22 mm. Av mätningarna framgår det emellertid också att sättningarna inte har avstannat i någon del av pålen.



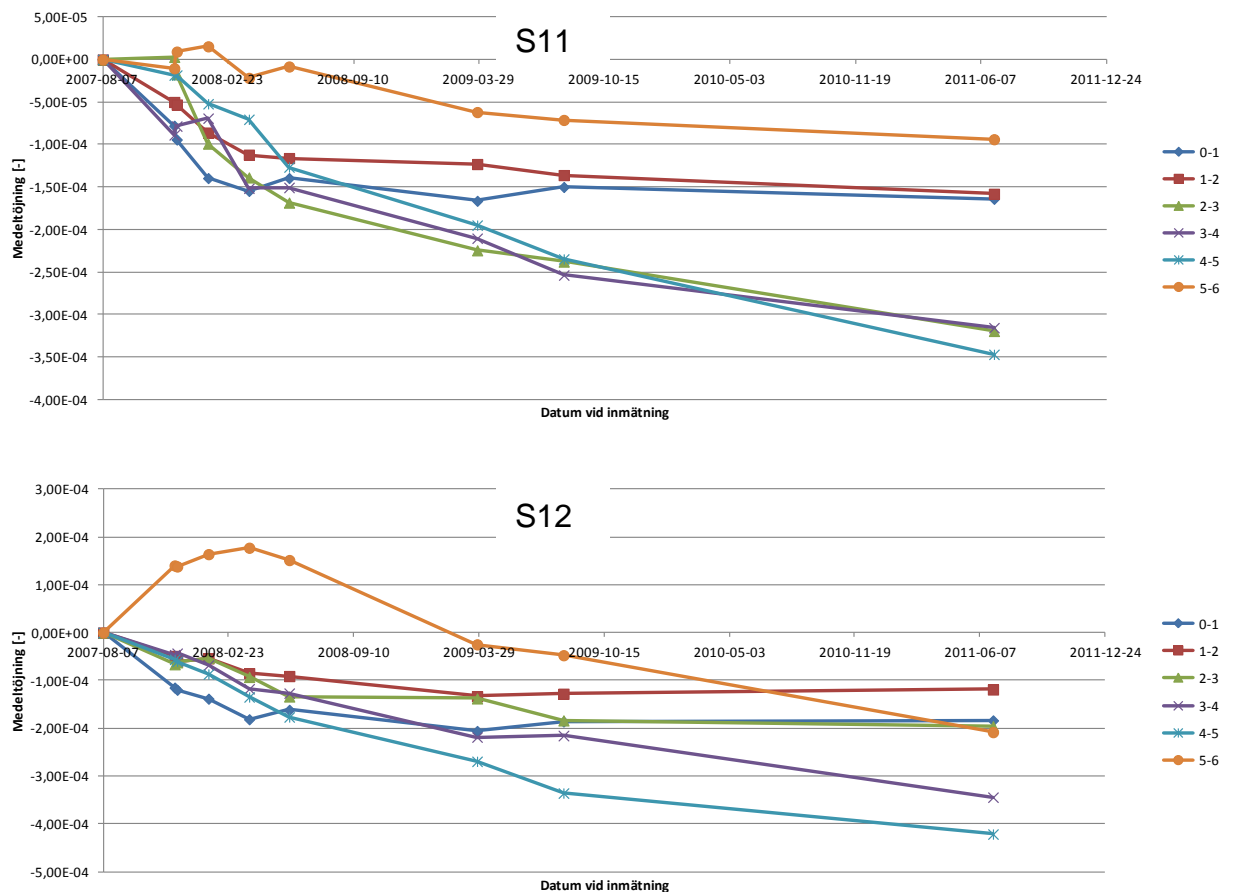
Figur 17 Beräknade sättningar i påle S11 baserad på stödsättning och deformationer i påle uppmätta med extensometer.

I Figur 18 redovisas hur sättningarna fördelar sig utmed pålens sex mätpunkter vid fyra olika mättillfällen. Baserat på mätningarna som gjorts med hjälp av extensometrarna kan man även beräkna medeltöjningarna mellan mätpunkterna.



Figur 18 Sättningarnas fördelning i påle S11 vid fyra olika mättillfällen.

I Figur 19 redovisas hur töjningarna mellan extensometerns mätpunkter varierar mellan olika mättillfällen. Det framgår att för båda provpålarna att under de två senaste åren är töjningen relativt konstant i den övre delen av pålarna (0-1 och 1-2). Något längre ner i pålen (2-3) minskar töjningarna i påle S11 medan de är konstanta i S12. I den mellersta delen av provpålarna (3-4 och 4-5) fortsätter däremot töjningarna att minska. I den nedersta delen av pålen (5-6) minskar töjningarna sakta i påle S11 medan de minskar relativt snabbt i påle S12.

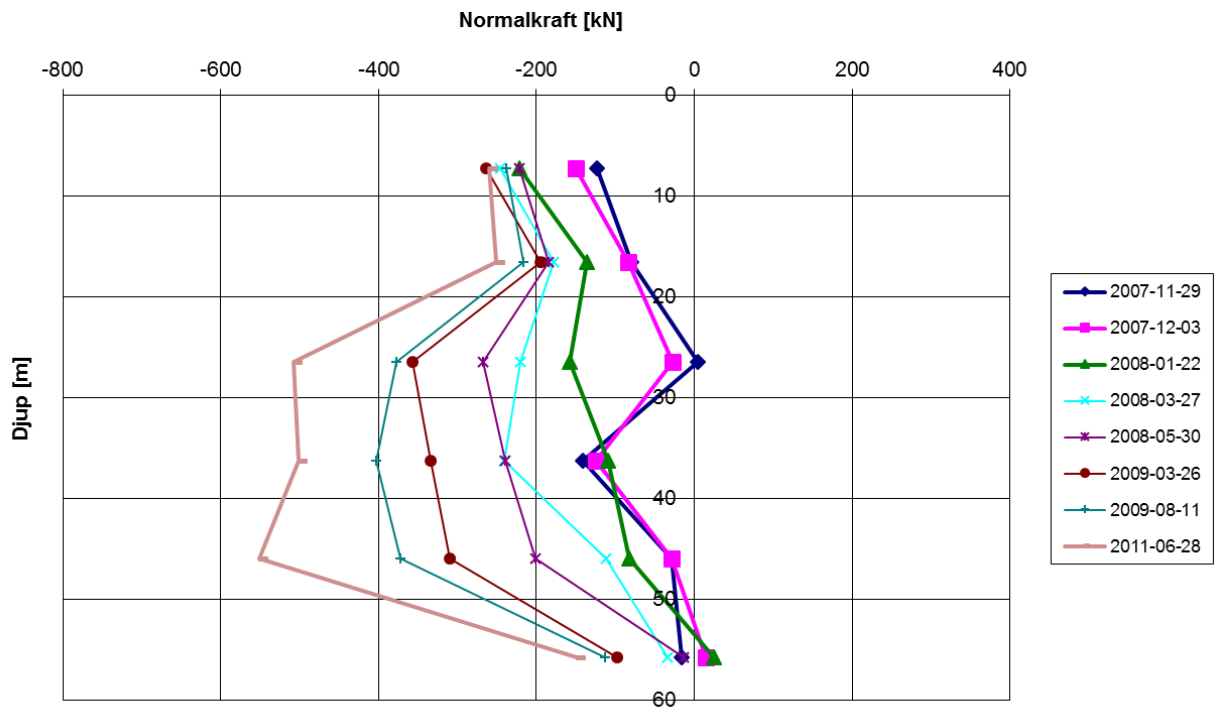


Figur 19 Medeltöjning mellan mätpunkter i påle respektive S12 vid olika mättillfällen.

