



Geoteknisk erfaringsrapport

8 artikler til Nordisk Geoteknikermøte NGM
mai 2004

Utarbeidet av: Anne Eva Braaten, Arne Vik, Gunvor Baardvik –
Jernbaneverket Utbygging

Guro Brendbekken – Optimal Geoteknikk

Dato: 25.03.04

7624.131.3 FBV Geo

Innholdsfortegnelse

- 1. Observerte effekter på poretrykk på grunn av omfattende fundamenteringsarbeider i dyp utgraving i leire**
- 2. Refundamentering/sikring av høyspentmast**
- 3. Asker Stasjon - grunnarbeider nært inntil spor i drift**
- 4. Staglastmålinger - mulige feilkilder knyttet til kalibrering og avlesning ved ulike lufttemperaturer**
- 5. Kalk-sementribber i bløt kvikkleire som innvendig avstivning av spunt under gravenivået ved dyp utgraving for ny jernbanetrasè**
- 6. Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt leire med instrumentering av spunt og stag for kontroll av konstruksjonens funksjon**
- 7. Jernbanebruer over Sandvikselva. Fundamentering av to buebruer på komplekse grupper av stålkjernepeler**
- 8. Kvalitetsvariasjoner i levert ekspandert polystyren EPS og viktigheten av mottakskontroll**

Forord:

Disse artiklene er alle antatt til konferansen "Nordisk Geotekniker Møte" i Ystad i mai 2004.

Artiklene er sammenfatninger av erfaringer innenfor enkelte emner som har dukket opp under planleggingen og byggeperioden på dagparsellene på Prosjekt Skøyen – Asker fram til i dag. Artiklene er et samarbeidsprosjekt mellom oss som har arbeidet med oppfølging av geotekniske problemstillinger i denne perioden. Hovedforfatteren av den enkelte artikkel står i hvert tilfelle først i forfatterlisten.

**Observerte effekter på poretrykk på grunn av omfattende
fundamenteringsarbeider i dyp utgraving i leire**

Observerte effekter på poretrykk på grunn av omfattende fundamenterings-arbeider i dyp utgraving i leire.

Anne Braaten, Gunvor Baardvik & Arne Vik

Jernbaneverket utbygging. PB 1162 Sentrum, 0107 Oslo, Norway

anne.braaten@jbv.no

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamveien 57B, 0957 Oslo, Norway

guro.brendbekken@optimal-geoteknikk.no

I forbindelse med bygging av nytt dobbeltspor for jernbanen mellom Sandvika og Asker utenfor Oslo er det utført omfattende grunnarbeider. Blant annet går 700 m av strekningen i nedgravd betongkulvert. Kulverten er støpt innenfor bakforankrede spuntvegger. Bunn av byggegrop ligger inntil 15 m under grunnvannstand i området. Betongkulverten er fundamentert på peler til fjell. Ved etablering av betongkulverten er det boret 1400 stag og det er satt 600 peler. Artikkelen beskriver variasjoner i poretrykk, registrert i forbindelse med grunnarbeidene. Poretrykkene i grunnen er registrert i inntil 300 m fra byggegropa. Det er sett på sammenhenger mellom registrerte poretrykk og spunt, stagboring, installering av kalk-/sementpeler, borede peler og rammede peler. Videre er det i artikkelen vurdert betydningen av utførelsen av arbeidene, som f.eks tetting av stag, og hvordan en nøyaktig utførelse kan redusere negative effekter. Til slutt er sammenhengen mellom de observerte reduksjoner i poretrykkene i området og registrerte setninger på nærliggende eiendommer presentert.

1 INNLEDNING

Jernbaneverket utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker vest for Oslo. Utbyggingen er en del av et større prosjekt som etter nasjonal transportplan NTP skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika – Asker skal etter planen stå ferdig i 2005 og har en kostnadsramme på 3.755 milliarder kroner. Den første entreprisen ble påbegynt våren 2001.

Byggeteknisk prosjektering er utført av Aas-Jakobsen AS med Geovita AS som geoteknisk konsulent.

Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Fra Sandvika stasjon der parsellen starter utvides eksisterende dobbeltspor med et nytt spor på hver side over en strekning på ca. 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye dobbeltsporet vil hovedsakelig gå i tunnel fram til Asker.

De første 700 m av østre tunnel er en løsmassetunnel i til dels meget bløt leire. De vestligste ca. 400 m av denne, dvs. inn mot fjellpåhugget, går over et jorde som inntil anleggsstart ble benyttet til jordbruksformål. Betongkulverten som utgjør løsmassetunnelen er støpt innenfor spuntvegger. Siste del av utgravingen (skravert felt på figur 1) var i et område der det er bebyggelse tett inntil byggegropen på begge sider. På grunn av observerte poretrykksreduksjoner i forbindelse med første fase av utgravingen, ble det for utgraving i skravert område (fase 2) valgt innvendig avstivning i stedet for stag i nederste avstivningsnivå. Bortsett fra i dette området er det i sin helhet benyttet bakforankring med stag til fjell. Bunn av byggegrop ligger inntil 15 m under grunnvannstand i området. Betongkulverten er fundamentert på peler til fjell og det er hovedsakelig prosjektert stålkjernepeler. For en del av kulverten er det benyttet rammede H-peler.

2 BAKGRUNNSINFORMASJON

2.1 Grunnforhold

Det er store variasjoner i fjellnivåene på strekningen. Disse varierer fra fjell i dagen til inntil ca. 40 m fra opprinnelig terreng. Løsmassene over fjell består av leire, silt og sand. I østre ende av parsellen består løsmassene over fjell stort sett av ca. 1 m tørrskorpe over fast lagrede morenemasser i store mektigheter. Vestover avtar tykkelsen av morenelaget og leire blir etter hvert det dominerende materialet. Tykkelsen av morenelaget over fjell variere lokalt men det er tilstedeværende stort sett over hele området.

Utførte grunnundersøkelser viser at leira til dels er bløt og meget sensitiv (kvikk). Udrenert skjærstyrke s_u er i størrelsesorden 5 – 15 kPa. Leira beskrives som normalkonsolidert. Setningsparametre i leira er satt til: Modul $M = 5$ MPa, modultall $m = 15 - 22$ og konsolideringskoeffisient $c_v = 2 - 10$ m²/år. Fjellnivåene langs traseen varierer slik at traubunn stedvis ligger på utsprengt fjell og stedvis på løsmasser ved lokale dyprenner.

Det ble i forbindelse med detaljplanarbeidet satt ned 12 poretrykksmålere for å dokumentere førsituasjonen i området og som grunnlag for å vurdere setningspotensialet. Generelt tilsa målingene fra før anleggsstart et lite poreovertrykk ved fjell i forhold til det naturlige grunnvannsnivået. Målere installert ved fjell eller i morenelaget over fjell viste stighøyder til terrengnivå eller tidvis over terrengnivå. Målere med filteret installert et stykke opp i massene viste stighøyde 1 – 2 m under terreng.

2.2 Setninger - forventede

I forbindelse med og som en integrert del av reguleringsplanen er det utarbeidet et program for miljøoppfølging i anleggsperioden. Hovedmålet er at ingen bygning skal få setningsskader på grunn av anlegget. Imidlertid har det hele tiden vært klart

at de mest utsatte bygningene i nærheten av byggegropa ville få setninger som følge av anlegget. Det er i miljøoppfølgingsprogrammet pekt på en del tiltak for å redusere sannsynligheten for setningsskader:

- ✓ tetting av byggegropa for å redusere innlekkasje av vann
- ✓ kontinuerlig overvåking av poretrykk gjennom hele anleggsperioden og fram til vannbalansen er stabil igjen
- ✓ infiltrere vann i grunnen for å erstatte vann som lekker inn i byggegropa

Videre er det pekt på en del tiltak som skal iverksettes for å sikre de berørte grunneieres interesser:

- ✓ det skal gjennomføres tilstandsregistreringer av alle utsatte bygninger
- ✓ det skal monteres setningsbolter som skal overvåkes jevnlig på alle utsatte bygninger
- ✓ det skal utarbeides rutiner for rapportering av eventuelle skader for å sikre en rask og systematisk oppfølging
- ✓ setningsskader som skyldes utbyggingen skal utbedres.

Det var forventet at bygninger innenfor en sone på ca. 50 m fra byggegropen kunne få setninger som kunne medføre behov for reparasjon, og det var i detaljplan antydning av setninger i størrelsesorden 5 – 15 cm for disse bygningene. Erfaringsmessig begrensning mht. setning er ca. 100 m fra byggegrop og det var antydning at bygninger innenfor denne sonen kunne få setninger i størrelsesorden 1 – 4 cm. De mest utsatte bygningene fikk tilbud om innløsning.

Videre var det i detaljplan angitt forslag til plassering av 4 infiltrasjonsbrønner i det mest utsatte området samt at det var antydning at de forventede setningene ville kunne halveres ved igangsetting av vanninfiltrasjon.

3 OVERVÅKINGSPROGRAMMET

3.1 Poretrykksmålinger

I forbindelse med grunnundersøkelsene i detaljplanfasen i 1999 ble det installert poretrykksmålere langs hele traseen. I løpet av byggetiden er disse supplert med ytterligere målere. Målerne følges opp med jevnlig avlesninger. Avlesningshyppigheten tilpasses aktivitetene og har variert fra daglige avlesninger i perioder med kritiske aktiviteter som stagboring, igangsetting av infiltrasjonsbrønner osv. til månedlige avlesning i perioder med lite aktiviteter i nærheten av måleren.

Norges Geotekniske Institutt (NGI) har i oppdrag å følge opp målerne hver annen måned. Resultatene av denne oppfølgingen rapporteres fortløpende til Jernbaneverket utbygging som sammenstiller disse målingene med den hyppigere oppfølgingen som utføres i egenregi.

3.2 Setningsmålinger

Med bakgrunn i vurderinger i byggeplanfasen er det montert setningsbolter på alle utsatte bygninger i anleggets influensområde. Underveis i byggeperioden er dette omfanget blitt noe utvidet. Totalt utføres det setningsmålinger på ca. 100 eiendommer.

Blom Oppmåling AS har oppdraget med å utføre setningsmålingene på de utvalgte bygningene. Hyppighet av målingene varierer fra 14 dagers målinger til målinger hver annen måned, avhengig av om det er en setningsutvikling i området eller ikke. Resultatene rapporteres fortløpende til Jernbaneverket utbygging som framstiller resultatene i tid-setningskurver.

Grunneiere til eiendommer der det er registrert setninger er blitt informert, og de får jevnlig tilsendt setningsplottene for å kunne holde seg oppdatert på utviklingen.

3.3 Rystelsesmålinger

Det er et mål at bygningskonstruksjoner ikke skal bli skadet av rystelser fra sprenging, spunting, peling eller annen anleggsvirksomhet. Det er derfor satt grenser til hvor store rystelser som kan aksepteres. Grensene er satt til 20 mm/s for bygninger fundamentert på løsmasser og 40 mm/s for bygninger fundamentert på fjell. Dette er langt under de nivåer som normalt fører til skader.

Rystelsene måles på utvalgte bygninger nær anleggsområdet. Rystelser har ikke representert noe problem og omtales ikke videre i denne artikkel.

3.4 Bygningsbesiktigelse

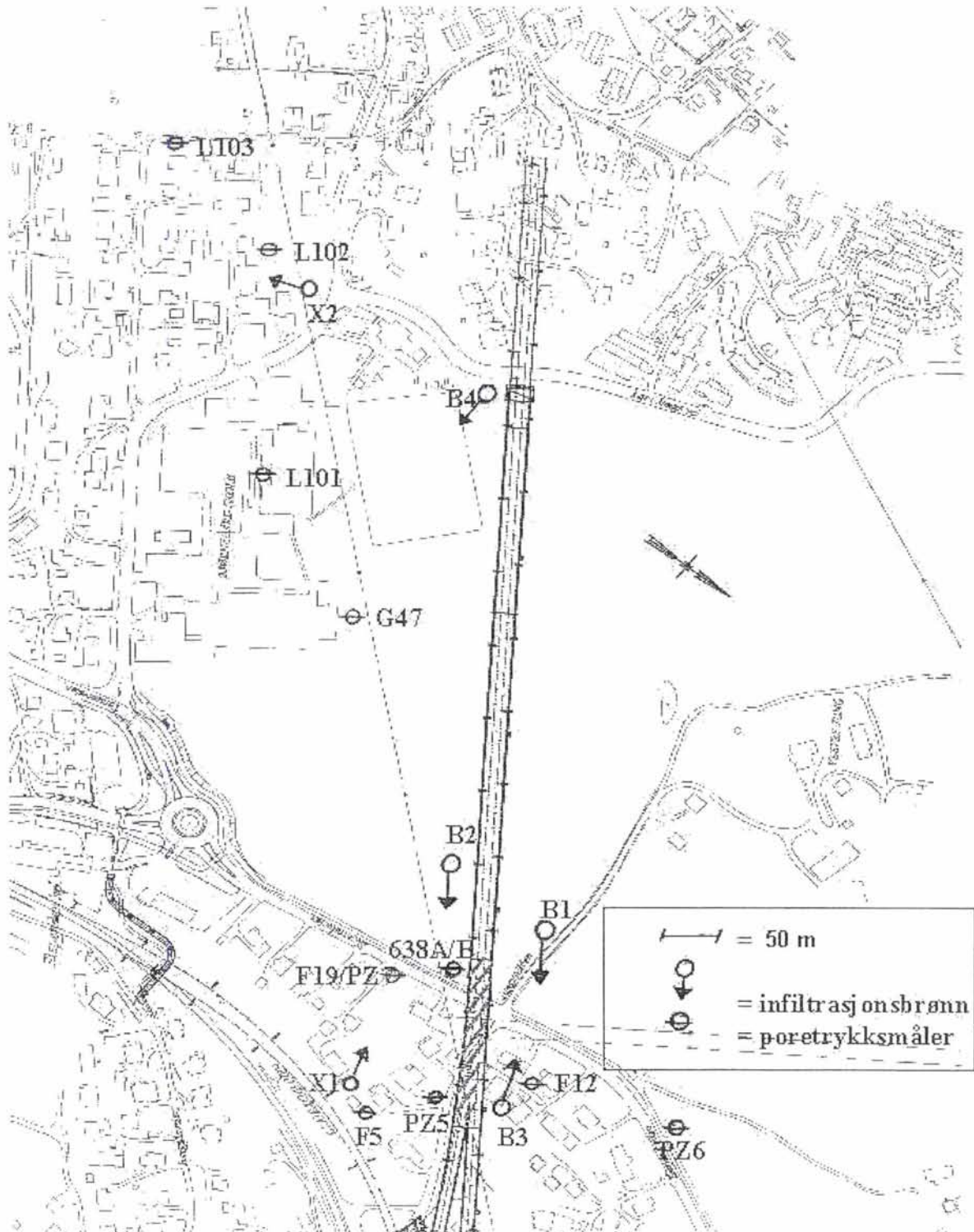
Før anleggsstart er det gjennomført bygningsbesiktigelse / tilstandsregistrering av alle utsatte bygninger. Hensikten med bygningsbesiktigelsen er å gi en objektiv beskrivelse og dokumentasjon av hus, bygninger og øvrige konstruksjoners tilstand.

Besiktigelsen utføres ved at hus filmes utvendig og innvendig med digitalt videokamera, der alle eksisterende skader klart skal framgå. Hensikten er å avdekke evt. bygningsskader som kan være forårsaket av anleggsarbeidene. I tillegg skal økt skadeomfang på eksisterende skader også kunne vurderes. Bygningsbesiktigelsen er utført av Multiconsult AS avd. NOTEBY.