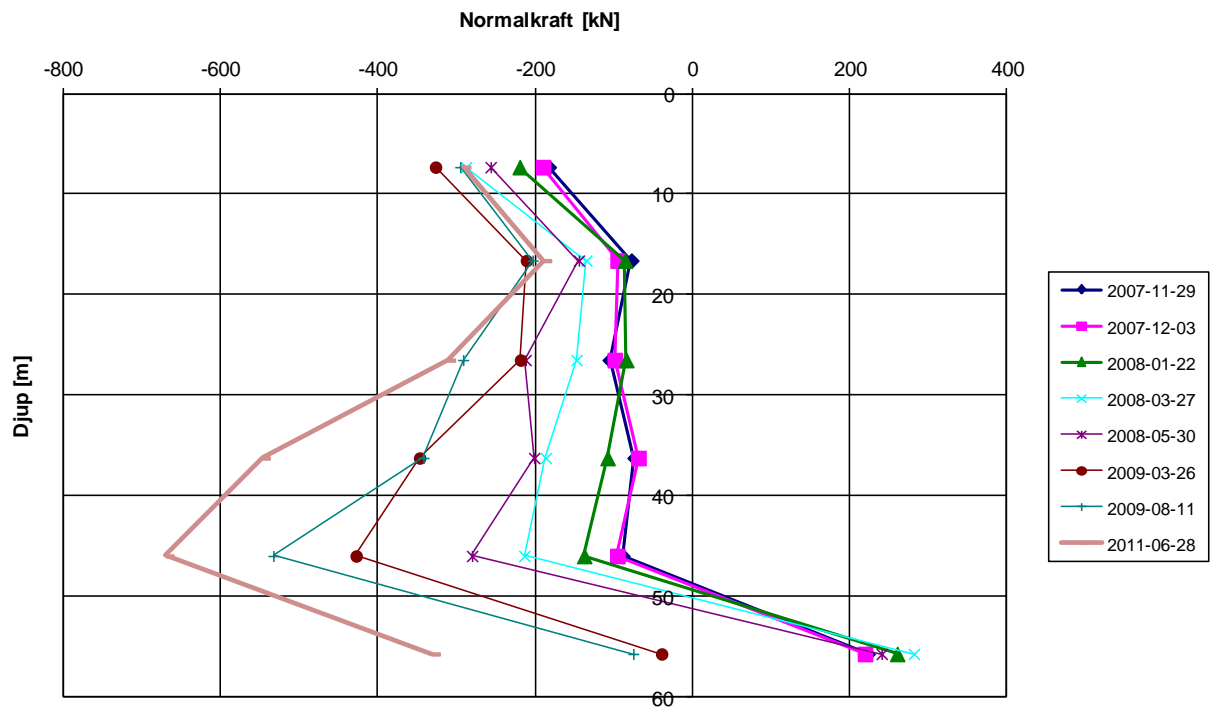
Orsaken till att töjningarna i en påle varierar kan principiellt ha två orsaker. Antingen varierar lasten eller så kryper materialet under konstant last. Då enbart töjningarna mäts är det inte möjligt att entydigt avgöra vad som primärt orsakar variationen i töjningen. Genom att studera pålen i sin helhet kan man dock resonera sig fram till en sannolik orsak.

Brons egentygnd belastar påltoppen med en permanent last. Då töjningarna i båda provpålarnas övre del är konstant tyder det på att krypningen i pålen är relativt liten. Att töjningarna minskar längre ner i pålen tyder på att normalkraften i pålen minskar, d v s kompressionen av pålen ökar.

Om man med stöd av dessa iakttagelser antar att för den aktuella belastningsnivån är krypningen i pålen försumbar och att normalkraften därmed kan beräknas med Hookes lag kan fördelningen av normalkraften i en påle beräknas. I Figur 20 och Figur 21 redovisas en fördelning av normalkrafterna i provpålarna S11 respektive S12 vid olika tidpunkter under förutsättningen att betongen i pålen har en konstant E-modul.



Figur 20 Beräknad normalkraft i provpåle S11 vid E-modul 21 GPa.

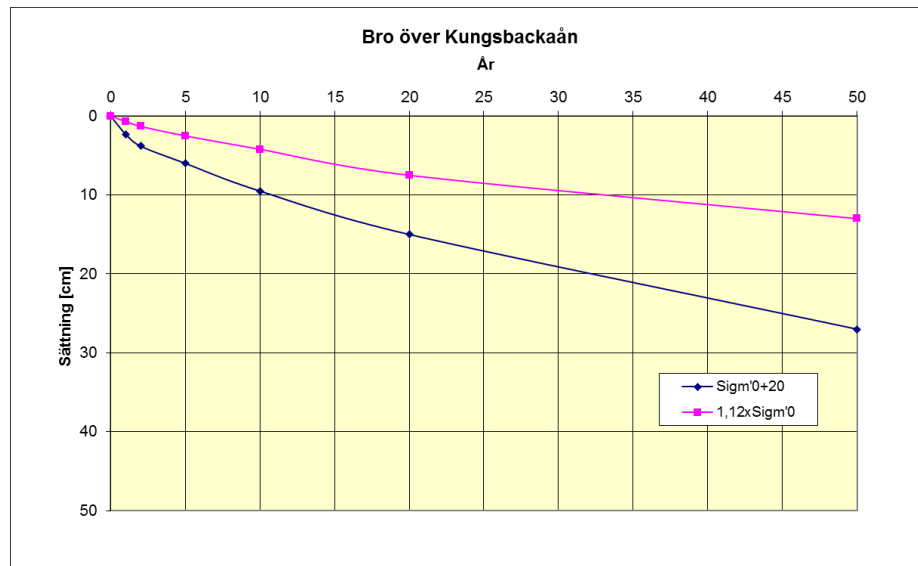


Figur 21 Beräknad normalkraft i provpåle S12 vid E-modul 21 GPa.

VALIDERING AV BERÄKNINGSMODELLER

Sättningsberäkning av vägbank

Beräknad sättning för vägbank i anslutning till bro över Kungsbackaån framgår av figuren nedan. Två fall har studerats. I det ena fallet har förkonsolideringstrycket antagits till att vara 20 kPa större än spänningen in-situ. I det andra fallet har överkonsolideringsgraden OCR antagits till 1,12.



FE-analys av samverkan mellan påle och jord

Beskrivning av programmet *Piledesign*

Piledesign är ett beräkningsprogram för statisk analys av pålgrundläggningar i samverkan med omkringliggande jord. Programmet är speciellt utvecklat för kohesionspålade grundläggningar med pågående marksättningar.

I *Piledesign* kombineras balk- och kontinuumteori. Pålens mekaniska verknings sätt är baserat på balkens ekvationer i tre dimensioner medan den omgivande jordens globala respons beskrivs med ekvationer enligt klassisk kontinuumteori. Den lokala responsen mellan det enskilda pålelementet och omgivande jord beskrivs med en tredimensionell fjädrande bädd. Ekvationerna löses numeriskt med hjälp av Finit Elementmetod (FEM). I programmets nuvarande form förutsätts att pålen har linjärelastiska egenskaper och hänsyn tas inte till andra ordningens effekter i pålen. Jorden förutsätts ha elasto-plastiska egenskaper i vertikalled, medan den i övrigt har elastiska egenskaper. Jordmodellen beaktar således endast icke-elastiska vertikala sättningar. Irreversibla plastiska sättningar – orsakade av kohesion mellan påle och jord – modelleras istället med en fjädrande bädd mellan påle och jord med icke-elastiska materialegenskaper. Krypdeformationer beaktas ej i någon av materialmodellerna.

Programmet är utvecklat för att på ett systematiskt sätt implementera den praxis som etablerats i branschen för analys och dimensionering vid grundläggning med kohesionspålar. De i programmet inbyggda modellerna för pålar och jord medför att samverkan kan analyseras på ett mer realistiskt sätt då analysen förutsätter både geometrisk kompatibilitet och statisk jämvikt mellan påle och jord.

Inledande exempel

För att förstå programmets upplägg och möjligheter studeras inledningsvis ett relativt enkelt exempel med fyra vertikal kohesionspålar av betong, se Figur 22. För att ge analysen största möjliga transparens antas enkla och till stora delar konstanta materialegenskaper. Jorden har en mäktighet på 85 m, med en konstant odränerad skjuvhållfasthet på 30 kPa. Överst består jorden av ett 20 m tjockt lager av normalkonsoliderad lera medan det underliggande lagret består av en svagt överkonsoliderad lera, där, $\sigma'_c - \sigma'_0$, antas vara konstant 20 kPa mot djupet. Det förekommer pågående marksättningar, som bedöms medföra 80 cm sättning av markytan under den pålade konstruktionens livsängd. För att studera betydelsen av hur marksättningarna fördelas i jordprofilen

studeras två olika fall. I ena fallet antas att sättningar endast förekommer i den överst liggande normal-konsoliderade leran, vilket i genomsnitt motsvarar 4 % kompression av det översta 20 m tjocka lerlagret. I det andra (extrema) fallet antas i stället att sättningarna i marken är jämnt fördelade utmed hela pålens längd, vilket i genomsnitt motsvarar 1,23 % kompression av ett 65 m tjockt lerlager.

Pålarna är 65 m långa, har dimensionen 275 x 275 mm² och belastas med långtidslasten 600 kN per påle, dvs bottenplattan med fyra ingjutna pålar belastas med 2,4 MN. Vidhäftningsfaktorn mellan påle och omgivande lera antas vara 1,0, vilket innebär att maximal lastöverföring från påle till jord är 33 kN/m och pållasten kan minimalt överföras till omgivande jord på ca 18 m. I det aktuella exemplet är det fyra pålar som belastar en stor jordvolym och lastspridning kan ske åt fyra håll från pålgruppen. De djupare liggande jordlagren har en överkonsolidering på 20 kPa, vilket överslagsmässigt innebär att det krävs en måttlig lastfördelade yta på 11 x 11 m² för att bära lasten på 2,4 MN utan att några konsolideringssättningar genereras.

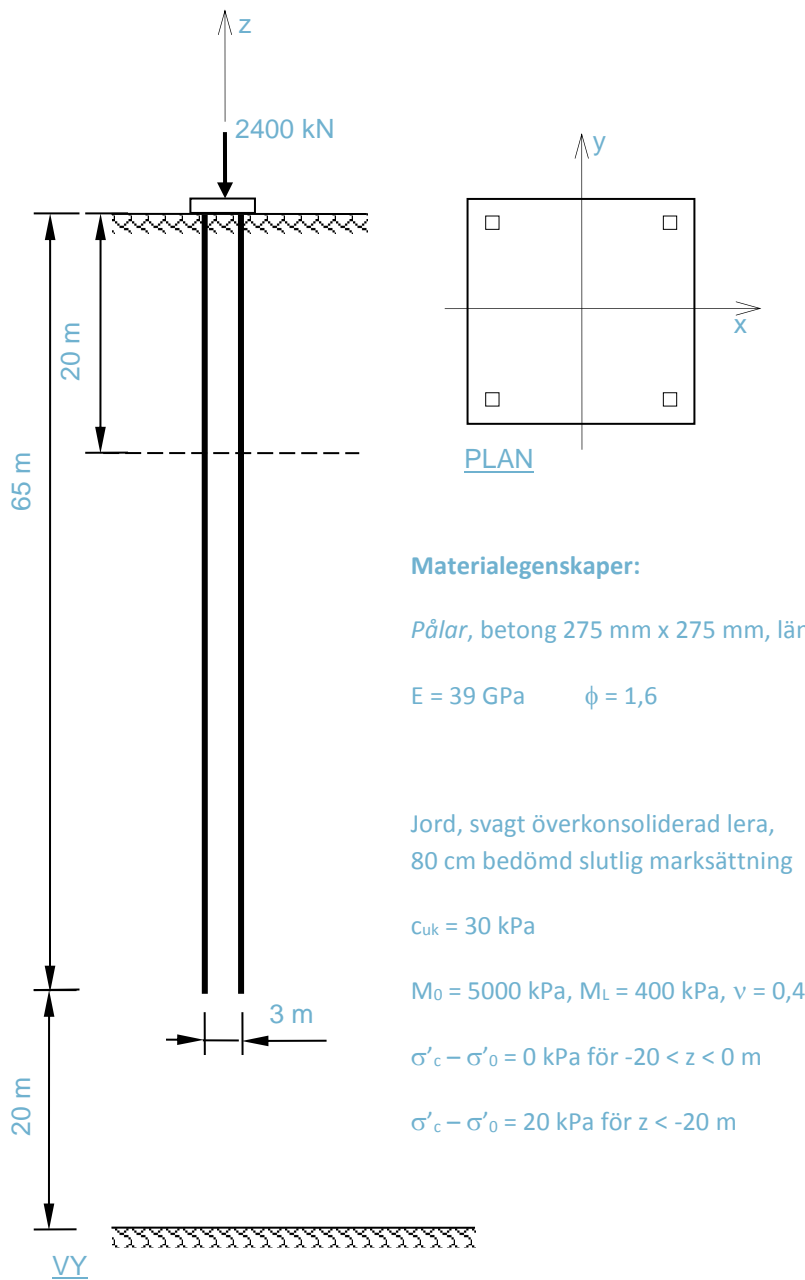
De pågående marksättningarna innebär en belastning på pålarna. Marksättningarna simuleras i analysen som att till de aktuella jordlagren adderas en töjning som motsvarar marksättningen. Den nedåtriktade markrörelsen innebär en relativ rörelse mellan påle och jord, vilket orsakar vidhäftningsspänningar utmed pålen. I föreliggande analyser antas att mantelkohesionen är oberoende av den relativa rörelsens riktning. Full kohesion (cuk) utbildas då pålen rör sig 5 mm – oavsett om pålen rör sig uppåt eller nedåt – relativt omgivande jord.

I det fall marksättningar förekommer i de översta 20 m av pålen belastas denna del med påhängslaster och då jorden har en mot djupet konstant skjuvhållfasthet tas alltså 20 m av pålens nedre del i anspråk för att bära påhängslasterna. Enligt ovan tas ytterligare 18 m i anspråk för att bära den yttre lasten på pålen, och totalt utnyttjas alltså 38 m av pålens 45 m där positiv mantelkohesion kan utnyttjas.

I det andra fallet – när det förekommer marksättningar utmed hela pålens längd – finns det inte någon i förväg entydig fördelning av negativ respektive positiv mantelkohesion. Sättningar i marken orsakar negativ mantelkohesion i pålens översta del, vilket medför att pålen belastas med en nedåtriktad kraft varvid den styva pålen rör sig nedåt i förhållande till jorden i den nedre delen av pålen. Denna rörelse orsakar positiv mantelkohesion. Hade pålen i övrigt varit obelastad skulle pålens övre halva belastats med negativ mantelkohesion som i sin tur balanserats med positiv mantelkohesion i den undre halvan av pålen. För att bära den yttre lasten på pålen krävs det dock enligt ovan positiv mantelkohesion utmed 18 m av pålens längd och negativ mantelkohesion kan alltså endast utbildas på hälften av de resterande 47 m av pålens längd. Det finns en punkt längs pålen där det inte förekommer någon relativ rörelse mellan påle och jord, vilket kallas pålens neutrala punkt. Karakteristiskt för denna punkt är att den utgör gränsen mellan positiv och negativ mantelkohesion och det är i denna punkt som axialkraften i pålen som störst. I det här fallet kommer den neutrala punkten i pålen ligga 23,5 m under påltoppen.

Jorden och skiktet mellan påle och jord har icke linjära materialegenskaper vilket innebär att belastningarna påförs successivt och att jämvikt söks i varje belastningssteg genom en iteration (full Newton-Raphson algoritm). Den yttre lasten antas påföras relativt snabbt medan marksättningarna utbildas under en längre tid och därför belastas

pålar inledningsvis (20 steg) varefter marksättningarna introduceras (20 steg).