4 OBSERVASJONER

Figur 1 viser en oversikt over anleggsområdet. Hoveddelen av arbeidene er utført ifm. første fase med utgraving, etablering av betongkulvert og tilbakefylling. Etter at første fase av arbeidene var fullført ble den lokale vegen midlertidig lagt om over kulverttaket og arbeidene med fase 2 ble igangsatt. Fase 1 ble utført i

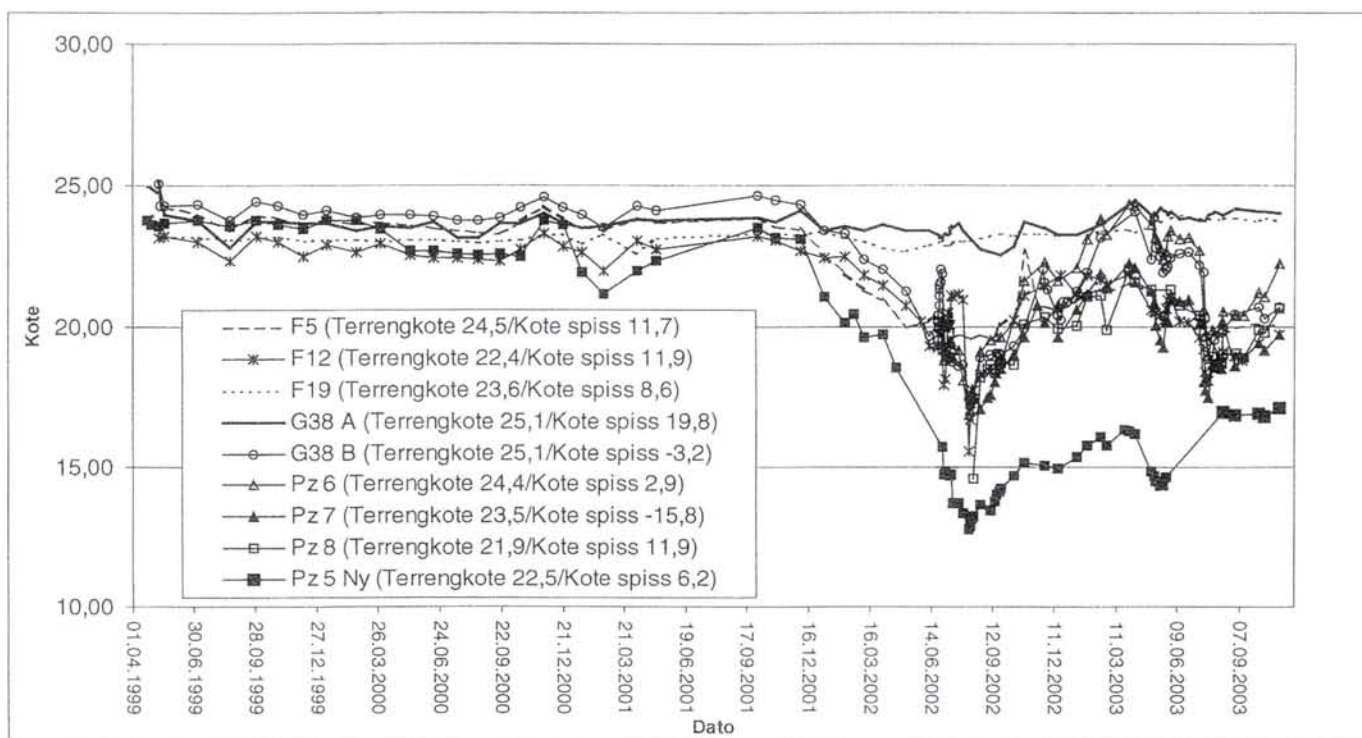
tidsrommet fra sommeren 2001 og fram til januar 2002 da fase 2 ble påbegynt. Arbeidene er planlagt fullført i løpet av våren 2003. Fase 2 framgår på figuren som den delen som er skravert. Figur 1 viser også plassering av de poretrykksmålerene som er presentert i artikkelen.



Figur 1. Oversikt over anleggsområdet

4.1 Registrerte poretrykksvariasjoner

Som det framgår av figur 2 ble det årskiftet 2001 og 2002 registrert fallende poretrykk for målere plassert ned mot fjell eller i morenelaget over fjell i området ved Slependsveien. Det var i dette området forventet/beregnet at vi ville få reduserte poretrykk mot fjell, men den registrerte reduksjonen var større enn forventet. Årsakene til dette er sammensatt, men det skal ikke legges skjul på at en viktig årsak var for sen og til dels manglende tetting av lekkasjer gjennom spunten. Både rundt foringsrør og i foringsrør. I målere installert oppe i leira (f.eks F19 og G38A) ble det ikke registrert synkende poretrykk.

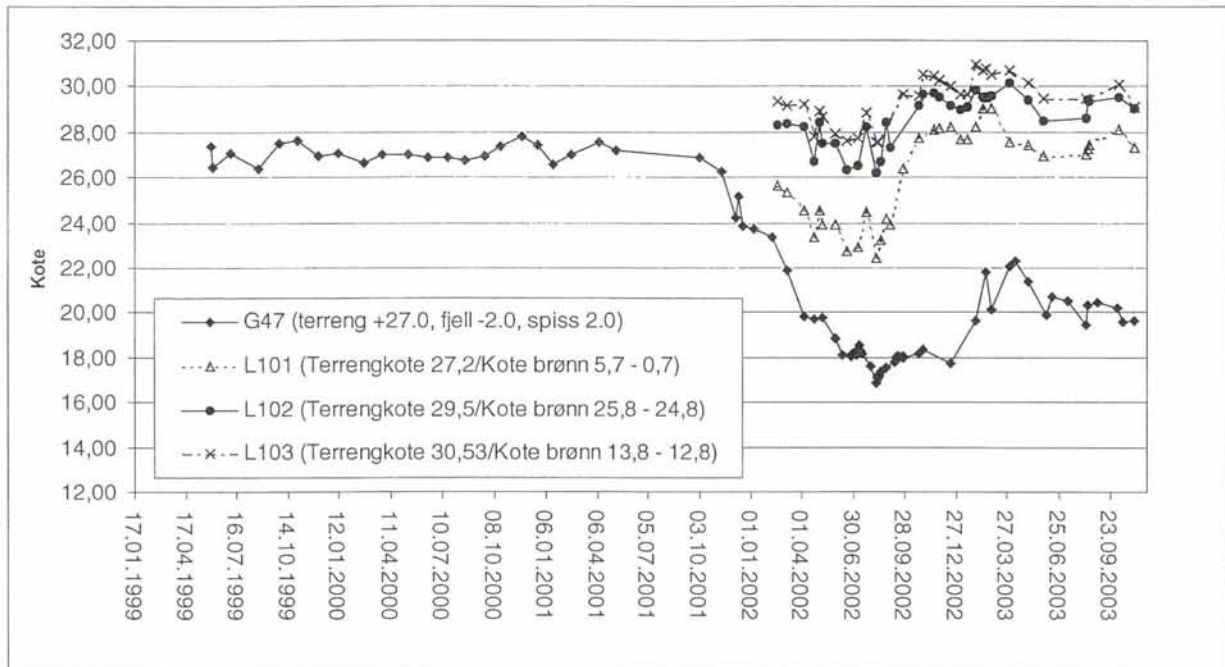


Figur 2. Registrerte poretrykk i området nærmest byggegropa.

Grunnet de lave poretrykkene som ble registrert ut over våren og sommeren ble det igangsatt vanninfiltrasjon i dette tidsrommet. Som det framgår av figur 2 førte dette til en rask stigning av poretrykkene i området. Våren 2003 ble stagboring for fase 2 påbegynt. Dette førte også til en ny reduksjon av poretrykkene. Imidlertid ble denne reduksjonen begrenset i både størrelse og varighet. Årsaken til dette var at vi på grunn av de uheldige erfaringene fra året før hadde meget stor fokus på tettarbeider. Det var utarbeidet detaljerte prosedyrer for både hulltaking, rekkefølge på arbeidene og tetting. Stagarbeidene var avsluttet i mai. Imidlertid fikk vi en ny reduksjon i poretrykkene mot fjell i løpet av juni / juli 2003. Dette skyldtes arbeider med boring av stålkjernepeler. Det var til dels store lekkasjer på utsiden av foringsrørene.

Pr. november 2003 er alle fundamenteringsarbeider avsluttet. Bunnplaten for kulverten er støpt og poretrykkene er som det framgår av figur 2 på vei til å reetableres.

Som beskrevet var det forventet at vi ville få reduksjoner i poretrykkene mot fjell i områdene nærmest byggegropa. Imidlertid registrerte vi også reduksjoner på målere inntil 200 – 300 m fra byggegropa. Figur 3 viser registrerte poretrykk i området sør for byggegropa. Plassering av de viste målerene framgår av figur 1.



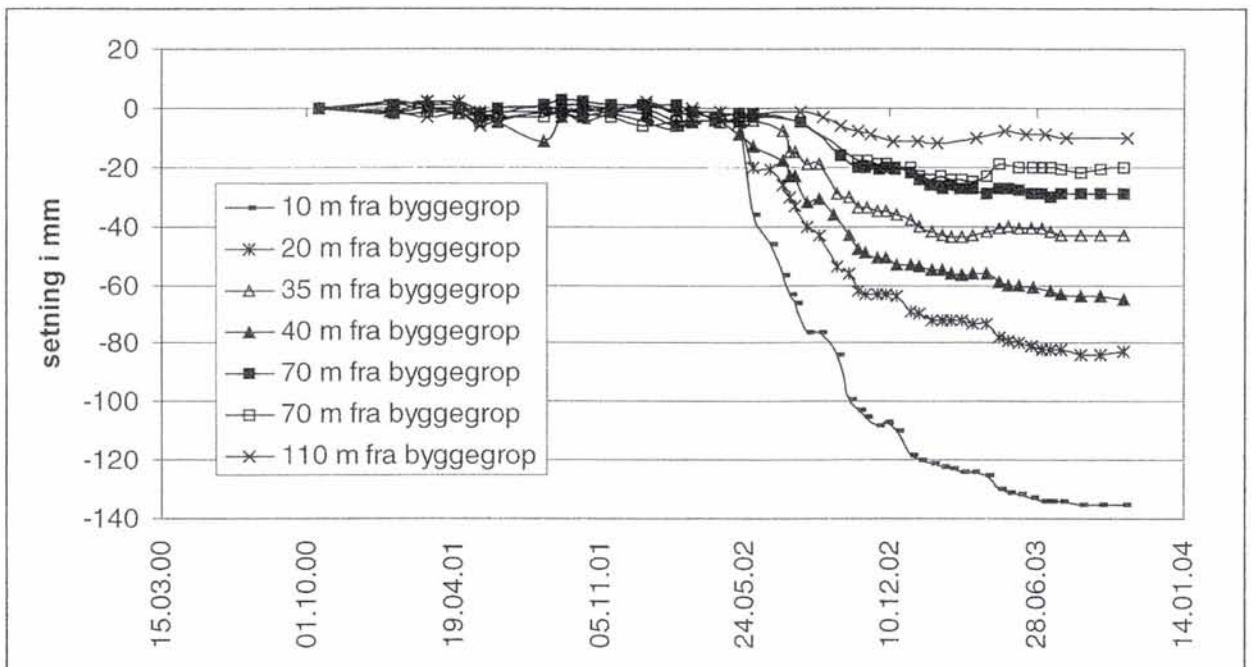
Figur 3. Poretrykksregistreringer i området sør for byggegropa.

Vanninfiltrasjon ble igangsatt høsten 2002. Som figur 3 viser førte dette til at poretrykkene i boligområdet lengst vekk fra byggegropa raskt ble reetablert til sitt opprinnelige nivå. For måler G47 som er installert i morenelaget mot fjell ca. 85m fra byggegropa førte imidlertid ikke vanninfiltrasjonen til noen særlig bedring. Det antas at den store reduksjonen i poretrykk som er registrert for denne måleren skyldes en svært permeabel grusrygg som krysser anleggsområdet. I forbindelse med gravearbeidene for spuntgropa, fase 1, var det store lekkasjer i forbindelse med denne. Disse lekkasjene var vanskelig å gjøre noe med uten å sette i gang omfattende tiltak. Tiltaket som ble valgt var å forsere framdriften for å få til en raskere tilbakefylling og dermed raskere reetablering av poretrykk. I denne sammenheng må det nevnes at nærmeste bygning, skolen, er fundamentert på peler til fjell. På nyåret 2003 ble det videre satt i gang fylling av pumpevann fra byggropene inn i steinfyllinga mellom spunt og kulvert der grusryggen krysser byggegropa. Dette ga som figur 3 viser umiddelbar effekt, noe som bekrefter antagelsen om at måler G47 er plassert i denne grusryggen. Av anleggstekniske årsaker som f.eks membranlegging har det ikke vært mulig å opprettholde tilførselen av vann noe som har ført til at poretrykkene igjen sank utover sommeren 2003. Forsiktig vanntilførsel er nå

(november 2003) satt i gang igjen via rør satt ned i steinfyllinga og denne vil pågå til poretrykkene igjen er stabile.

4.2 Registrerte setninger

Det er på grunn av anleggsarbeidene registrert setninger omtrent som forventet ut i fra vurderinger gjort av konsulent i forbindelse med reguleringsplan. I boligområdet nærmest byggegropa var det antydnet setninger i størrelsesorden 5 – 15 cm og at disse ville kunne halveres dersom det ble igangsatt vanninfiltrasjon. Figur 4 viser setningsutvikling for en del eiendommer syd for byggegropen. Det er vist kun en setningsbolt fra hver eiendom (det har i hovedsak vært små differansesetninger), og det er angitt ca. avstand til byggegropa.



Figur 4. Registrerte setninger nærmest byggegrop.

Det som ikke var forventet var at det skulle bli setninger på eiendommer så langt unna byggegropa som det som faktisk ble registrert. Det ble sommeren / høsten 2002 registrert begynnende setningsutvikling på en del eiendommer i boligområdet 400 – 500m syd for byggegropa. I samme område som målerne L102 og L103, se figur 1. På grunn av den igangsatte vanninfiltrasjonen (brønn X2) stoppet imidlertid setningene raskt opp og det er kun registrert inntil 13 – 14mm på noen få eiendommer. Det er ikke registrert differansesetninger av betydning.

5 VANNINFILTRASJON

Som beskrevet under avsnitt 2.2 var det i detaljplan angitt forslag til plassering av 4 infiltrasjonsbrønner i det mest utsatte området. Plassering av disse er vist på figur 1 (B1 – B4). Brønnene B1, B2 og B3 ble boret og klargjort for eventuell vanninfiltrasjon sommeren 2001. Poretrykkene begynte å vise redusjoner ut over vinteren 2002. Imidlertid ble ikke vanninfiltrasjon igangsatt på disse brønnene før sommeren 2002. Dette ble gjort i samråd med konsulent da det ble vurdert ugunstig å sette disse i gang så lenge det fortsatt var såpass store lekkasjer inn i byggegropa. Tetting av lekkasjene ble intensivert og vanninfiltrasjon ble igangsatt når faren for utvasking ble vurdert til å være tilstrekkelig redusert.

Samtidig ble det prosjektert 4 nye brønner (X1 – X4). Disse 4 samt den siste av de opprinnelige ble installert i juli / august 2002. 2 av de nye brønnene viste seg å være tette slik at det pr. i dag er 6 brønner som er i drift.

Infiltrasjonsbrønnene blir lest av jevnlig (ca. hver uke) for å kontrollere at vanninnngang / trykk er stabilt. Vanntilførsel for brønn X2 er i løpet av det siste året halvert grunnet de reetablerte poretrykkene i området, mens de øvrige brønnene går uforandret siden oppstart.

6 SAMMENHENGER / ÅRSAKER

6.1 Lekkasjer inn i byggegropa.

For detaljplan utarbeidet Geovita en geoteknisk fagrapport der drenasje-, poretrykks- og setningsforhold i forbindelse med byggegropen ble vurdert. Konklusjonene bygger på erfaringer som er gjort i forbindelse med en rekke byggegropen i Oslo-området som kommer ned i eller i nær kontakt med fjell, og som ligger inntil eller i leirfylte dyprenner. Det konkluderes med at det alltid vil være et visst problem med poretrykksreduksjoner og setninger, selv om det kan treffes tiltak som kan redusere effektene.

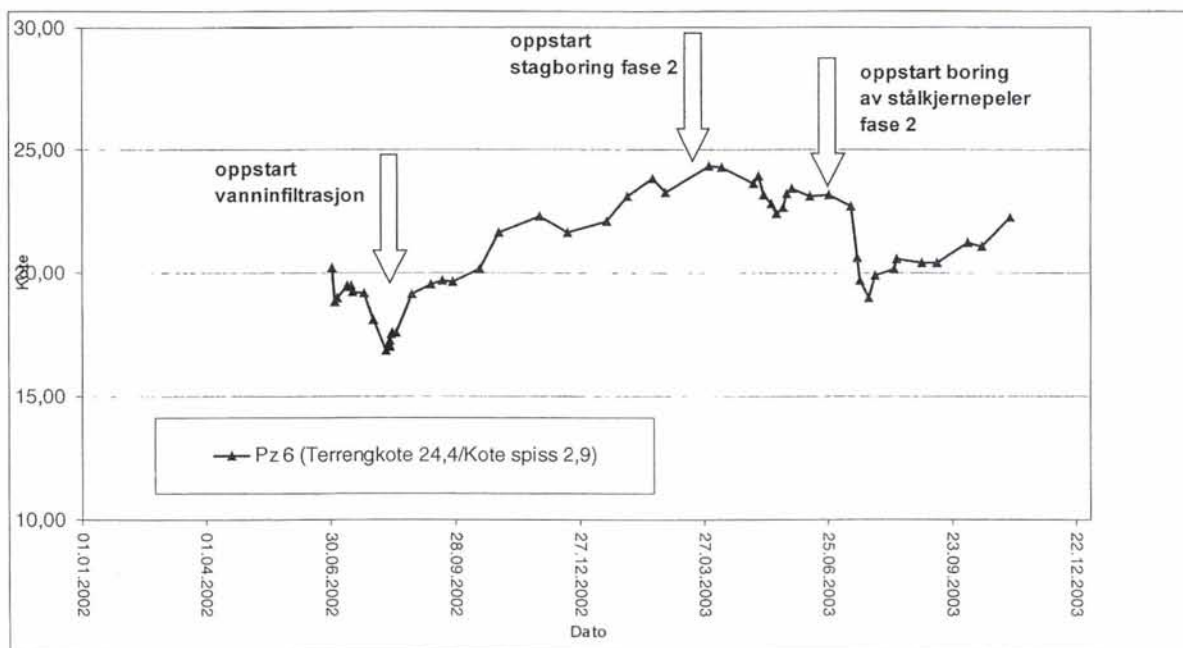
Rapporten angir videre at de vanligste lekkasjeproblemene knyttet til byggegropen er 1) direkte via fjellet, der hvor bunnen av gropa går ned i fjell eller leireoverdekningen er liten, 2) mellom spuntfot og fjell, spesielt der hvor det er permeable masser over fjell, 3) gjennom utette spuntlåser og 4) opp gjennom staghull med topp under grunnvannstanden.

Erfaringene fra byggegropene i Sandvika har vist at:

- 1) Det ble observert lite lekkasjer direkte via fjellet. Fjellet i anleggsområdet besto hovedsakelig av kalk/leirstein.
- 2) Det ble registrert til dels store lekkasjer mellom spuntfot og fjell. Der fjellet lå over traubunn ble dette løst ved at det ble støpt betongdrager ved spuntfot ned mot fjell, noe som også var angitt i kontrakten. Den største enkeltlekkasjen fikk vi imidlertid i et område der fjell lå ca. 5 - 6 m under traubunn og det var svært permeable masser over fjell, ref. grusryggen som krysset byggegropa som besk-

revet i avsnitt 4.1. Det antas at lekkasjen her var årsak til størstedelen av poretrykksreduksjonene som er registrert syd for byggegropa her. Det refereres til måler G47 på figur 1. Det ble også her støpt betongdrager, men ettersom det ikke lot seg gjøre å blottlegge fjellet ble effekten av denne redusert.

- 3) Det er registrert noe lekkasjer gjennom utette spuntlåser. Imidlertid er det for store deler av byggegropa leire bak spunten, her ble det kun registrert svært små / neglisjerbare lekkasjer. Lekkasje gjennom spuntlåser antas ikke å ha hatt vesentlig betydning for de poretrykksreduksjonene som er registrert.
- 4) Nesten alle stag som er satt i forbindelse med byggegropa har topp under grunnvannstand og det er satt over 1000 stag for sikring av byggegropene. Det var ingen klar beskrivelse av tetting mellom foringsrør og spunt i kontrakten, selv om det må sies at intensjonen hele tiden har vært at spunten inkludert staggjennomføringer skulle være tett. Den manglende beskrivelse av tetting på utsiden av foringsrørene medførte at det oppsto en diskusjon mellom byggherre og entreprenør ang. kostnads- og framdriftskonsekvenser under arbeidene med fase 1. Dette i kombinasjon med at det ikke ble satt nok fokus på tettarbeider inni foringsrørene førte til at poretrykkene sank mer enn det som burde vært nødvendig. På bakgrunn av erfaringene fra fase 1 ble det utarbeidet detaljerte arbeidsprosedyrer i forbindelse med stagarbeidene for fase 2. Det ble satt klare krav til hulltaking i spunten og til tettarbeidene, videre ble det også stilt som krav at 1 stagrad skulle være ferdig tettet og godkjent før arbeidene med stagrad 2 kunne starte opp. Den økte fokus på tetting av stag og staggjennomføringer i forbindelse med arbeidene for fase 2 medførte en akseptabel reduksjon av poretrykkene både når det gjelder størrelse og tidsperiode.



Figur 5. Poretrykksvariasjoner i forbindelse med ulike arbeidsoperasjoner.

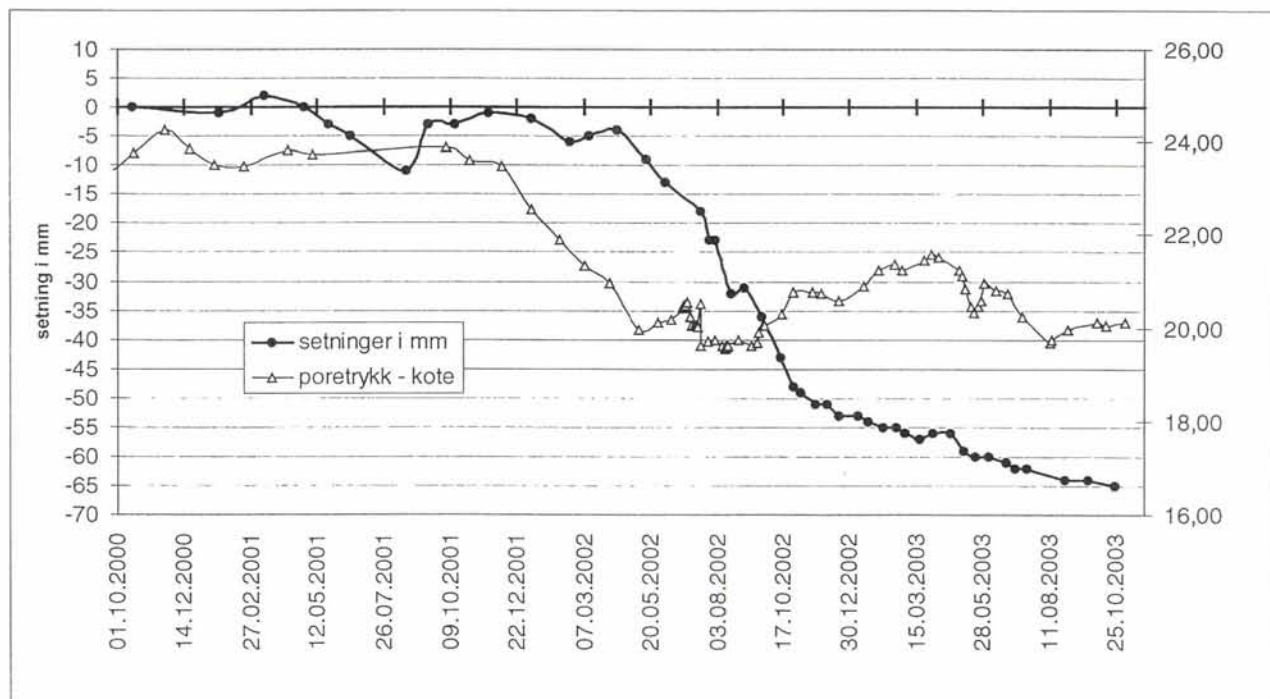
I tillegg til de potensielle lekkasjepunktene som var identifisert på forhånd var ble det også registrert markante reduksjoner i poretrykkene mot fjell i forbindelse med boring av stålkjernepeler. Dette er illustrert på figur 5.

Lekkasjene som påvirket poretrykkene kom på utsiden av foringsrørene for stålkjernepelene. Det var også en del lekkasjer inni foringsrørene, men disse ble stanset ved gysing og gjenoppboring, i noen tilfeller ble dette utført flere ganger før resultatet var akseptabelt.

Stålkjernepelene ble boret fra traubunn som lå inntil 10 m under grunnvannstand. Leira under traubunn var stabilisert med kalk-/sementpeler satt i ribber og en del av pelene ble boret i ribbene og en del av pelene ble bort mellom ribbene. Det antas at det faktisk at foringsrørene til dels er installert i kalk-/sementpeler har bidratt til lekkasjene. Vanligvis vil leira sige inntil røret etter boring. Dette skjer imidlertid ikke i ribber slik at det dannes en kanal på utsiden av foringsrøret.

6.2 Sammenheng mellom poretrykksreduksjoner og setninger.

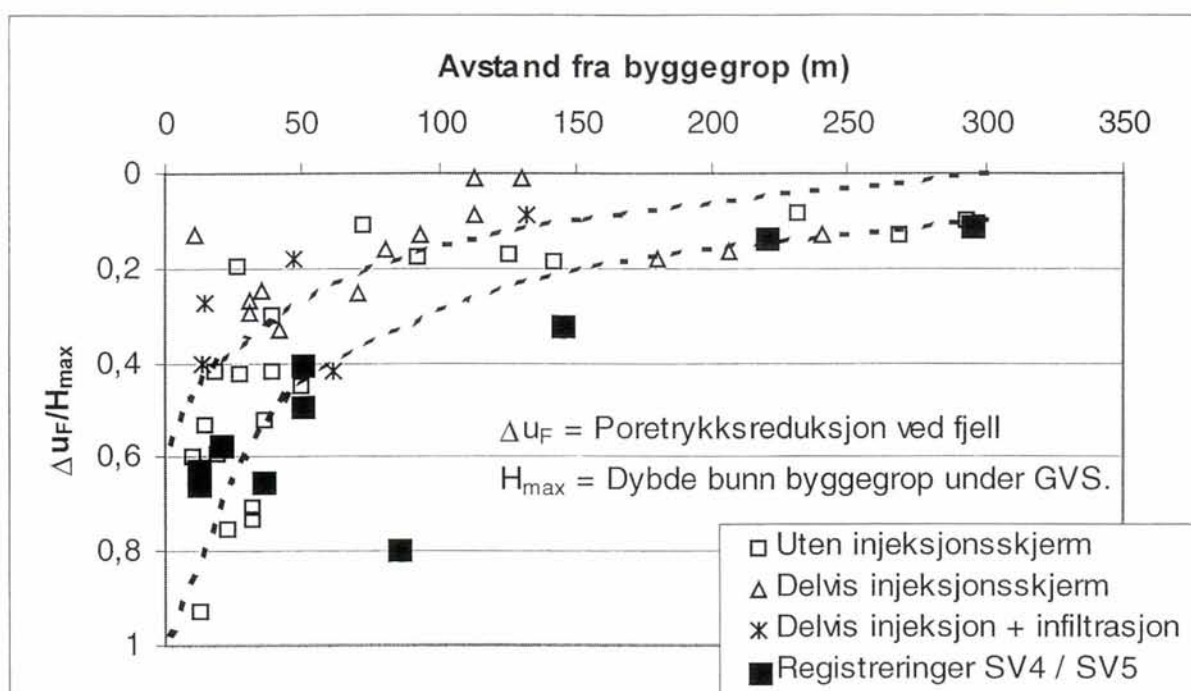
Figur 6 viser sammenhengen mellom poretrykksreduksjoner representert ved måler F5 og nærmeste bygning ca. 15m fra denne. Det tok ca. 4 mnd. fra poretrykkene begynte og falle og til det ble registrert setninger på eiendommen. Vi ser videre at igangsetting av vanninfiltrasjon med påfølgende økning i poretrykkene førte til avtagende setningshastigheter. Denne utviklingen er helt som en kunne forvente.



Figur 6. Sammenheng mellom poretrykk og setninger.

6.3 Sammenligning med andre byggegrop i leire.

Det er tidligere publisert sammenhenger mellom poretrykksreduksjoner og avstand fra byggegrop for en rekke byggegrop i leire i Oslo-området (Kjell Karlsrud, 1990). Figur 7 viser denne sammenhengen der også resultatene fra obsevasjonene i Sandvika er tatt med. Som det framgår av figuren er det registrert større poretrykksreduksjoner i Sandvika enn det en kunne forvente ut i fra tidligere erfaringer.



Figur 7. Sammenligning med andre byggegrop i leire i Oslo-området.

Etter vår oppfatning skyldes dette hovedsakelig følgende forhold: Det tok for lang tid før tetting av vannlekkassjer ble tilstrekkelig intensivt. Videre er det også en viktig faktor at byggegropene i Sandvika har en langt større utstrekning (størrelse) enn det materialet erfaringsdataene bygger på. De geologiske forholdene i området, med et meget permeabelt morenelag over fjell bidrar også, samt at innlekkasje langs yttersiden av foringsrør for stålkjernepeler er undervurdert.

7 OPPSUMMERING - ANBEFALINGER

Poretrykksreduksjoner i forbindelse med midlertidig dyp utgraving i leire under grunnvannstand er registrert i forbindelse med bygging av nytt dobbeltspor mellom Sandvika og Asker. Dette var forventet og beskrevet i reguleringsplan. Imidlertid er registrerte poretrykksreduksjoner noe større enn det som var forventet ut i fra

tidligere erfaringer. Dette skyldes flere forhold hvorav de viktigste er nærmere beskrevet videre i dette avsnittet.

7.1 Lekkasjer i og rundt foringsrør for fjellstag.

Lekkasjer i forbindelse med etablering av stag gjennom spunt kan oppstå på utsiden av foringsrøret i forbindelse med staggjennomføring i spunt og gjennom foringsrøret.

Når det gjelder hulltaking i spunt bør det være tydelig beskrevet i kontrakten at dette skal utføres med mal for å sikre at hullene ikke blir større enn nødvendig. Det bør videre også være beskrevet og tatt med poster for utvendig tetting av foringsrør. Dette ble i Sandvika etterhvert utført ved sveising. Der hullene var skåret ut med mal (i fase 2 av arbeidene) var det tilstrekkelig at sveisingen besto i å sveise på en "larve" på utsiden av foringsrøret. Der hullene ikke var tilpasset måtte det sveises på stålplater rundt foringsrørene for at tilstrekkelig tetting skulle oppnås.

Tetting av lekkasjer inni foringsrør var beskrevet utført ved bruk av kjemisk injeksjonsmiddel "taccs". Dersom dette skal virke som forutsatt er det viktig at utførelsen blir riktig. For at tettemiddelet skal virke må det etableres en tett propp å injisere mot. Dette viste seg å være vanskelig på grunn av lekkasjer rundt lissene og til dels gjennom lissene. Det er også viktig at injeksjonen pågår til det er tett selv om mengde injeksjonsmiddel som benyttes i enkelte tilfeller blir langt høyere enn forutsatt. For å sikre seg mot at injeksjonene ikke blir avsluttet for tidlig anbefales det at det tas med post i kontrakten for merforbruk av injeksjonsmasse.

Det bør også vurderes om det for stag med topp stag mer enn 2 – 3 m under grunnvannstand bør injiseres og bores opp igjen systematisk for å unngå å måtte etterinjisere. Dette er vanligvis en kostbar metode for å tette stag, men den bør likevel vurderes dersom stag settes i områder som er ømfintlige for poretryksreduksjoner.

Til slutt vil vi anbefale at innvendig avstivning alltid vurderes som et alternativ til stag.

7.2 Rekkefølge av arbeidene

En av årsakene til poretryksreduksjonene var etter vår oppfatning byggegropens størrelse. Størrelsen medfører både at byggegropen blir stående åpen lenge og at det er behov for en anseelig mengde stag.