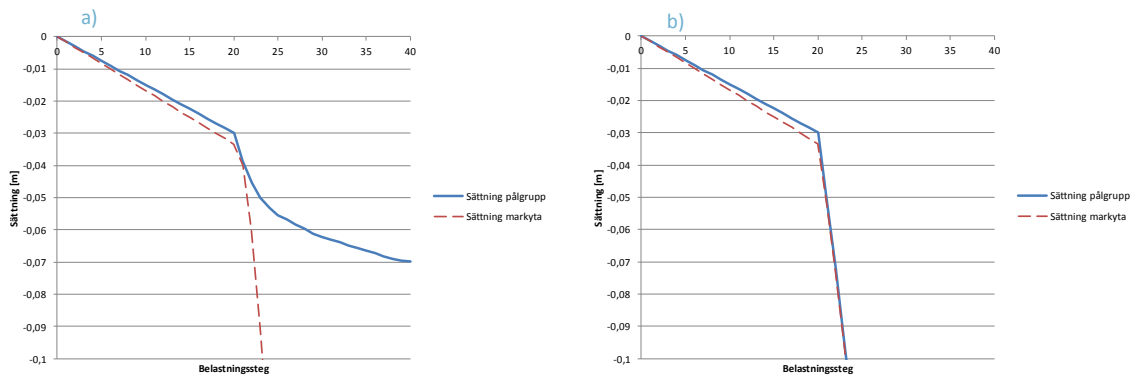


Figur 22 Beräkningsexempel fyra vertikala pålar i en stor jordvolym

I Figur 23 redovisas sättningarna i bottenplattan respektive markytan rakt under bottenplattan. Vid pålastning av bottenplattan är sättningarna i belastningspunkten i stort sett linjära mot belastningsnivån, vilket tyder på att de icke-elastiska deformationerna är begränsade i detta skede. Pålgrensens sättning efter pålastningen av den yttre lasten är ca 3,0 cm. Då marksättningarna introduceras är emellertid responsen kraftigt icke-linjär för det fall då marksättningarna antas förekomma i de översta 20 m av jordprofilen. Pålens nedre del har i det här fallet kapacitet överföra såväl de yttre lasterna på pålen som påhängslasterna till jorden och den totala deformationen av bottenplattan begränsas till ca 7,0 cm.

I det fall då marksättningarna är jämnt fördelade utmed hela pålens längd följer pålarna med i markens rörelse och bottenplattan sätter sig i analysen ca 51 cm. Tidigare har konstaterats att neutrala punkten i pålen i stort sett följer

med markens sättningar. I det här fallet är neutrala punkten belägen ca 23,5 m under markytan och på denna nivå sätter sig marken ungefär $41,5/65 \cdot 80 = 51$ cm, vilket alltså överensstämmer med pålgruppens sättning.

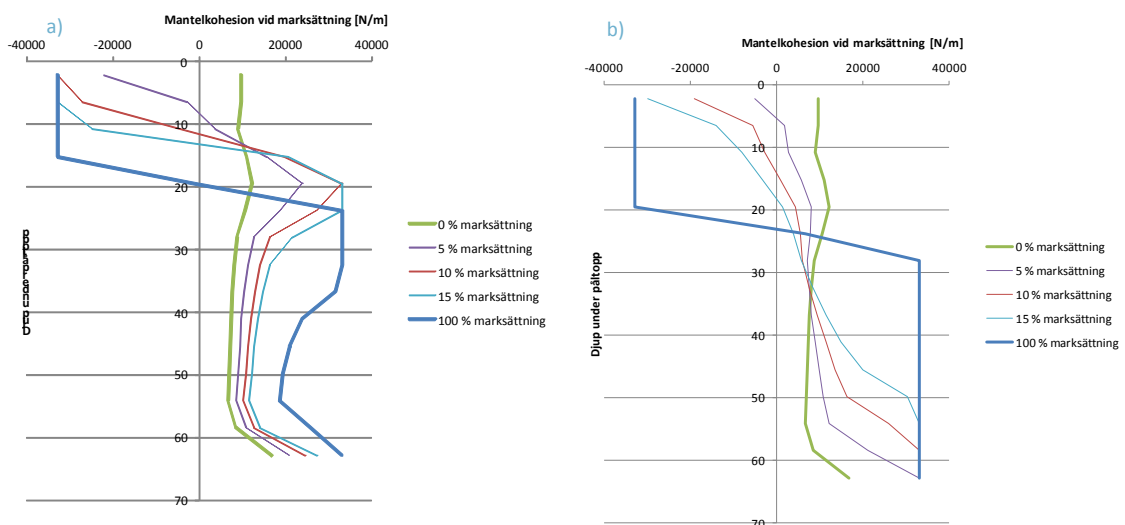


Figur 23 Sättningar i bottenplatta och markyta under bottenplatta för olika belastningssteg. Marksättning förekommer i a) 20 m överst i jorden och b) utmed hela pålens längd.

I Figur 24 redovisas mantelkohesionen utmed pålens längd då pålen inledningsvis enbart har belastats med den yttre lasten på 600 kN i påltoppen. Mantelkohesionen är positiv utmed pålens hela längd och den yttre lasten förs successivt ut i omgivande jord. Mantelkohesionen är emellertid i viss mån koncentrerad till pålens spets på grund av att de mäktiga jordlagren komprimeras vid belastning. Denna effekt blir större ju fler pålar en pålgrupp består av.

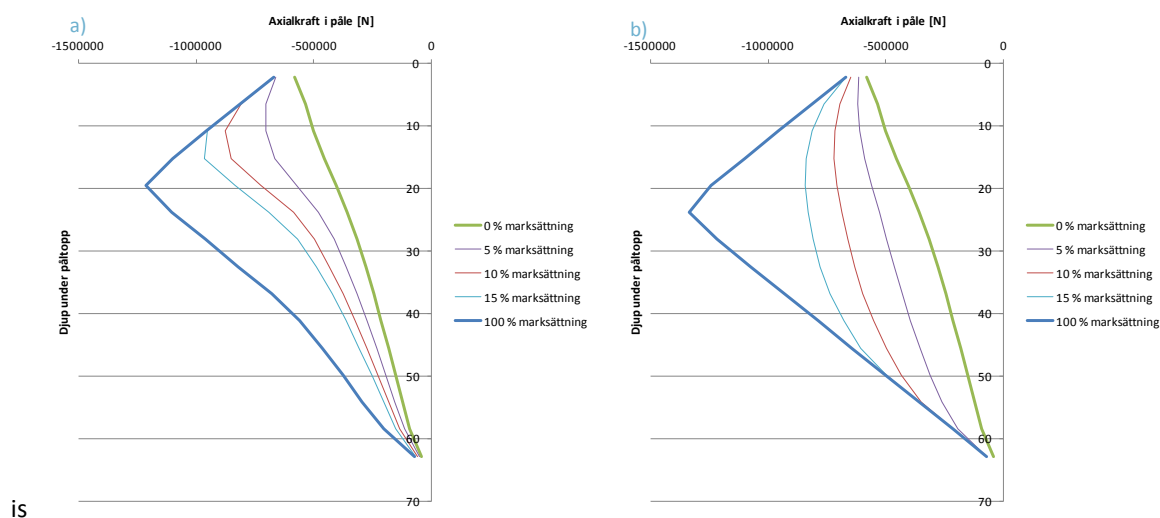
I analysen introduceras därefter marksättningar successivt och för att få en förståelse för hur förändringarna äger rum redovisas i figuren förutom startläget fyra olika nivåer på marksättningar. Inledningsvis förändras mantelkohesionen snabbt och därför redovisas responsen vid 5 %, 10 % och 15 % av slutlig marksättning tillsammans med den slutliga responsen.

Leran har en skjuvhållfasthet på 30 kPa och pålen har en omkrets på 1,1 m vilket medför att maximal mantelkohesion är 33 kN/m om vidhäftningsfaktorn mellan lera och jord antas vara 1,0. I det första fallet (a) då marksättningarna endast förekommer i de översta 20 m av jordprofilen kan man konstatera att mantelkohesionens maximala kapacitet inte behöver utnyttjas fullt ut i pålens undre del för att etablera jämvikt längs pålen. I det andra fallet (b) förekommer det marksättningar utmed hela pålens längd och därmed mobiliseras maximal mantelkohesion utmed hela pålens längd. Av resultatet framgår att neutrala punkten ligger ca 23 m ner från påltoppen, dvs den punkt där mantelkohesionen växlar från negativ till positiv.