Dersom det skal etableres byggegropen av denne størrelse i områder som er ømfintlige for poretryksreduksjoner er det viktig at det settes klare krav til entreprenøren når det gjelder rekkefølgen av arbeidene. Kravene bør inneholde klare spesifikasjoner som angir hvor mange stag som kan stå åpne av gangen før de gyses / tettes. Dette må med i anbudet da det vil ha betydning for entreprenørens framdriftsplanlegging.

7.3 Etablering av stålkjernerpeler.

Som beskrevet ble det på anlegget registrert til dels store lekkasjer opp langs ytter-siden av foringsrørene for stålkjernerpeler. Disse lekkasjene ble muligens forverret av at en del av foringsrørene ble boret i installerte kalk-/sementribber. Lekkasjene er ikke mulig å stoppe. Dersom det prosjekteres stålkjernerpeler satt fra et nivå under grunnvannstand må det alltid vurderes om eventuelle lekkasjer vil kunne føre til negative konsekvenser for omgivelsene.

I forbindelse med etablering av peler i fase 2 ble det hovedsakelig benyttet rammede H-profiler. Unntaket var der det var behov for strekkpeler og i et par soner der det var så skrått fjell at faren for skrens var stor. Observerte lekkasjer i forbindelse med H-profilene var små.

7.4 Lekkasjer ved spuntfot.

Unntatt i en dyprene der det ble satt styldespunt til fjell er all spunt rammet til fjell. Der traubunn lå under spuntfot ble lekkasjer stoppet ved at det ble støpt en betongdrager mot fjell. Der spuntfot lå under traubunn og det var permeable masser over fjell lot dette seg ikke gjøre. I slike tilfeller bør det vurderes om det skal utføres en tetting/ injeksjon i forkant av utgravingsarbeidene.

8 REFERANSER

Geovita as / Aas-Jakobsen 1999. Geoteknisk fagrapport. Detaljplan. Industriveien-Lars Jongsvei. Vurdering av poretrykks-, drenasje- og setningsforhold i forbindelse med byggegroper.

Geovita as 2002. JU Sandvika. SV-4/SV-5. Notat G116: Setningsprognoser.

Jernbaneverket 2000. Detaljplan og byggeplan. Sandvika vest.

Karlsrud K. 1990. Foredrag på NIF-kurs; Tetting av tunneler, bergrom og byggegroper. Norske Sivilingeniørers Forening. Storefjell 1990.

Baardvik G. og Braaten A. 2002. Boring av stag og stålkjernerpeler i tettbygd strøk. Erfaringer fra nytt dobbeltspor Sandvika – Asker. Geoteknikkdagen Oslo 22.11.02

Refundamentering/sikring av høyspentmast

Refundamentering / sikring av høyspentmast.

Anne Braaten, Gunvor Baardvik & Arne Vik

Jernbaneverket utbygging. PB 1162 Sentrum, 0107 Oslo, Norway

anne.braaten@jbv.no

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamveien 57B, 0957 Oslo, Norway

guro.brendbekken@optimal-geoteknikk.no

I forbindelse med bygging av nytt dobbeltspor for jernbanen mellom Sandvika og Asker utenfor Oslo var det behov for å sikre en høyspentmast som ble stående helt på kanten av en 12m dyp spuntet byggegrop i bløt kvikkleire. Den aktuelle høyspentmasten er 13 m høy og det går høyspentlinjer ut fra denne i 3 retninger, noe som medfører relativt store krefter på konstruksjonen. Selve masten er en betongkonstruksjon bestående av trykk / strekkbjelker. Masten er bygget i 1950 og den var opprinnelig fundamentert på søler under hvert mastebein. Høyspentmasten er refundamentert med ståljernepeler. Det er satt strekkpeler i bakre fundament og trykkpeler under de øvrige. Ståljernepelene er boret gjennom de opprinnelige fundamentene som måtte frigraves i forbindelse med arbeidene. Artikkelen presenterer løsningen som ble valgt for refundamentering av masta og den praktiske gjennomføringen av arbeidene. I forbindelse med arbeidene ble deformasjoner fulgt opp med hyppige målinger som også vil bli presentert.

1 INNLEDNING

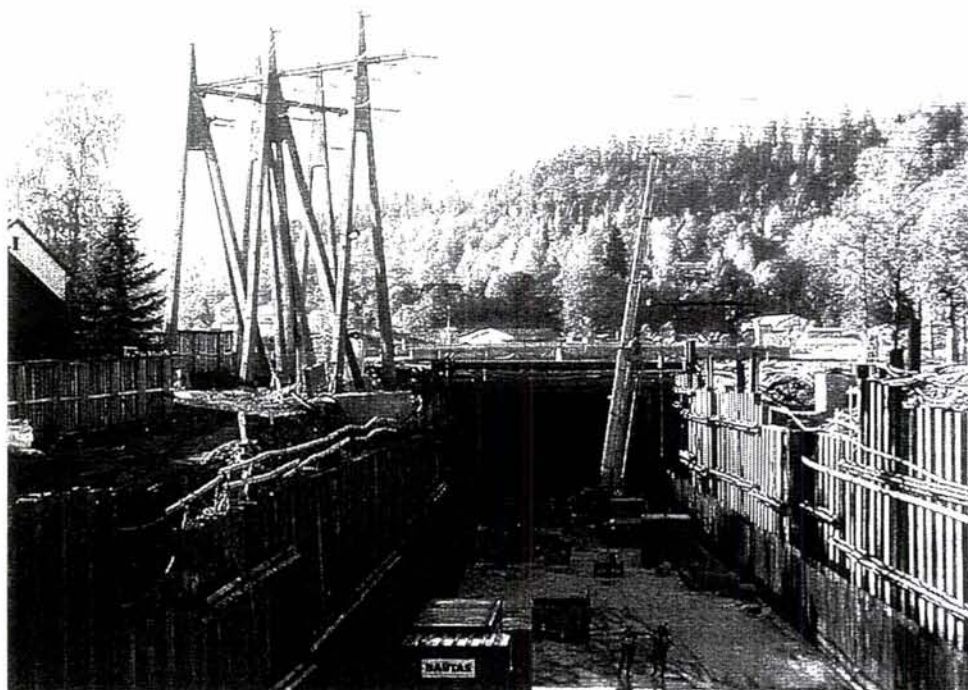
Jernbaneverket Utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker vest for Oslo. Utbyggingen er en del av et større prosjekt som etter nasjonal transportplan NTP skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika – Asker skal etter planen stå ferdig i 2005 og har en kostnadsramme på 3.8 milliarder kroner. Den første entreprisen ble påbegynt våren 2001.

Byggeteknisk prosjektering er utført av Aas-Jakobsen AS med Geovita AS som geoteknisk konsulent for strekningen fra Sandvika og fram til påhugg fjell tunnel og av Norconsult as for strekningen videre fram til Asker.

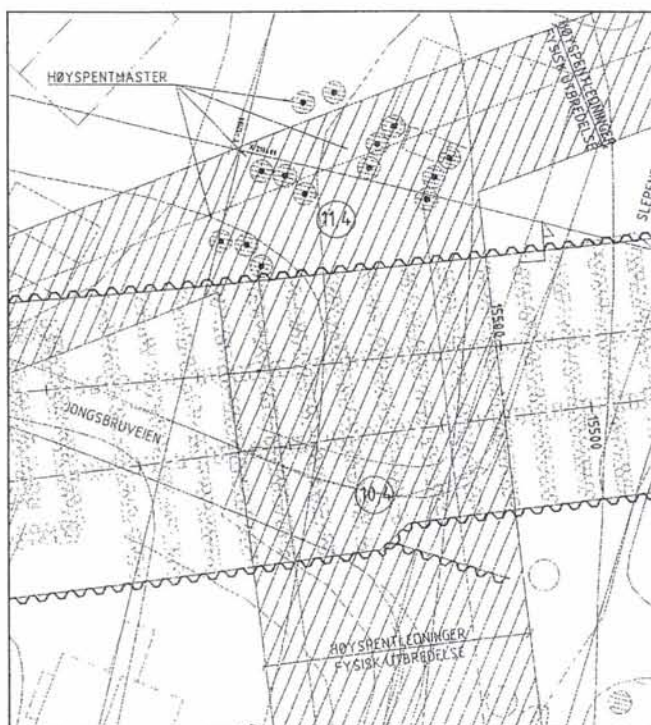
Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Fra Sandvika stasjon der parsellen starter utvides eksisterende dobbeltspor med et nytt spor på hver side over en strekning på ca. 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye hovedsporet vil hovedsakelig gå i tunnel fram til Asker.

De første 700m av østre tunnel er en løsmassetunnel i til dels meget bløt leire. Løsmassetunnelen, en plasstøpt betongkulvert, etableres i spuntede byggegrøper hovedsakelig bakforankret med stag til fjell. Høyspentmasten som omtales i denne artikkelen står helt inntil denne byggegropen som er 12 m dyp på det aktuelle

stedet. Høyspentmasta og dennes plassering i forhold til byggegropa er vist på bildet på figur 1 og på plantegning figur 2. Masta har 14 ben fordelt på 5 fundamenter og den utgjør et T-kryss for ledningene.



Figur 1. Bilde av høyspentmast (bilde tatt mot vest)



Figur 2. Plassering av høyspentmast i forhold til byggegropa.

1.1 Grunnforhold og naboforhold rundt byggegropa v/ høyspentmasta

Terrenget ligger i området på kote ca. +25 og ved høyspentmasta er det ca. 20 m fra opprinnelig terreng og til fjell.

Løsmassene over fjell består av en tørrskorpe på 1 – 2 m tykkelse over leire / siltig leire over et morenelag. Leira i området er i hovedsak meget sensitiv (kvikk) og den beskrives som normalkonsolidert. Udrenert skjærstyrke s_u er i størrelsesorden 5 – 15 kPa. Grunnvann står i eller like under eksisterende terrengnivå.

Nærområdet er preget av villabebyggelse, avstand fra masta og til nærmeste bolighus er 7 – 8 m. Tre høyspentlinjer i luftstrek er koblet til høyspentmasta og to av disse krysser over byggegropa for jernbanekulverten. Deler av fundamentet for høyspentmasta kommer i konflikt med byggegropa, se figur 10. Kablene er i forbindelse med anleggsarbeidene strømløse, men de er viktige for strømforsyningen i store deler av kommunen. Dette medfører at kablene ikke kan demonteres. Strøm skal kunne kobles på kablene i løpet av en halv time dersom det oppstår forhold knyttet til strømforsyningen som tilsier at dette er nødvendig.

Utgraving av byggegrop for etablering av jernbanekulverten ble utført etter at fundamentene for høyspentmasta var sikret / refundamentert. Spunten, vist på figur 2, er rammet til fjell og stivet av i 3 nivåer. De to øverste avstivningsnivåene består av stag til fjell. Nederste stivernivå besto av innvendig rørstiver og nettarmert magerbetong på planum. Betongplate ble etablert seksjonsvis og de innvendige rørstiverne ble fjernet suksessivt med at betongplata ble etablert. Spunten er videre avstivet under gravenivået med kalk/semert peler etablert som ribber mellom spuntveggene. Det vises også til artiklene “Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt kvikkleire med instrumentering av spunt og stag for kontroll av konstruksjonens funksjon” og “Kalk- sementribber i bløt kvikkleire som innvendig avstivning av spunt i Sandvika” av Brendbekken m.fl.

2 REFUNDAMENTERING – PRINSIPP OG UTFØRELSE

2.1 Prinsipp for refundamentering

Høyspentmasta ble bygget i 1950 og var fundamentert på såler under hvert masteben. Det forelå ingen tegninger fra byggingen av masta som viste størrelse og nivå på sålene. Det ble foretatt prøvegraving av fundamentet nærmest spuntgropa for å fastslå nivå av fundamentene. På bakgrunn av prøvegravingen ble det antatt at fundamentene var 2 x 4 m og at overkant fundament lå ca. 2 m under terreng.

Det forelå 2 alternative løsninger for refundamenteringsarbeidene:

- a) Noen av linjene skulle nedkobles i byggetiden slik at stativet ville bli avlastet. Alle fundamentene kunne dermed avgraves samtidig uten stabilitetsrisiko.
- b) Alle linjene skulle beholdes innkoblet.

På grunn av vanskeligheter med å få koblet ned linjene kom alternativ b) til utførelse. Høyspentmasta skulle refundanteres med stålkjernepeler til fjell. Det var forutsatt 2 stk. trykkpeler med diameter $\varnothing=150$ mm i hvert av de 5 fundamentene.

Utførelse av alternativ b) var opprinnelig planlagt slik at bakre fundament skulle avgraves først og jordvekt erstattes med betonglodd. Deretter skulle de øvrige fundamentene avgraves. Pelearbeider var forutsatt utført parallellt for alle fundamenter. Før refundanteringsarbeidene startet ble det etablert målepunkter på mastebeina slik at en eventuell bevegelse av masta kunne oppdages i tide og nødvendige tiltak settes i verk. Måleresultatene er nærmere beskrevet under kap. 3.

I forbindelse med avgraving for bakre fundament ble det avdekket at dette fundamentet var større enn antatt 4 x 4 m (antatt 2 x 4 m) og at det lå ca. 0,5 m dypere enn antatt. Entreprenøren hadde derfor ikke tilgjengelig ballast på anlegget som kunne kompensere for den økede mengden avgravd masse. Det var bestilt ballast tilsvarende 22 tonn mens den avgravde massen tilsvarte ca. 60 tonn. Målinger av masta i forbindelse med avgravingen viste videre at det bakre fundamentet hadde løftet seg 5-6 mm. Byggherren bestemte i samråd med konsulent og entreprenør at det skulle fylles tilbake masser for å sikre fundamentet mens løsningen ble vurdert på nytt og det kunne anskaffes mer ballast.

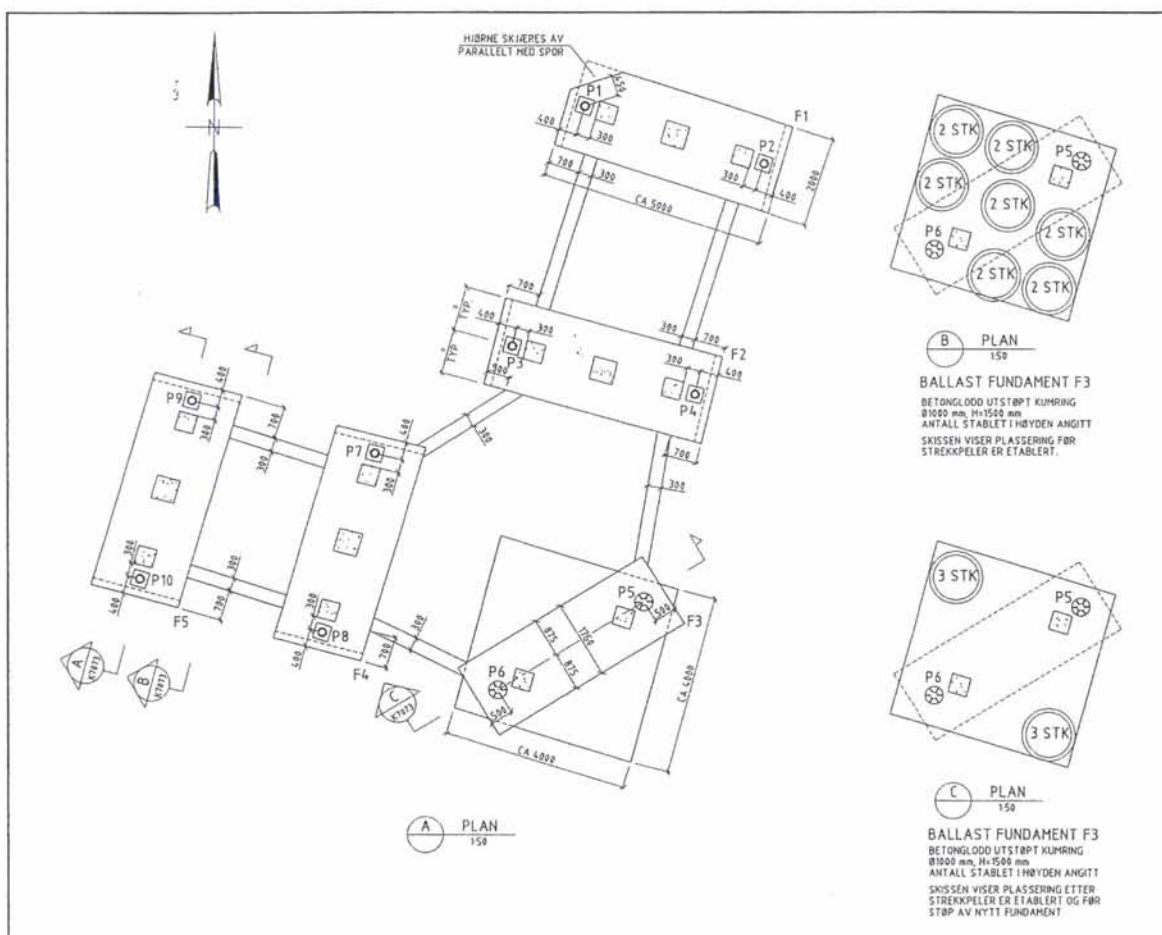
De endrede forutsetningene førte til at pelene i det bakre fundamentet ble omprosjektert slik at de kunne ta både strekk og trykk. Videre ble det lagt opp til en mer trinnvis utførelse som medførte at det bakre fundamentet var sikret mot løft før avgraving for de øvrige fundamentene.

Utførelsen er punktvis beskrevet under. Det vises også til figur 3.

1. Bakre fundament, dvs. F3 lengst vekk fra spuntlinja, avgraves til ok. fundament.
2. Jordvekt erstattes med betonglodd, se detalj B på figur 3.
3. Det kjernebores gjennom fundament for etablering av stålkjernepel $\varnothing 150$ mm.
4. Det etableres 2 stk. stålkjernepeler, strekkpeler P5 og P6.
5. Det monteres kraftoverføringsplate, dvs. plate med hull tilpasset foringsrøret som er tredd på dette og sveiset fast, på pelene P5 og P6.
6. Betongloddene flyttes som vist på detalj C på figur 3.
7. Nytt fundament støpes over/rundt stålkjernepelene/mastebeina, med skjøtarmering boret ned i eksisterende fundament.
8. Betongloddene fjernes.

Etter at bakre fundament er ferdig refundamenteres de øvrige fundamenter som følger:

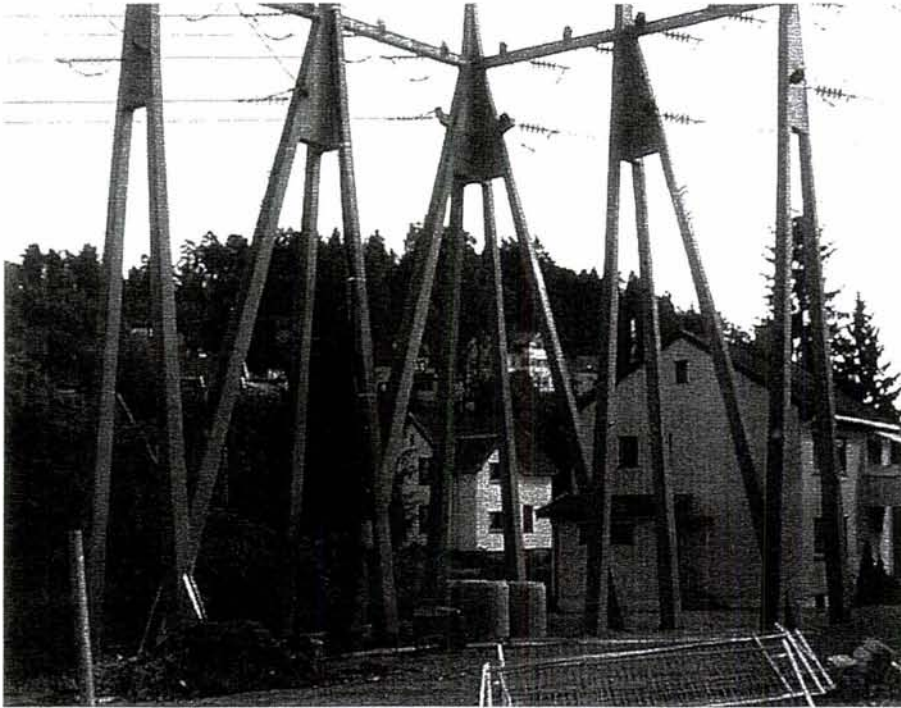
9. Det avgraves til ok. fundament for alle fundamenter.
10. Det kjernebores gjennom fundamentene for etablering av stålkjernepel $\varnothing 150\text{mm}$.
11. Det etableres stålkjernepeler, trykkpeler.
12. Nye fundament støpes over/rundt stålkjernepelene/mastebeina, med skjøtarmering boret ned i eksisterende fundamenter.
13. Avstivende skivebjelker støpes mellom fundamentene.
14. Det fylles tilbake over nye fundamenter.



Figur 3. Plan over fundamenter for høyspentmast og plan over ballastering av bakre fundament.

2.2 Utførelse av arbeidene.

Arbeidene ble utført sommeren / høsten 2002. Bildet, figur 4 viser høyspentmasta med ballastering av bakre fundament.



Figur 4. Høyspentmast. Ballastering av bakre fundament.

Etter at bakre fundament var frigravd og sikret med ballast ble det kjerneboret gjennom fundamentet for boring av foringsrør for stålkernepelene. Kjernene ble tatt vare på og vurdert med tanke på tykkelse, kvalitet og eventuell armering av fundamentet. På bakgrunn av denne vurderingen ble endelig metode for å sikre bakre fundament (ref. pkt 5 i avsnittet over) mot løft under arbeidene bestemt. Figur 5 viser plassering av ballast inntil mastebein, samt et eksempel på kerne. Som det framgår av bildet var det lite plass å arbeide på.



Figur 5. Mastebein, ballast og kerne.

I forbindelse med boring av foringsrør for stålkjernepelene ble det lagt stor vekt på at det skulle utvises stor forsiktighet ved boring for å unngå utvasking av masse under fundamentet. Det ble ikke observert noen deformasjoner under borearbeidene.

Når bakre fundament var sikret ble de øvrige fundamenter avgravd og stålkjernepeler (trykkpeler) ble installert. Arbeidene forløp uten problemer. Etter at nye fundament var støpt over stålkjerneåpelene og de gamle fundamentene og rundt mastebeina ble det støpt avstivende skivebjelker mellom fundamentene. Figur 6 viser disse skivene.



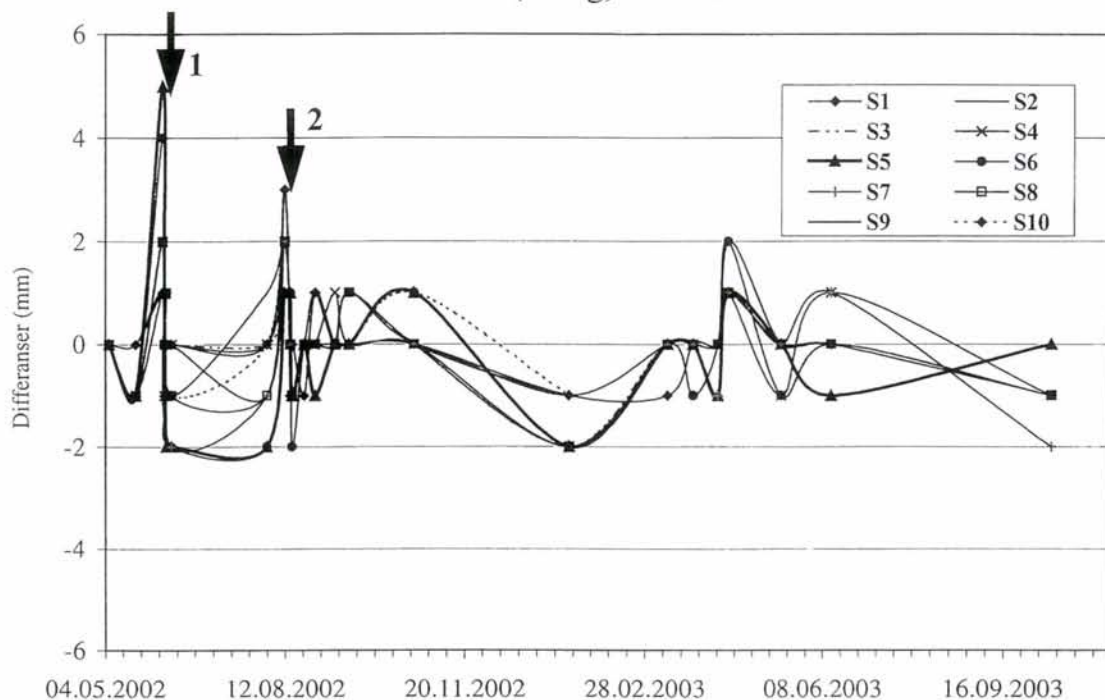
Figur 6. Avstivende skivebjelker støpt mellom fundamentene.

3 MÅLEPROGRAM

3.1 Registrerte deformasjoner under arbeidene med refundenteringen.

Som beskrevet tidligere ble det før arbeidene startet opp etablert målepunkter på mastebeina. Punkter ble etablert 5 – 6 m opp på mastebeina. Punktene er målt jevnlig inn med teodolitt slik at det ikke bare er vertikaldeformasjoner vi har målt, men også bevegelser i horisontalplanet. Målenøyaktighet for utstyret som ble benyttet er 1 – 3 mm både i vertikal- og i horisontalretning.

Figur 7 viser registrerte bevegelser i vertikalretning. Plassering av målepunktene framgår på figur 8. Heving av bakre fundament, målepunktene S5 og S6, som ble registrert under oppstart av arbeidene (merket med 1 på figur 7) skyldtes den første utgravingen for bakre fundament. Fundamentet var som tidligere beskrevet både større og lå dypere enn opprinnelig antatt. Heving av fundamentet registrert i begynnelsen av august (merket med 2 på figuren) skyldtes at det ble nødvendig å fjerne noe av ballasten for å komme til med riggen for boring av stålkjernepeler. Etter at borearbeidene var avsluttet (1 dag) ble ballasten satt tilbake.



Figur 7. Registrerte bevegelser i vertikalretning.

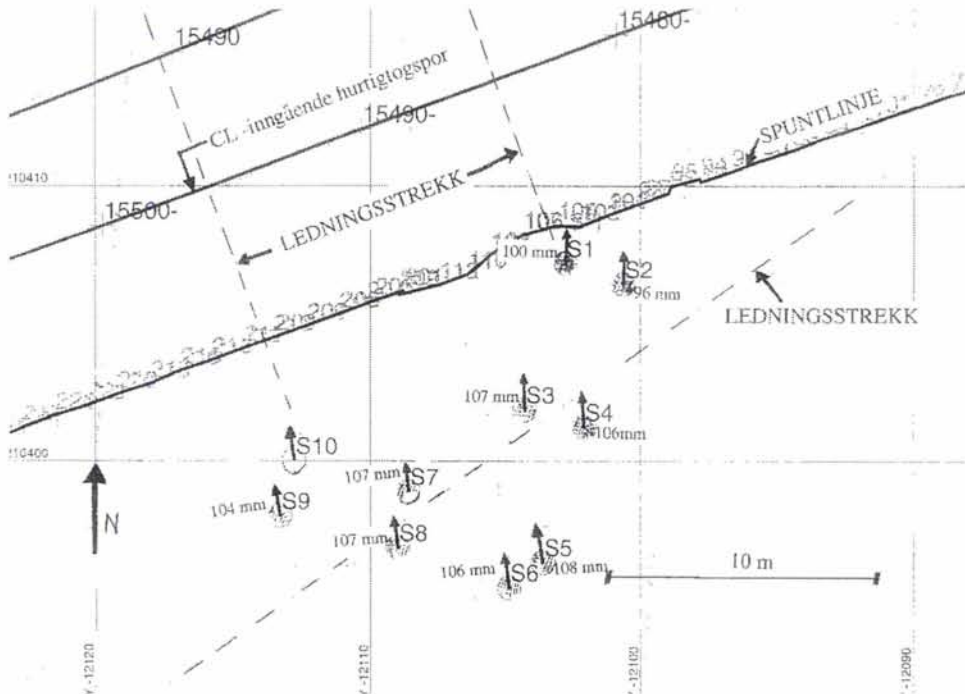
I forbindelse med frigraving av fundamentene, etablering av stålkjernepeler og øvrige arbeider med refundamenteringen ble det ikke registrert bevegelser i horisontalretning (grunnriss).

3.2 Registrerte deformasjoner under utgraving av byggegropa inntil høyspentmasta.

I forbindelse med utgraving av byggegropa for jernbanekulverten er målepunktene fulgt jevnlig opp for å fange opp eventuelle deformasjoner. Som forventet medførte ikke arbeidene med spunting, utgraving, stagboring osv. til noen deformasjoner i vertikalretning ut over de variasjonene som skyldes målenøyaktigheten.

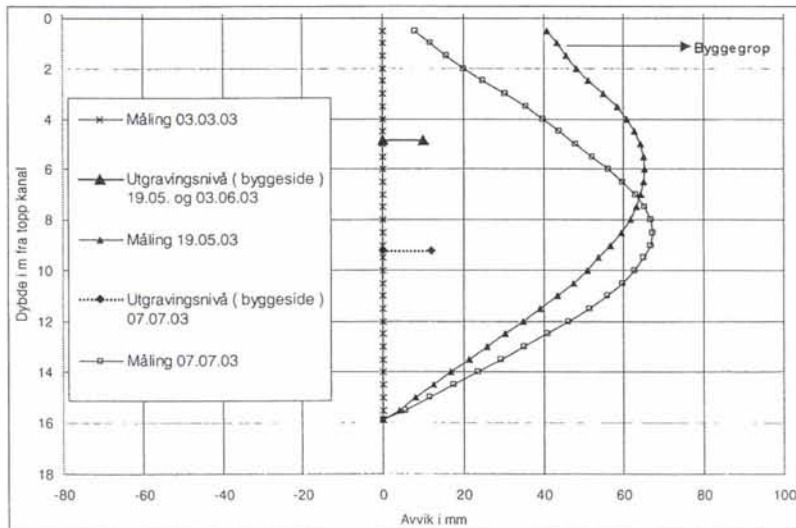
I horisontalretning ble det registrert at høyspentmasta beveget seg mot byggegropa etter hvert som denne ble gravd ut. Figur 8 viser de registrerte bevegelsene. Pilene angir bevegelsens retning og størrelsen er angitt ved siden av. Det var på forhånd

forventet at det kunne bli en slik bevegelse og både retning og størrelse lå innenfor dette.



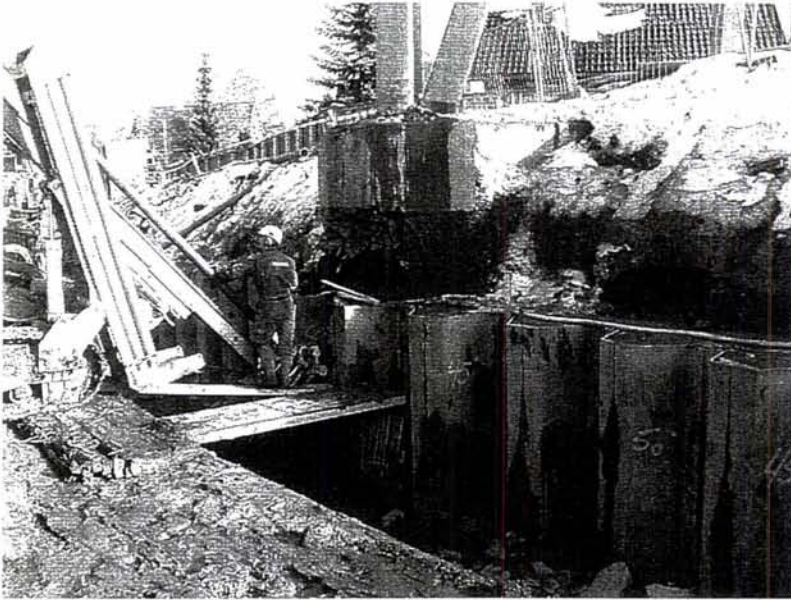
Figur 8. Registrerte bevegelser i horisontalretning

Deformasjoner på spunten er i byggeperioden fulgt opp med inklinometermålinger. Figur 9 viser registrerte deformasjoner på spunten på inklinometerkanal montert rett ut for høyspentmasta.