Figur 24 Kohesion mot pålens mantel för olika marksättningar.
Marksättning förekommer i a) 20 m överst i jorden och b) utmed hela pålens längd.

I Figur 25 redovisas normalkraft (axialkraft) utmed pålens längd för samma belastningssituationer som för mantelkohesionen i Figur 24. Då inga marksättningar förekommer minskar den tryckande normalkraften succesivt mot djupet. Sättningar i marken som orsakar negativ mantelkohesion i pålens övre del innebär att den tryckande normalkraften i pålen ökar mot djupet ner till nivån för den neutrala punkten.

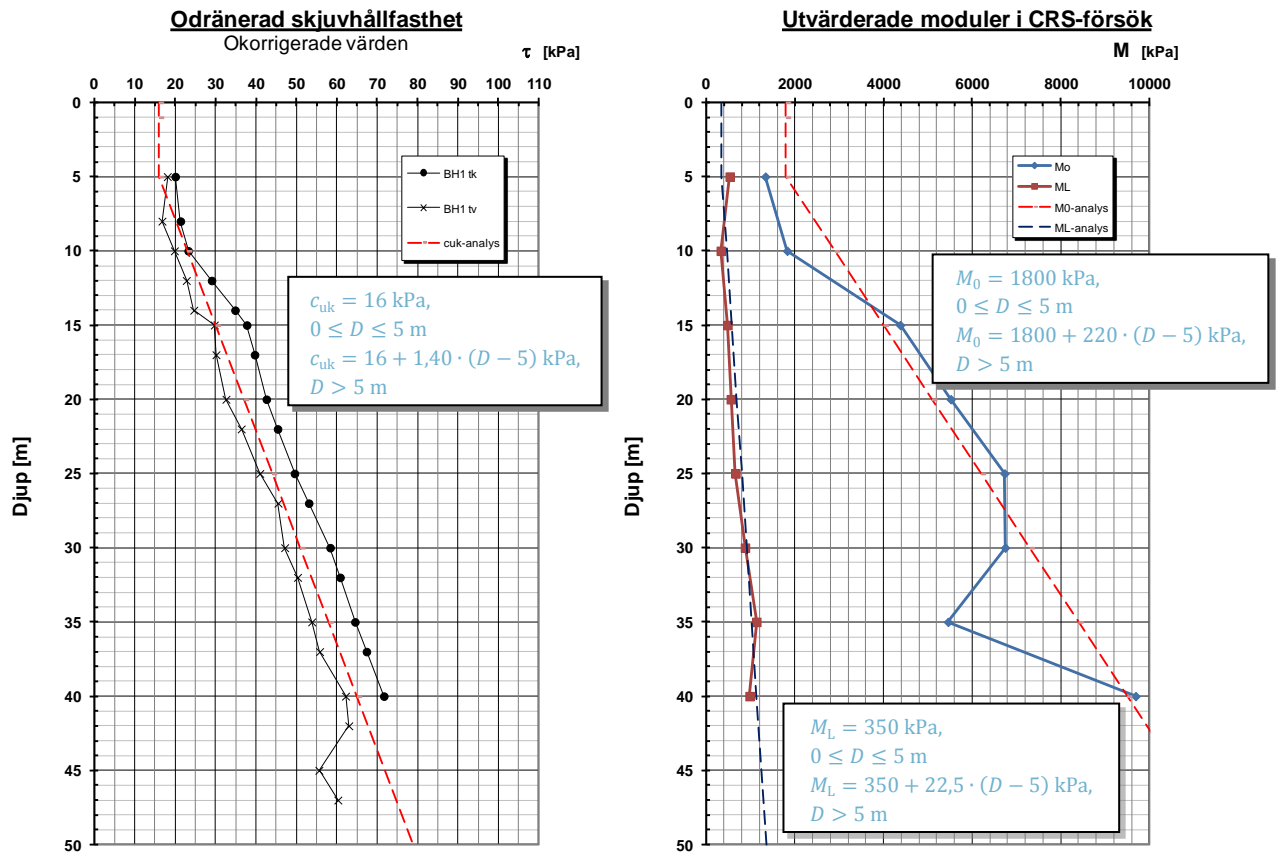


Figur 25 Axialkraft i pålen för olika marksättningar.
Marksättning förekommer i a) 20 m överst i jorden och b) utmed hela pålens längd.

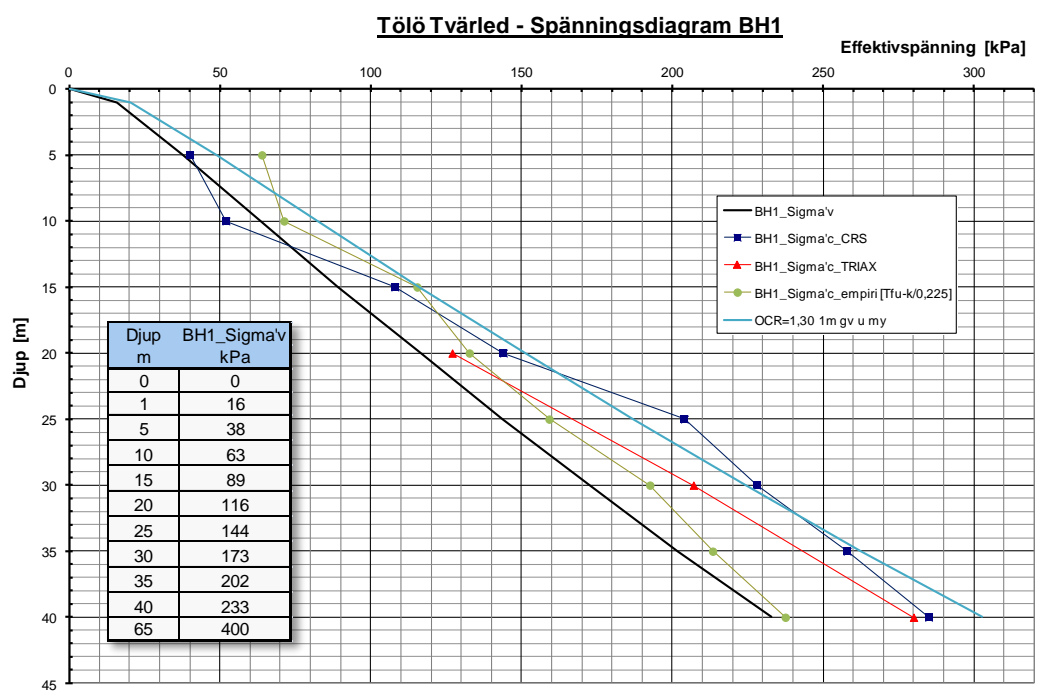
Analys av Bro över Kungsbackaån

Det inledande exemplet har på ett förenklat exempel visat programmet Piledesigns möjligheter och samma metodik används för att studera Bro över Kungsbackaån. Inledningsvis presenteras hur indata valts för modellen. Därefter analyseras först ett enskilt stöd varefter hela bron analyseras. Ner till vilket djup i jordprofilen det pågår sättningarna är en stor osäkerhet och därför utförs analyser där det förekommer marksättningar på 20 m, 40 m respektive 65 m djup.

Lerans egenskaper karakteriseras i programmet av parametrarna odränerad skjuvhållfasthet, c_{uk} , vertikal effektivspänning, σ'_{v} , överkonsolideringsgrad, OCR , modulerna, M_0 och M_L , som utvärderas från CRS-försök samt lerans tvärkontraktionstal, ν , vid elastisk respons. Egenskaperna definieras i ett valfritt antal skikt på olika nivåer och på övriga nivåer bestäms egenskaperna genom rätlinjig interpolation mellan närliggande skikt.



Figur 25 Val av de geotekniska parametrarna a) c_{uk} och b) M_0 och M_L .