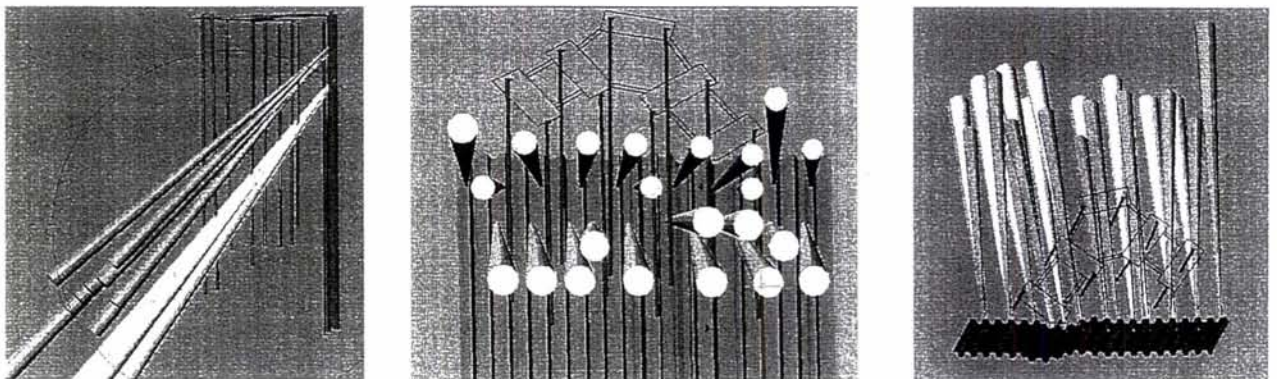
Figur 9. Inklinometermålinger i profil 15482- rett ut for høyspentmast.

4 ANLEGGSTEKNISKE UTFORDRINGER – STAGSETTING INN UNDER HØYSPENTMAST



Figur 10. Stagboring for 1 stegrad.

Plassering av høyspentmasta helt inntil byggegropa, som i det aktuelle profilet er 12 m dyp, medførte at plassering av hvert enkelt stag som skulle settes inn under masta måtte planlegges nøye for å unngå kollisjoner med stålkjernerpelene. Byggeteknisk konsulent utarbeidet tredimensjonale snitt, vist på figur 11, der toleranser for boring av stålkjernerpelene og toleranser for boring av stag var medtatt. På bakgrunn av disse ble så vinkel på stagene bestemt. Denne planleggingen medførte at alle stag inn under høyspentmasta ble satt uten at det oppsto noen kollisjoner mellom stag og peler.



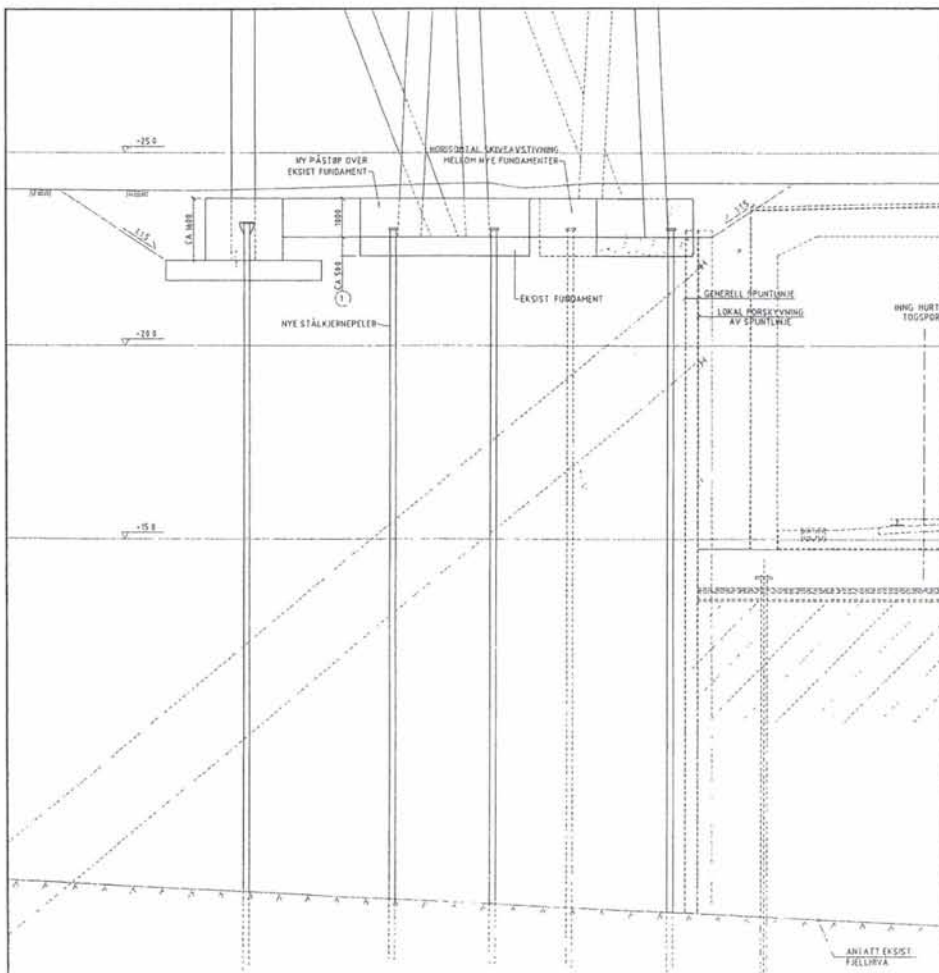
Figur 11. Snitt, oppriss og plan for stegrad 1 og 2 gjennom spunt under høyspent

5 OPPSUMMERING

Refundamenteringen av høyspentmasta forløp med få unntak uten problemer. Innledningsvis, når bakre fundament skulle frigraves, ble det som beskrevet registrert deformasjoner ut over det som var forventet. Dette skyldtes at fundamentet både var større og lå dypere enn det som var antatt. Høyspentmasta ligger nært inntil et bolighus slik at det ikke lot seg gjøre å foreta prøvegravinger her i forkant. Det ble skaffet til veie mer ballast, samt at det ble lagt opp til en mer trinnvis utførelse. Videre ble også stålkjernerpelelene i bakre fundament omprosjektert fra trykkpeler til strekkpeler. Videre arbeider forløp som forventet.

Stagboring inn under høyspentmasta ble nøye planlagt og fulgt opp for å unngå kollisjoner mellom stag og peler. En slik planlegging og oppfølging er helt nødvendig.

Figur 12 viser den ferdige konstruksjonen .



Figur 12. Tverrsnitt av ferdig konstruksjon.

6 REFERANSER

Jernbaneverket 2000. Detaljplan og byggeplan. Sandvika vest.

Aas-Jakobsen 2002. Byggetegninger (byggeplan)

Asker Stasjon - grunnarbeider nært inntil spor i drift

Asker stasjon – grunnarbeider nært inntil spor i drift.

Arne Vik, Anne Braaten, Gunvor Baardvik

Jernbaneverket utbygging. PB 1162 Sentrum, 0107 Oslo, Norway

arne.vik@jbv.no

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamveien 57B, 0957 Oslo, Norway

guro.brendbekken@optimal-geoteknikk.no

I forbindelse med bygging av nytt dobbeltspor mellom Sandvika og Asker utenfor Oslo skal hele sporområdet på Asker stasjon bygges om. Stasjonen utvides fra fem til seks spor og det skal bygges ny gangtunnel under sporene. Spor og plattformer ombygges suksessivt fra øst mot vest og arbeidene på stasjonsområdet skal skje i flere faser. Anleggsområdene er generelt trange og det går togtrafikk tett inntil anleggsområdene. Hovedutfordringene for utbyggingen av Asker stasjon er at det skal være fire spor i drift under hele anleggsperioden og at det skal foregå spuntarbeider helt inntil spor i drift. Arbeid på de to midtre sporene vil være spesielt krevende da dette pågår mens det er full trafikk på sporene på begge sider. Trange forhold mot spor i drift og mot eksisterende og framtidige konstruksjoner gjør at arbeidene er krevende og at det stilles strenge krav til toleranser for bla. spuntarbeidene. Det er stort sett moderate fjelldybder, men ved den ene enden av undergangen er det opptil 20 m dybde. I artikkelsen presenteres utfordringer og erfaringer med grunnarbeidene på Asker stasjon, med hovedvekt på spunt- og gravearbeider.

1 KORT ORIENTERING OM SANDVIKA – ASKER PROSJEKTET

Jernbaneverket Utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker. Utbyggingen er en del av prosjektet Skøyen – Asker som er planlagt ferdig i løpet av 2011. Strekningen Sandvika – Asker skal stå ferdig høsten 2005. Den første entreprisen i Sandvika ble påbegynt våren 2001 og den siste grunnarbeidsentreprisen, Asker stasjon, ble igangsatt høsten 2002. Prosjektet Skøyen – Asker skal gi økt kapasitet for trafikk på jernbanenettet vest for Oslo. Strekningen Sandvika – Asker bygges først fordi dette gir størst umiddelbar kapasitetsgevinst og lønnsomhet. Strekningen Sandvika – Asker har en kostnadsramme på ca. 3,8 milliarder kroner.

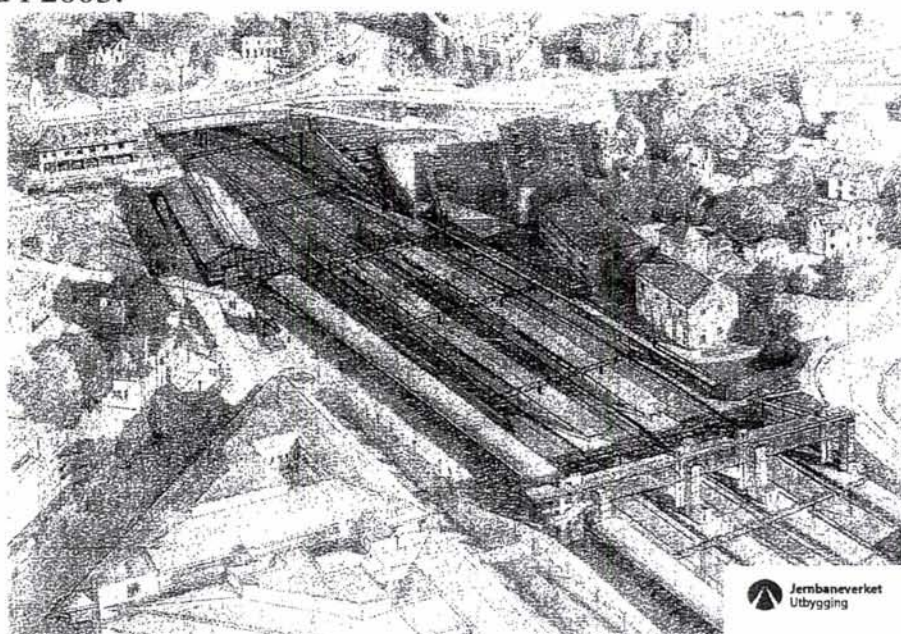
Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Gjennom Sandvika sentrum skal det eksisterende dobbeltsporet som ble bygget i 1958 utvides med et nytt spor på hver side på en strekning på ca. 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye dobbeltsporet vil videre gå i tunneler fram til Asker stasjon, med unntak av en kort dagsone på 600 m ved Solstad i Asker. De første 700 m av østre tunnel er en løsmassetunnel i til dels meget bløt leire. Fjelltunnelene Jong- Solstad

og Solstad – Asker er hhv. 2,7 km og 3,5 km lange. Fra påhugget for fjelltunnelen i Asker og fram til Asker stasjon skal det bygges en ca. 130 m lang betongkulvert for dobbeltsporet. Videre blir Asker stasjon helt ombygd som følge av ny sporplan. Antall spor økes fra 5 til 6 ved at det bygges et nytt spor mot øst. I tillegg bygges en ny undergang under sporene som sikrer god tilgjengelighet til alle plattformer. Figur 1 nedenfor viser et oversiktskart (nord-retning er rett opp på kartet) som grovt angir hvor de ulike aktiviteter på Asker stasjon skal foregå.



Figur 1. Oversiktskart over Asker stasjon

Figur 2 viser en skisse av hvordan Asker stasjon skal framstå når stasjonen er ferdig ombygd i 2005.



Figur 2. Skisse av ferdig ombygd Asker stasjon. Øverst på bildet munner den nye betongtunnelen ut under Knud Askers veg.

2 GRUNNFORHOLD PÅ ASKER STASJON

Mot nord ved innføringen til Asker stasjon er det registrert dybder til fjell på opptil 5 - 6m. Løsmassene synes delvis å være fast leire og delvis finkornige friksjonsmasser. For deler av området ved innføringen til Asker stasjon er det fyllmasser med variabel mektighet.

På selve stasjonsområdet består de naturlige løsmassene stort sett av leire. På den nordre delen av stasjonen er det relativt grunt til fjell, med dybder inntil 6 m. Prøvetaking viser at grunnen her består av fyllmasser over middels fast leire. Lenger syd på stasjonsområdet, omkring stasjonsbygningen og den nordre gangbrua over sporene, viser undersøkelser opptil ca. 20 m dybde til fjell. Generelt faller fjell-overflaten fra øst mot vest i dette området.

Prøveserier et stykke vest for den planlagte gangkulverten under sporene viser at det stort sett er bløt leire som er middels sensitiv, men det er også påvist noe kvikkleire. Videre viser prøveseriene at det er torv med varierende mektighet og i varierende dybde. På selve stasjonsområdet antas torven i stor grad å være skiftet ut med stein, men det ventes at det også er gjenværende torv under steinfylling. På den østre delen av stasjonsområdet er det relativt faste masser av fylling, sand, grus, silt og leire ned til 4 - 5 m, som også stort sett er største dybde til fjell.

3 BESKRIVELSE AV ARBEIDENE

3.1 Arbeider ved innføringen til Asker

Innføringen til Asker stasjon dekker strekningen av dobbeltsporet fra påhugget for fjelltunnelen fra nord og inn på stasjonsområdet. Anleggsområdet ligger nær sentrum i Asker og er omgitt av eksisterende bygninger og veier. Hovedarbeidene i dette området er utsprenkning av byggegrop og bygging av en ny kulvert for det nye dobbeltsporet som skal føres inn til Asker stasjon. I tillegg er det riving, flytting og gjenoppbygging av en del konstruksjoner som kommer i berøring med byggegropen. Eksisterende dobbeltspor går også i tunnel like øst for den nye traseen og nytt og gammelt dobbeltspor møtes i den nye betongtunnelen ved innkjøringen til stasjonen.

Knud Askers veg som er en av hovedveiene inn til Asker sentrum og som krysser over byggegropen, skal opprettholdes for trafikk i hele byggeperioden. En større verneverdig bygning, Hasselbakken, ligger midt i traseen og var i utgangspunktet tenkt stående på stålbeiler over byggegropen. Men i byggefasen ble det valgt å løfte bort bygningen og midlertidig plassere den utenfor byggegropa. Bygningen flyttes tilbake til den opprinnelige plasseringen etter av kulverten for det nye dobbeltsporet er støpt.

Byggegroperne for innføringen til Asker er stort sett utført med graveskråninger og sprenging og pigging i fjell, men pga. ekstra trange forhold og noe større løsmassemektheter for den søndre byggegroperen er det nødvendig å etablere noen spuntavstivinger på begge sider av byggegroperen.

3.2 Arbeider på stasjonsområdet

Arbeidene på stasjonsområdet foregår i flere faser og det skal være trafikk på fire spor til enhver tid. Ved at hele stasjonen bygges om og at det foregår andre entrepriser som spor- og elektroentrepriser, samtidig med underbygningsarbeidene, er det fremdriftsmessig avhengigheter mellom de ulike arbeidene.

Dette kompliserte arbeidet krever at entreprenøren medvirker til koordinering og at det gjennomføres et samarbeid i forhold til de andre entreprisene som skal utføres til samme tid i samme område. Anleggsarbeidene skal dessuten skje innenfor langstrakte og smale anleggsområder som til dels er begrenset av jernbanespor på begge sider i enkelte faser. Dette krever spesiell årvåkenhet og god planlegging.