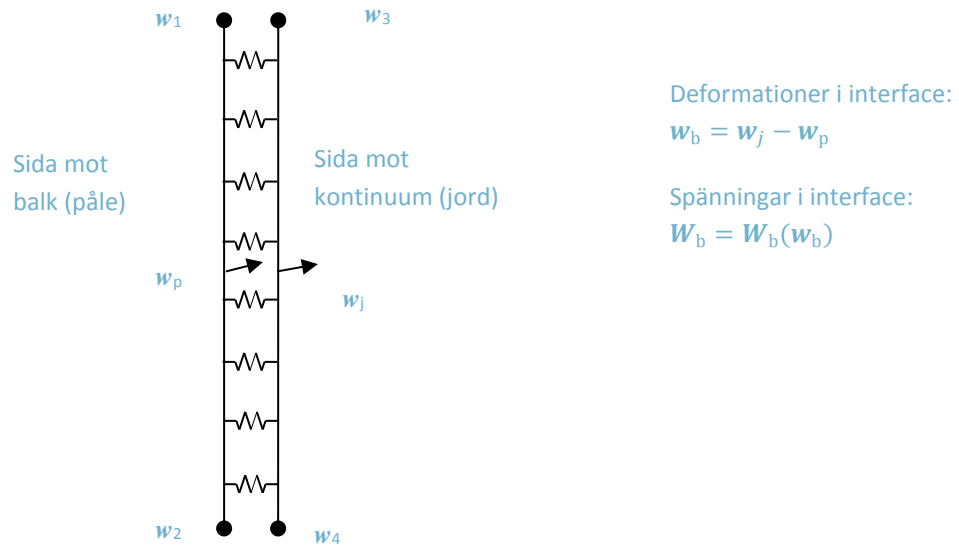


Figur 26 Redovisning av vertikala effektivspänningar σ'_v och konsolideringsspänningar σ'_c .

I Figur 25 redovisas odränerad skjuvhållfasthet, c_{uk} , tillsammans med modulerna M_0 och M_L som används i analyserna. I Figur 26 redovisas en beräkning av vertikala effektivspänningar, σ'_v , på olika nivåer. Beräkningen är

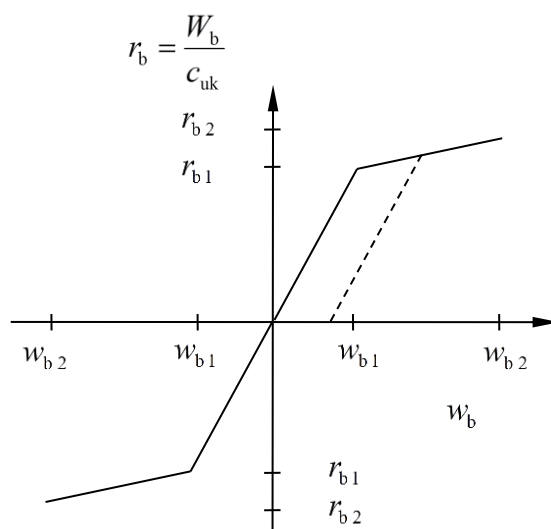
baserad på densitetsmätningar och portrycksmätningar och resultatet används i analyserna. Överkonsolideringsgraden, OCR , antas generellt vara 1,3. Lerans tvärkontraktionstal, v , antas generellt vara 0,4.

Stöden 1 och 4 består av 12 stycken 60 m långa pålar med lutningar som nominellt antingen är 5:1 eller 4:1. Stöden 2 och 3 består på samma sätt av 16 stycken pålar, med samma längd och lutning som stöd 1 och 4. Pålelementet har analyserna elastiska egenskaper ($E = E_{ck}/(1+\phi) = 39/(1+1,6)$ GPa). Överföringen mellan spänningar i pålelement och spänningar i omgivande jord modelleras med ett så kallat interfacelement, som består av en fjädrande bädd med elasto-plastiska egenskaper, som definieras separat i axiell respektive transversell riktning och har sinsemellan okopplade responser. Den transversella responsen bestäms i ett tredimensionellt fall av den resulterande transversella deformationen i elementet.



Figur 27 Definition av deformationer och spänningar i interfacelement mellan påle och jord.

I Figur 28 redovisas hur modellen i respektive riktning definieras och där redovisas också hur parametrarna valts i analyserna. Det bör noteras att responsen i modellen är oberoende av lastriktning, dvs materialet plasticerar på samma spänningsnivå oberoende av riktningen av belastningen. Detta medför vissa problem vid modellering av positiv respektive negativ mantelkohesion. Generellt har vidhäftningsfaktorn 0,9 för betongpåle valts i analyserna. Erfarenheten säger att maximal negativ mantelkohesion är lägre än motsvarande positiva mantelkohesion. I Pålkommisionens rapport 100 (2004) anges att den negativa mantelkohesionen är 70 % av positiv mantelkohesion baserat på okorrigerade vingvärden. Då den axiella belastningen i pålarna framförallt bestäms av negativ mantelkohesion, och det framförallt är den responsen som vi är intresserade av att jämföra med mätningar, reduceras mantelkohesionen med faktorn 0,7.



Valda parametrar i genomförda analyser: (idealt elasto-plastisk respons)

Axiell ritning:

$$r_{b1} = r_{b2} = 0,7 \cdot 0,9 \cdot 4 \cdot 0,275 \text{ m}$$

$$w_{b1} = 5 \text{ mm}$$

$$w_{b2} = 10 \text{ mm}$$

Transversell ritning:

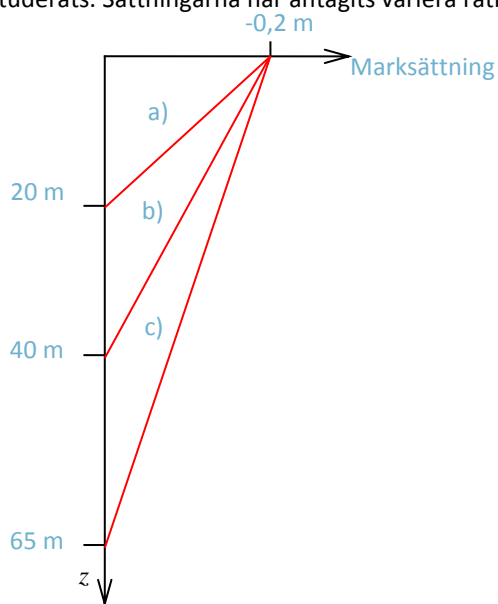
$$r_{b1} = r_{b2} = 9 \cdot 0,275 \text{ m}$$

$$w_{b1} = \frac{r_{b1}}{150} = 16 \text{ mm}$$

$$w_{b2} = 10 \text{ mm}$$

Figur 28 Definition av elasto-plastisk materialmodell för interface mellan påle och omgivande jord.

Påltopparna belastas vid ett långtidslastfall med brons egentyngd. I vardera stöden 1 och 4 är brons egentyngd ca 2,4 MN och i stöden 2 och 3 är motsvarande belastningar ca 4,4 MN. Då omgivande mark sätter sig belastas pålarna dessutom med negativ mantelkohesion. I analyserna antas generellt att omgivande mark sätter sig 0,2 m. För att studera effekten av att sättningsprofilen varierar mot djupet har tre olika variationer på sättningen studerats. Sättningarna har antagits variera rätlinjigt mot djupet på a) 20 m, b) 40 m och c) 65 m.

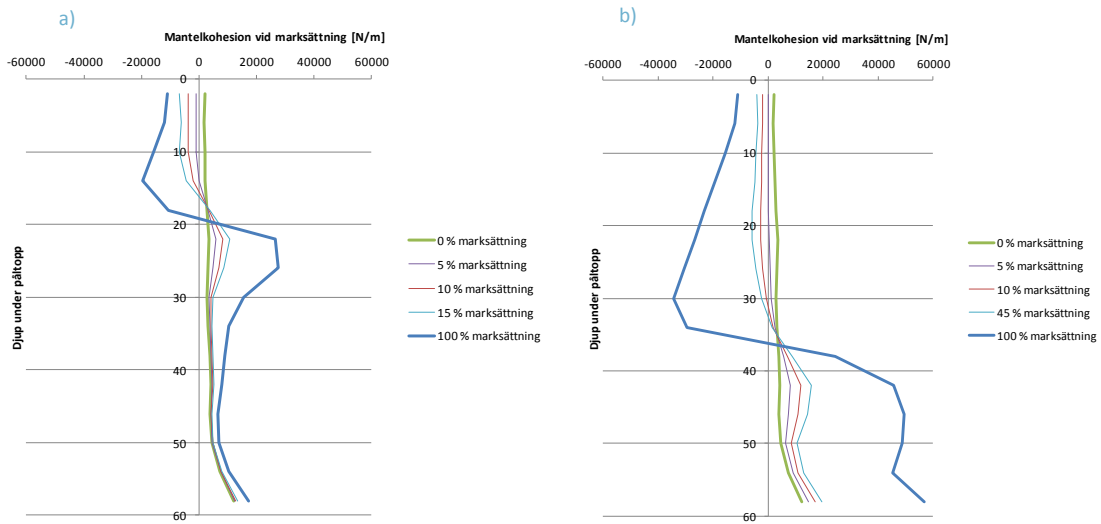


Figur 29 Tre olika marksättningsprofiler som använts vid analyserna-

Analys av stöd 1

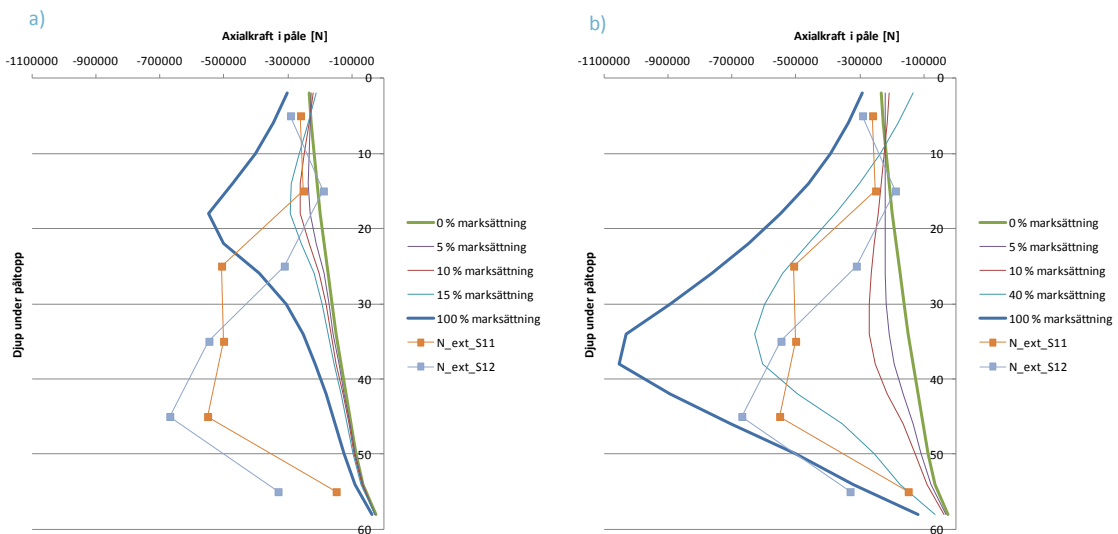
Inledningsvis analyseras ett enskilt stöd, utan att beakta effekten av intilliggande stöd eller vägbank. Jorden modelleras med åtta-nods volymelement på en yta av $100 \times 200 \text{ m}^2$ och med en mäktighet på 66 m. Var och en av de 12 pålarna i stödet modelleras med 15 tredimensionella balkelement. Resultat presenteras för en påle som motsvarar provpåle S11. Då effekten av att övriga stöd samverkar med jorden inte beaktas i denna analys och på grund av stödets symmetri är responsen i den redovisade pålen identiskt i analysen som för en påle i ekvivalent läge med provpåle S12. På så vis kan även responsen i provpåle S12 jämföras (Pålarna S11 och S12 tillhör båda stöd 1).

I Figur 30 redovisas beräknade mantelkohesion för de två olika belastningsfallen. Om marksättningarna sker på 20 m djup sker endast en omlagring av mantelkrafterna på ungefär halva pålens längd. Om marksättningarna däremot äger rum ner till 40 m djup omlagras mantelkrafterna totalt i pålen.



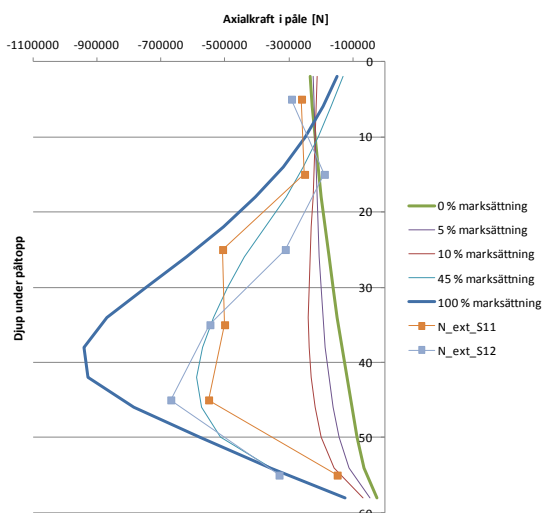
Figur 30 Kohesion mot pålens mantel för olika marksättningar. Marksättning förekommer i a) 20 m respektive b) 40 m av jordens övre del.

I Figur 31 redovisas beräknade axialkrafter. Där redovisas även beräknade axialkrafter baserat på deformationsmätningar i två provpålar (S11 och S12). Jämförelsen visar att kraftfördelningen i pålarna enligt analyserna inte alls överensstämmer med kraftfördelningen som baseras på uppmätning av deformationer i pålarna om sättningarna antas ske på 20 m djup. Om sättningarna däremot antas ske på 40 m djup fås en betydligt bättre överensstämmelse mellan kraftfördelning i pålen baserad på analys respektive faktiskt uppmätta deformationer.



Figur 31 Axialkraft i pålen för olika marksättningar. Marksättning förekommer i a) 20 m respektive b) 40 m av jordens övre del.

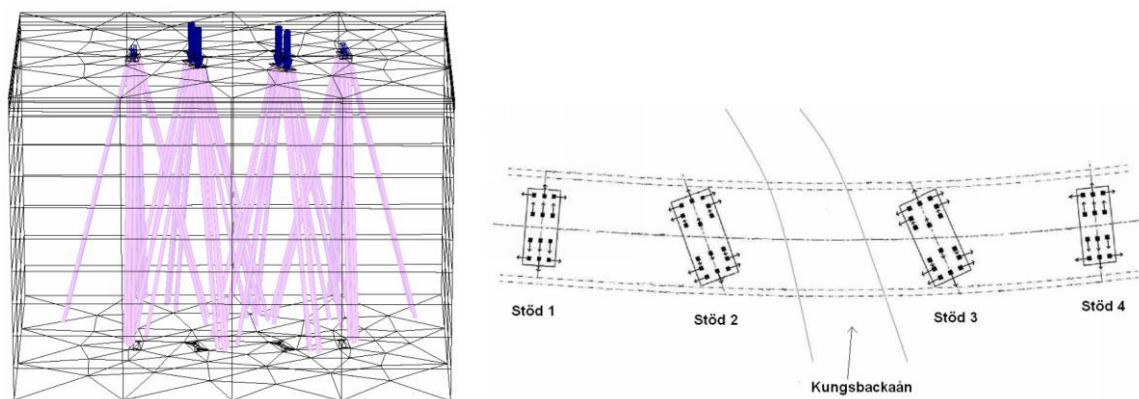
Analys har även gjorts på om sättningar äger rum till 65 m djup. Fördelningen av mantelkohesionen utmed pålarna blir snarlika som för fallet med marksättningar på 40 m djup och därmed påminner också fördelningen av axialkrafterna i pålarna varandra mellan de två olika analyserna, se Figur 32.