Under hele utbyggingen av stasjonen kreves det at tilgjengeligheten for reisende skal være sikker og god. Videre skal all vegtrafikk ved og gjennom anleggsområdet være sikker og det foretas tiltak der anleggsarbeidene kan risikere å komme i berøring med trafikken. Sikring av togtrafikken krever også spesielle tiltak fordi det går togtrafikk tett inntil anleggsområdene. Til dels vil anleggsarbeidene også måtte berøre spor som er i drift. Det er redusert hastighet gjennom stasjonen i byggetiden.

Stasjonsområdet bygges altså om ved hjelp av en rekke jernbanetekniske driftsfaser mens jernbanetrafikken går. Hovedfasene for grunnarbeidene er kalt fase 00, fase 10 og fase 30. Varigheten av fasene er fra 7 – 10 måneder, der fase 10 har kortest varighet. I hver av disse skal det utføres:

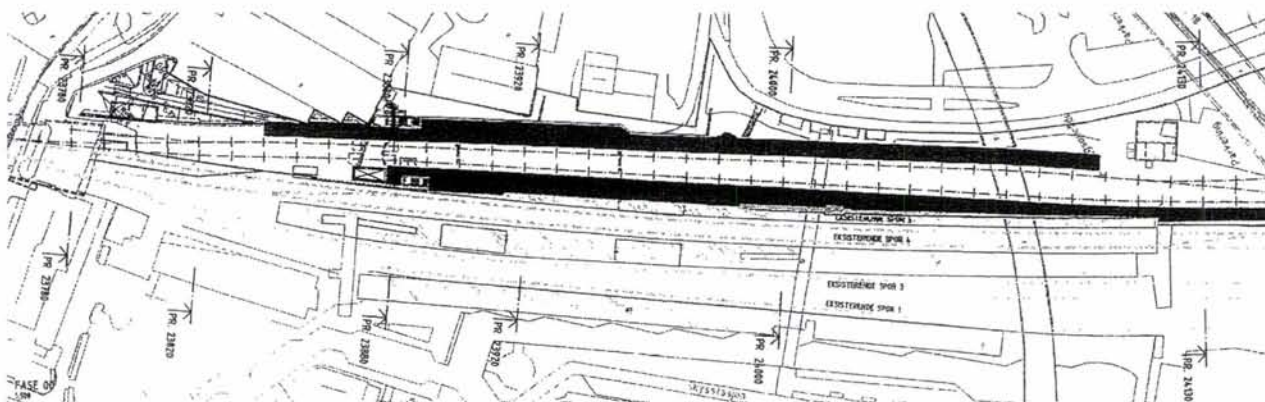
- riving av eksisterende plattformer, spor og elektrokonstruksjoner
- underbygningsarbeider for bygging av spor, ny undergang, plattformer mv.
- sporarbeider
- elektroarbeider

I underbygningsarbeidene inngår spunting, peling, graving, sprengning og oppbygging av nytt forsterkningslag for spor. Det skal benyttes spunt for å sikre nærmeste spor der det er trangest og der det er dype utgravinger, dvs. i forbindelse med undergangen og rampene opp til plattformene. Der det er større plass og grunnere utgravinger graves med suksessiv graving og tilbakefylling og dels med vanlige graveskråninger. I tillegg er det en stor andel av konstruksjonsarbeider som bygging av støttemurer, underganger, plattformer, plattformtak samt diverse utrustning på plattformene. Figurene 3, 4 og 5 viser anleggsområdene i de ulike faser på Asker

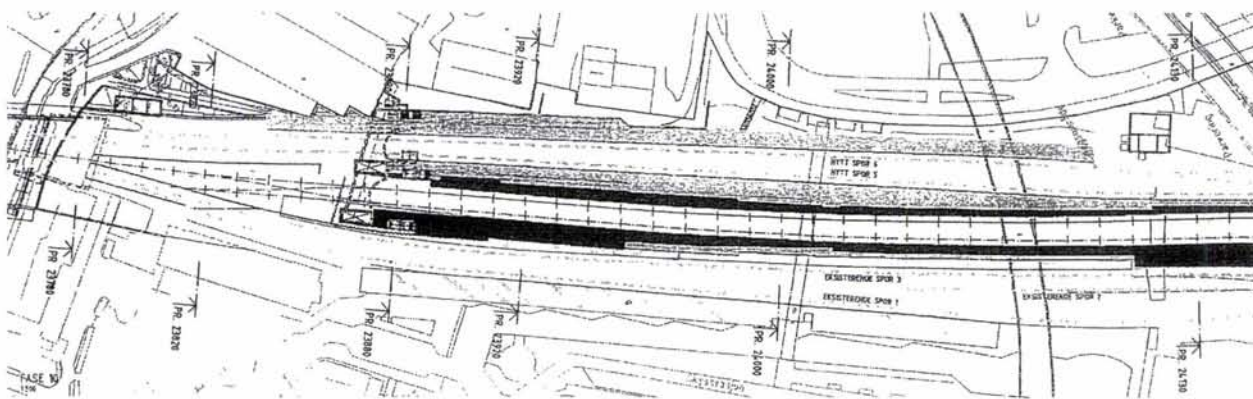
stasjon. Anleggsgrensene mot spor i drift er hovedsakelig sikret med spunt. Spuntveggene rammes stort sett til fjell og bakforankres med stag til fjell. Det meste av spunten skal trekkes etter hver fase.

Arbeidene starter på østsiden av stasjonen i fase 00. I denne fasen sikres anleggsområdet mot vest etter de anleggsgrensene som gjelder for fasen. I fase 10 er anleggsområdet inneklemt mellom spor i drift. Adkomsten til anleggsområdet skjer via en planovergang med bomanlegg i søndre del av stasjonen, mens prinsippene for sikring av spor og publikum vil være de samme som i fase 00. Denne fasen er spesielt krevende da det er trafikk på begge sider av anleggsområdet som er inntil 16 – 17 m bredde og er ca. 600 m langt. I fase 30 vil forholdene være noenlunde som i fase 10, men anleggsområdet vil imidlertid være noe bredere og adkomstforholdene noe bedre.

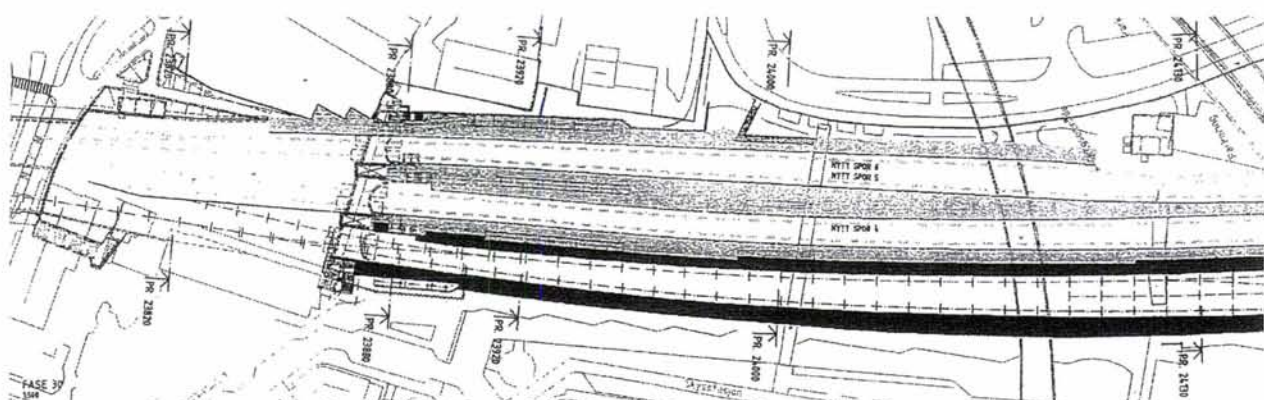
På figur 3, 4 og 5 er anleggsområdene vist med mørk grå farge, mens de områder som er ferdig bygd og tatt i bruk er vist med lys grå farge. Et flyfoto av anleggsområde og pågående arbeider i fase 10 er også vist på figur 10.



Figur 3 Anleggsområde i fase 00



Figur 4 Anleggsområde i fase 10



Figur 5 Anleggsområde i fase 30

Den største og mest kritiske aktiviteten for alle tre faser er den etappevise byggingen av gangkulverten under sporene med ramper opp til plattformer i nordre del av anleggsområdet. På grunn av skrånende fjell mot vest er gangkulverten med ramper fundamentert direkte på fjell i fase 00 og på stålkjernepeler i fase 10 og 30.

4 UTFORDRINGER OG ERFARINGER MED GRUNNARBEIDER NÆRT INNTIL SPOR I DRIFT.

Nedenfor presenteres praktiske erfaringer fra noen utvalgte utfordringer med grunnarbeidene på Asker stasjon, med hovedvekt på spunt- og gravearbeider. Isolert sett kan det meste av grunnarbeidene virke ukompliserte, men på grunn av trange anleggsområder med til dels vanskelige adkomstforhold, små toleranser og arbeid nært inntil spor i drift, er flere av arbeidene komplekse.

4.1 Erfarte utfordringer med spunt- og stagarbeider inntil spor i drift

4.1.1 Behov for nattarbeid

På grunn av at det til enhver tid skal være trafikk på fire spor på Asker stasjon, må mange typer arbeider som skal foregå helt inntil eksisterende spor utføres om natten med strømbrudd på stasjonen. Blant annet må all ramming av spunt langs spor i drift utføres på nattetid. I starten og slutten av linjebruddene går det noe tid til å kutte og å koble på kjørestrømmen. Den effektive tiden som kan benyttes til spuntarbeider blir dermed liten pr. natt. Det er derfor viktig at arbeidene er godt planlagte og at mest mulig er klargjort på forhånd. Spesielt gjelder dette rigging av maskiner, klargjøring av utstyr og materialer etc. For spuntarbeidene har all spunt vært klargjort i ferdige lengder på forhånd slik at det ikke brukes unødig tid til skjøting og kapping på nattetid. Montering og sveising av puter og alle stagarbeider utføres på dagtid.

4.1.2 Problem med forgraving i spuntlinjen

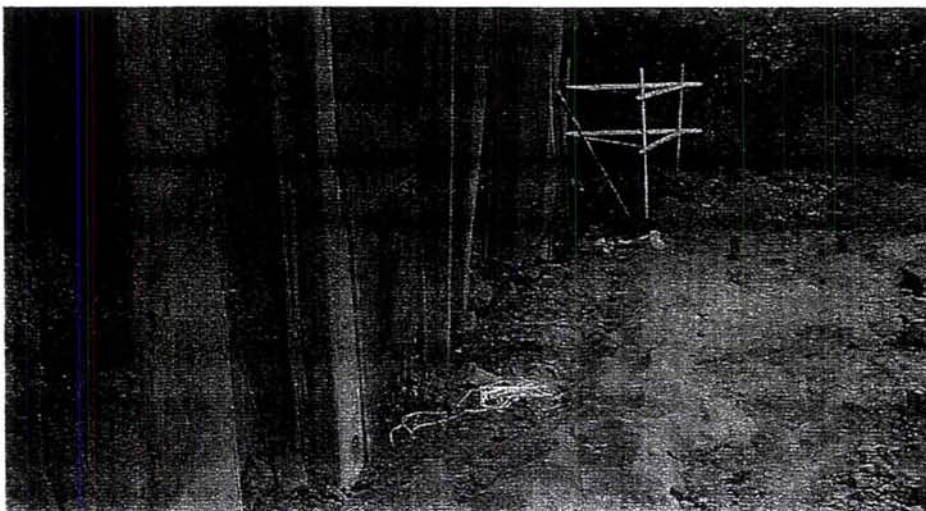
På stasjonsområdet består grunnen av inntil 2 m steinfylling i toppen over middels fast leire. På grunn av at spuntarbeidene foregår helt inntil trafikkert spor (ca 30 – 40 cm fra svillekant) er det vanskelig å utføre forgraving i spuntlinjen uten samti-

dig å undergrave sporet. Når det i tillegg er små toleranser for plassering av spuntten slik at denne ikke skal komme i konflikt med forskaling av framtidig betongkonstruksjon, har nøyaktig plassering av spuntten vært en utfordring. Erfaringene viser likevel at så lenge det ikke ble påtruffet større stein eller eksisterende konstruksjoner i bakken, ble spuntveggene satt med tilfredsstillende nøyaktighet uten at det var utført forgraving. Men det har vært viktig med stor fokus på kontinuerlig kontroll av spuntlinjen under rammingen. Dersom steinfyllingen hadde hatt større mektighet eller bestått av grovere stein ville dette trolig blitt et større problem.

4.1.3 Ramming av spunt tett inntil spor og kontaktledning

I forbindelse med ramming av spunt helt inntil svillekanten for eksisterende jernbanespor ble det utført nivellement like før og etter rammingen for å registrere evt. setninger i sporet. Ettersom det ikke var mulig å utføre særlig forgraving i spuntlinjen ble det vurdert at skadelige deformasjoner av sporet kunne oppstå ved evt. påtreff og ramming mot større stein eller eksisterende konstruksjoner i grunnen. I starten av spuntarbeidene ble det lagt opp til å ha pakkmaskiner i beredskap dersom det oppstod større deformasjoner av sporet. Det viste seg imidlertid at det ikke ble målt deformasjoner som krevde sporjustering. Ved videre spuntarbeid ble det derfor vurdert som tilstrekkelig å kun ha såkalte håndpakkere i beredskap for å justere evt. mindre deformasjoner av sporet ved behov. Verken spuntarbeider i fase 00 eller fase 10 medførte behov for sporjustering pga. ramming av spunt.

På grunn av at flere kontaktledningsåk går på tvers over sporområdet må det lages brudd i spuntveggene under åkene. Under utgraving av byggegropen må glippene i spuntten deretter tettes ved fortløpende påsveising av stålplater. På grunn av massenes beskaffenhet ved åkene i fase 00 og fase 10 var det ikke større problemer med den seksjonsvise utgravingen. Ved mer bløte og sensitive masser ved glippene ville nok problemet vært større og kunne medført framdriftsmessige forstyrrelser under utgravingen. Bilde på figur 6 viser påsveiste stålplater for å tette glipper i spuntten.

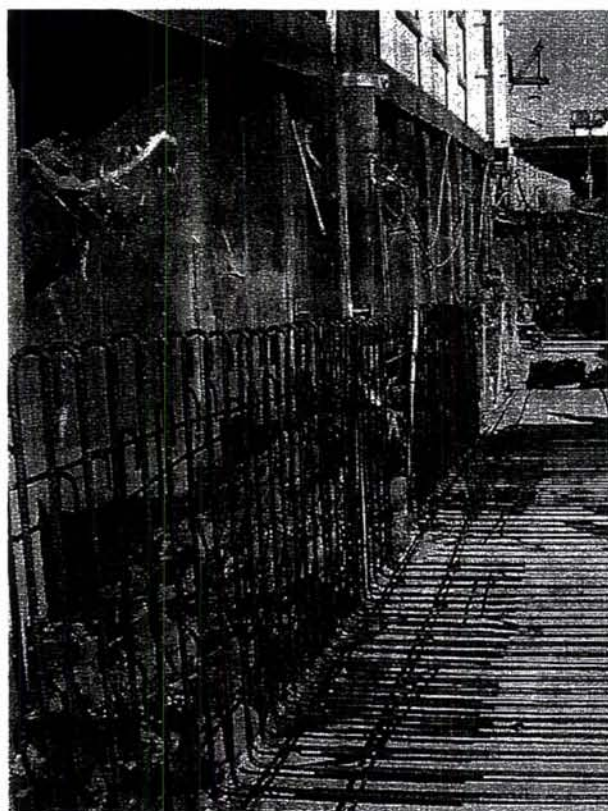


Figur 6 Påsveisete stålplater for å tette glipper i spuntvegg

4.1.4 Liten plass mellom spor, spunt og nye konstruksjoner

På enkelte steder er spuntveggen prosjektert helt inntil framtidig betongkonstruksjon på grunn av at det er krav til minimum plattformbredde mellom anleggsområdet og spor i drift. På disse strekningene har støping av ramper opp mot plattform blitt utført med ensidig forskaling mot spunten og delvis ved å montere forskaling (finerplater) direkte mot spunten. For å spare plass for å sikre at Jernbaneverkets krav til minimum plattformbredde ivaretas, ble det valgt en løsning med forankring av spunten ved bruk av en stålbjelke (HEB-profil) som felles ned langs topp spunt og stagene settes i spuntbukene i såkalte "fuglekasser". Se eksempel på figur 7. Pute og stag bygger dermed ikke inn i den framtidige betongkonstruksjonen.