Figur 32 Axialkraft i pålen för marksättning ner till 65 m djup. Marksättning förekommer i a) 20 m respektive b) 40 m av jordens övre del.

Analys av komplett bro med fyra stöd

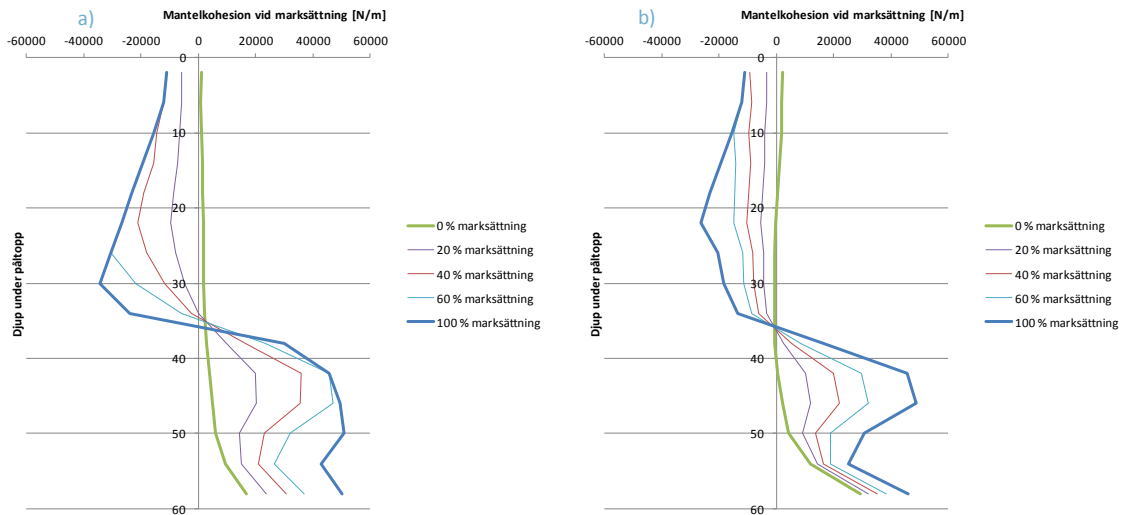
För att få en realistisk bild av hur grundläggningen av de olika brostöden interagerar med varandra analyseras hela bron med sina fyra stöd tillsammans. I Figur 33 redovisas FE-modellen. På samma sätt som vid analysen av ett enskilt stöd modelleras jorden med åtta-nods volymelement på en yta av 100 x 200 m² och med en mäktighet på 66 m. Var och en av pålarna i de fyra stöden modelleras med 15 tredimensionella balkelement. Vid analyserna av ett enskilt stöd ovan utnyttjades pålgruppens symmetri vid redovisningen av pålkrakter. I föreliggande analys existerar ingen sådan symmetri då de olika stöden påverkar varandra.



Figur 33 FE-modell för analys av bro med fyra stöd.

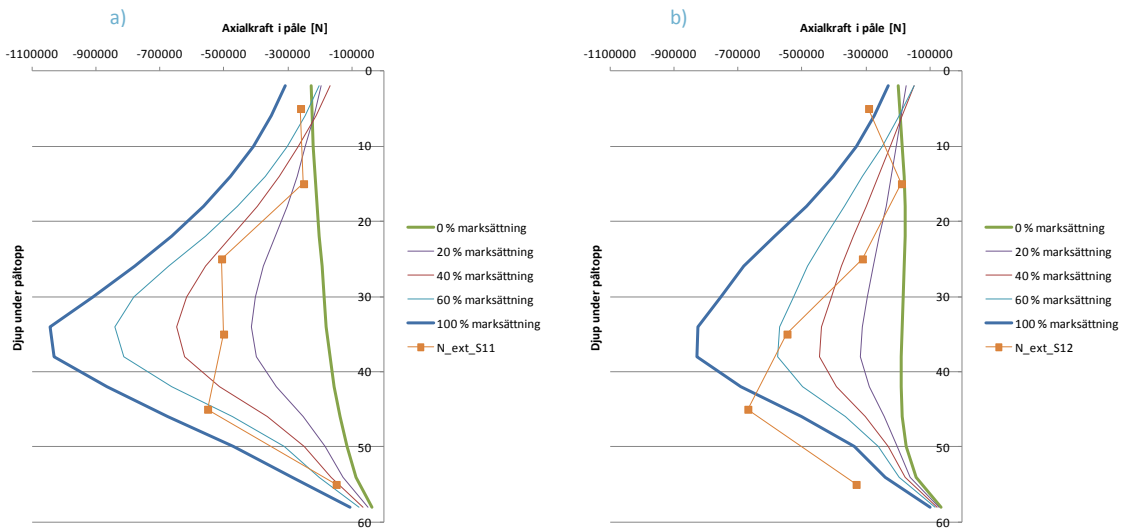
Vid analysen av bro med fyra stöd har utgångspunkten varit att marksättningarna sker på 40 m djup. För att studera effekten av att sättningarna sker på större djup görs även jämförelser av resultaten om sättningarna förekommer ner till 65 m djup.

För att studera effekten av hur interaktionen mellan olika stöd påverkar responsen i pålarna redovisas resultat av analyserna i påle x och y i stöd 1. Dessa pålar motsvarar provpålarna S11 respektive S12. Dessa pålar är symmetriskt placerade i stödet och vid vertikal belastning skulle de få en identisk belastning om stödets grundläggning varit okopplat mot övriga stöd. I Figur 34 redovisas den beräknade mantelkohesionen för respektive påle vid olika marksättningar. Resultatet av analyserna pekar på relativt olika fördelning av mantelkohesion mellan de två pålarna. Påle y lutar mot stöd 2 effekten av påhängslaster blir mindre jämfört med påle x som lutar ut mot angränsande vägbank.



Figur 34 Kohesion mot pålens mantel för pålarna a) x (provpåle S11) och b) y (provpåle S12) i stöd 1 då marksättning antas ske till 40 m djup.

I Figur 35 redovisas fördelningen av axialkrafter för motsvarande pålar. På samma sätt som mantelkohesionen skiljer mellan pålarna är också fördelningen av axialkrafterna olika. I figuren redovisas även beräknade axialkrafter i pålen baserat på deformationsmätningar i pålarna x (provpåle S11) och y (provpåle S12). Om man beaktar att full mantelkohesion ännu inte hunnit utbildas i provpålarna stämmer kraftfördelningarna mellan analyserna och provpålarna ganska bra. Underlaget är dock för litet för att kunna dra några egentliga slutsatser.



Figur 35 Axialkrafter i pålarna a) x (provpåle S11) och b) y (provpåle S12) i stöd 1 då marksättning antas ske till 40 m djup.

SLUTSATSER OCH FORTSATT ARBETE

Projektets mål och syfte har endast delvis infriats.

Kompletterande geotekniska undersökningar har genomförts, vilka har bidragit till en realistisk beräkningsmodell. Vidare har dessa studier medfört ökad förståelse för leran i Kungsbacka.

Instrumentering och fullskalemätningar har påbörjats och givit delresultat. Dock skadades den installerade mätutrustningen av en oförsiktigt placerad skopa i samband med återfyllnadsarbeten runt bron. Detta har medfört att utvärdering mot analysresultat inte varit möjliga att slutföra i ursprunglig omfattning.

Erhållna resultat med tillhörande observationer tillsammans med utförda numeriska analyser verifierar konceptuella beteenden för analys av kohesionsgrundlagda konstruktioner.

Den häri använda mättekniken mha fiberoptik var vid tiden för starten av försöken i sin "linda". I dag har tekniken utvecklats vidare och bör vara mer robust. Det finns härvid intresse av att i framtiden utföra en liknande studie med fokus på töjningsfördelningen och lasteffektens fördelning i en kohesionspåle. Ett krav är att yttre laster och geotekniska förutsättningar för analys av påhängskrafter och pålens geotekniska bärförmåga då är väl kända.