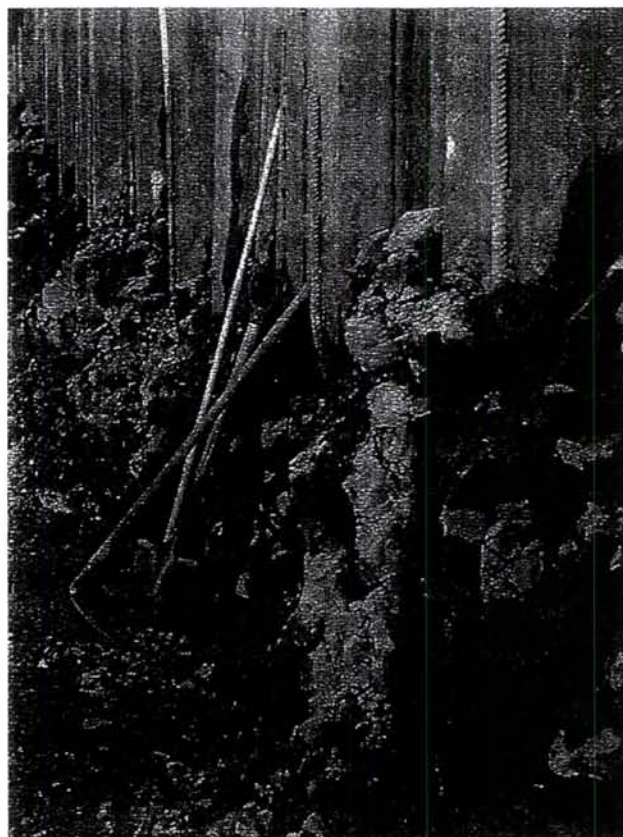
For øvrig gir en løsning med fuglekasser en større fleksibilitet når det gjelder rettingsjustering av stagene. Dette var bla. aktuelt for noen mindre spuntvegger på Asker stasjon for å unngå å bore stag gjennom en eksisterende VA-tunnel som gikk under spuntveggen. De aktuelle stagene ble vinklet bort fra tunnelen, mens stagavstanden ble beholdt omtrent som prosjektert.



Figur 7 Forankring med stag i "fuglekasser" og innfelt stålbjelke på topp spunt

I fase 00 lå fjellnivået noe høyere enn prosjektert utgravingsnivå. Dette medførte behov for å utføre sømboring og pigging av fjell ved spuntfot og ned til endelig nivå. På grunn av små toleranser måtte fjellet fjernes helt inntil spuntfoten. Imidlertid oppstod det problemer under sømboringen på grunn av at tårnet til boreriggen kom i konflikt med puten der det ikke er benyttet "fuglekasser", og sømboringen måtte

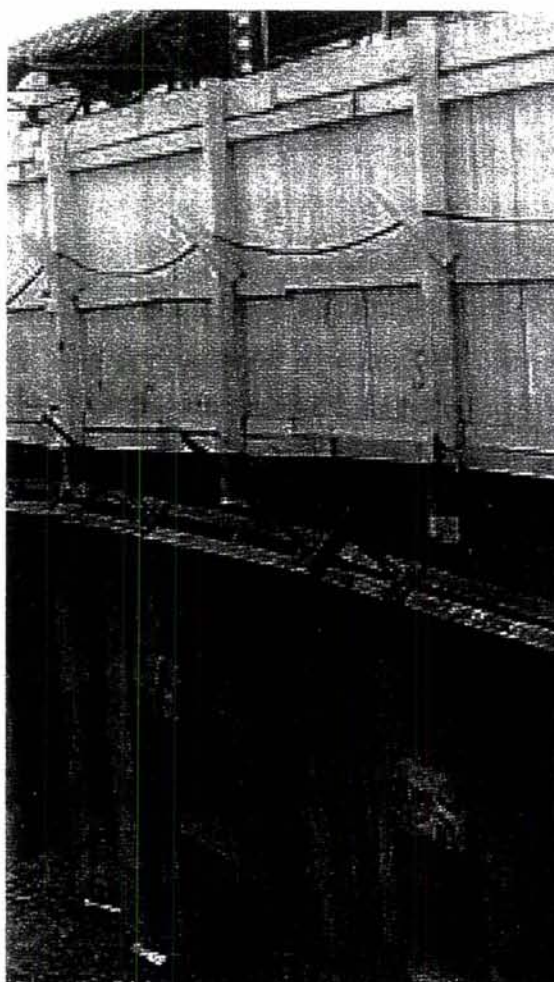
trekkes ca 0,75 m ut fra spuntfoten for å gå klar av pute og stag. Resterende fjerning av fjell inn mot spuntfot måtte utføres med forsiktig pigging innenfor utført sømboring. Spuntfoten ble sikret med ekstra skråbolter etter en fortløpende vurdering under sømboringen og piggingen. Figur 8 viser eksempel på situasjon.



Figur 8 Fjell pigget innenfor sømboring og helt inntil spuntfot

4.2 Eksisterende konstruksjoner i grunnen

Asker stasjon er ombygd og utvidet flere ganger i løpet av de siste tiår. I forbindelse med kartlegging og gjennomgang av tilgjengelig grunnlagsdata i prosjekteringsfasen var det kjent at det fantes en betydelig mengde eksisterende kabler, ledninger og konstruksjoner i grunnen. Under spunt- og gravearbeidene ble påtruffet en del eksisterende konstruksjoner og kabler i grunnen i tillegg til det som var kjent fra før, og det var en utfordring å bestemme om kablene var i drift eller ikke. I fase 00 ble det også påtruffet en del betongfundamenter i grunnen som konsekvent stod midt i spuntlinjen. På grunn av at disse ikke var kjent fra før og at mulighetene for forgraving var begrensede, ble fundamentene ikke oppdaget på et tidligere tidspunkt. Betongfundamentene skapte en del ekstra brudd i spuntveggen under rammingen, noe som igjen resulterte i ekstra sveising av stålplater, stag og skråbolter. Figur 9 viser bilder av fundamentene som fortsatt står igjen i spuntveggen. Bak spunten og sikkerhetsgjerdet på bildet er det spor i drift.



Figur 9 Betongfundamenter i spuntlinjen.

Ved en ny grundigere granskning før igangsetting av fase 10 ble det funnet gamle tegninger som viste plasseringen av disse fundamentene, og det viste seg at dette var fundamenter for gamle plattformtak fra 1950-tallet. I dag befant fundamentene seg under de eksisterende plattformene på stasjonen. Når dette først ble kjent var det mulig å lokalisere fundamentene på forhånd, og disse ble fjernet før oppstart spuntarbeider i fase 10 ved punktvis utgraving inntil spor i drift. Fundamentene fikk dermed ingen konsekvens for denne fasen og ramming av spunten i fase 10 forløp uten problemer.

For øvrig har utbyggingen av Asker stasjon vist at det generelt er viktig å foreta en grundig kartlegging av eksisterende kummer, kabel- og ledningsanlegg ute i felten i prosjekteringsfasen som et supplement og kvalitetssikring av de opplysninger som gis av offentlige etater og kabeletatene. Mange uforutsette forhold kan oppdages og avklares på forhånd dersom det investeres nok tid til en slik kartlegging før byggingen starter. Dette er spesielt viktig ved bygging i tettbebygde områder og på steder hvor det er kjent at det har foregått utbygginger over flere generasjoner.

4.3 Graveplaner

Ombyggingen på Asker stasjon medfører at det foregår mange ulike aktiviteter på små avgrensede områder. Innenfor de definerte anleggsområdene skal det eksempelvis foregå utgraving av byggegrøp, bygging av undergang, trapper og støttemurer, samt etablering av nye kummer, ledningsanlegg og føringsveger for jernbanetekniske installasjoner. Under slike forhold kan det være vanskelig å holde oversikten over rekkefølge og arealbehov som arbeidene krever.

For de objekter der tegningsgrunnlaget inneholder graveplaner med skråningsutslag for utgravinger og nødvendige utfyllinger har det vist seg betydelig lettere å avdekke evt. feil rekkefølge på arbeidene. I tillegg avdekkes da evt. områder hvor f.eks. skråningsutslag strekker seg utover de angitte anleggsområder. I de tilfeller hvor slike graveplaner mangler for kompliserte og tverrfaglige byggeobjekter har evt. feil og mangelfull prosjektering først blitt oppdaget etter igangsetting av grave- og byggearbeidene. Dette kan både få kostnadmessige og framdriftsmessige konsekvenser. I tillegg anses graveplaner som et godt hjelpemiddel for både byggherre og entreprenør i forbindelse med utførelsen av arbeidene.

4.4 Kjøring på formasjonsplan

I utgangspunktet tillates ikke kjøring på ferdig utlagt formasjonsplan. Formasjonsplanet danner toppen av forsterkningslaget og er definert som overgangen mellom jernbanens under- og overbygning. Årsaken til at det ikke bør foregå anleggstrafikk på formasjonsplanet er at denne trafikken kan forårsake at massene i forsterkningslaget blir forurenset med finstoff og at det dannes et tett sjikt på formasjonsplanet. Dette kan igjen gi frost- og teleproblemer som resultat.

Noe anleggstrafikk måtte likevel tillates på Asker stasjon pga. trange anleggsområder og begrensede adkomstforhold for transport av utstyr og materialer. Figur 10 er et oversiktsbilde fra fase 10 som viser noe av situasjonen, der anleggsområdet har en bredde på inntil 17 m og kun har adkomst for maskiner og utstyr via en planovergang i syd. Dette skyldes at det går togtrafikk på begge sider av anleggsområdet.



Figur 10 Oversiktsbilde av anleggsområdet og pågående arbeider i fase 10. Det går togtrafikk på begge sider av anleggsområdet.

Videre er underbygningen bygd opp med XPS-plater, ballastmatter og avretningslag, noe som betyr at utleggingen er tidkrevende med mange prosesser. I sum har dette medført at oppbygging av underbygningen opp til formasjonsplan måtte startes opp tidlig og foregå parallelt med andre aktiviteter som for eksempel bygging av gangundergang, plattformer, plattformtak etc. Av hensyn til logistikk og andre framdriftsmessige forhold ble det derfor i siste del av fase 00 og 10 tillatt kjøring med anleggstrafikk på ferdig formasjonsplan, under forutsetning av at forsterkningslaget ble bygd opp med en viss overhøyde over prosjektert nivå. Dette topplaget med finstoff fra anleggstrafikken skulle fjernes før endelig avretting av formasjonsplan og utlegging av ballastpukk.

I forbindelse med fjerningen av topplaget med finstoff og avretting av formasjonsplanet er det ble tatt opp flere prøver for å teste om finstoffinnholdet var øket pga. anleggstrafikken. Resultatet var at finstoffinnholdet var øket betraktelig og lå flere steder over kontraktens krav. På grunn av at framdriften vald lagt opp slik at ballastpukk og bygging av spor startet opp umiddelbart etter endelig avretting av formasjonsplanet, ble det vanskelig å kreve fjerning av ytterligere finstoffholdige masser

i toppen av forsterkningslaget. Dette ble imidlertid innskjerpet etter hvert, da entreprenøren ikke fikk legge ut ballastpukk før finstoffinholdet i forsterkningslaget etter avsluttet anleggstrafikk var dokumentert.

5 OPPSUMMERING

Ut fra foreløpige erfaringene med oppfølging av grunnarbeidene på Asker stasjon kan følgende erfaringer og anbefalinger oppsummeres:

- Det bør settes inn betydelige ressurser på kartlegging av eksisterende objekter og konstruksjoner i grunnen. Spesielt i områder der det er foregått bygging over flere generasjoner bør det gjøres en helhjertet innsats for å skaffe fram relevante historiske data. I tillegg bør det settes av tilstrekkelige tid og ressurser til å gjøre kollisjonstester og tverrfaglig kontroll, spesielt for byggeobjekter og områder hvor eksempelvis flere rådgivere innenfor ulike fagområder har utarbeidet anbudsgrunlaget.
- Det bør gjøres en tidlig detaljprosjektering av spunt og løsninger for avstiving ved spesielt trange forhold. Selv om utførelsen isolert sett ikke er spesielt komplisert, kan nærhet til eksisterende og/eller framtidige konstruksjoner gjøre løsningen kompleks når det kommer til utførelse. Rekkefølge av arbeider og objekter i grensesnitt mellom ulike anleggsfaser bør vies ekstra oppmerksomhet. Flest mulige detaljer bør vises på tegning dersom løsningene er spesielle.
- Alle tillatte toleranser for ansett og retningsavvik for spunt og betongarbeider må tas hensyn til ved angivelse av teoretisk spuntlinje. Vurderingen må også inkludere plass for puter og stag samt evt. plass for boring under pute. Hvis det ikke er mulig å utføre forgraving i spuntlinjen må det også forventes noe større retningsavvik enn i forgravid spuntlinje.
- Ved ramming av spunt tett inntil spor i drift bør det lages et program for innmåling av spor før og etter spuntarbeidene, slik at sporets beliggenhet kontrolleres før det åpnes for togtrafikk. Selv om det ikke oppstod uakseptable deformasjoner for sporene på Asker stasjon, kan situasjonen være helt annerledes ved andre grunnforhold og annen rambarhet av massene.
- Det bør utarbeides graveplaner som viser skråningsutslag i områder hvor det skal foregå bygging av flere ulike objekter på forskjellige tidspunkt. Dette bidrar til lettere å avdekke problemer ved rekkefølge og plassbehov før oppstart av arbeidene. Erfaringer fra Asker stasjon viser at dette er en fordel for både prosjekterende, entreprenør og byggherre. Ved behov for omfattende forgraving i spuntlinje bør det også vurderes å lage graveplaner for å sjekke plassbehov for dette.

- Der det av ulike årsaker må tillates trafikk på formasjonsplanet er det viktig at det bygges opp en solid anleggsveg med tilstrekkelig overhøyde slik at massene i forsterkningslaget ikke knuses ned eller forurenses. Det må ikke tillates videre utlegging av ballastpukk før det er dokumentert at massene i forsterkningslaget tilfredsstillende etter endt anleggstrafikk. Om mulig bør trafikk på ferdig utlagt formasjonsplan forbys.

Det understrekes at i skrivende stund er utbyggingen av stasjonen kun kommet ca. halvveis. Blant annet vil ramming av spunt og boring av stag i fase 30, som starter i juli-04, utføres i kontakt med en betongplate mot Asker sentrum som er fundamentert på betongpeler. Betongplaten befinner seg i området like vest for sporområdet og dekker området ved bussterminalen og taxisentralen i Asker. I fase 30 må deler av denne platen skjæres opp for kunne utføre spuntarbeidene mot vest og ved boring av stag må det gjøres ekstra nøye vurderinger for å unngå å treffe betongpelene for trafikkplaten. I denne fasen vil også størstedelen av stålkjernepelene komme til utførelse. Denne artikkelen dekker dermed langt fra alle erfaringer med spunt-, pele- og gravearbeider i forbindelse med ombyggingen av Asker stasjon

6 REFERANSER

Jernbaneverket 2000. Detaljplan for nytt dobbeltspor Skøyen – Asker, parsell Hønsveien – Asker.

Jernbaneverket 2002. Byggeplan Underbygning/areal. Hønsveien – Asker

Jernbaneverket 2002. Anbudsgrunnlag JA5 Asker stasjon

**Staglastmålinger - mulige feilkilder knyttet til kalibrering
og avlesning ved ulike lufttemperaturer**

Staglastmålinger – mulige feilkilder knyttet til kalibrering og avlesning ved ulike lufttemperaturer.

Arne Vik, Anne Braaten, Gunvor Baardvik

Jernbaneverket utbygging. PB 1162 Sentrum, 0107 Oslo, Norway

arne.vik@jbv.no

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamveien 57B, 0957 Oslo, Norway

guro.brendbekken@optimal-geoteknikk.no

Under utgraving av en større spuntavstivet byggegrop for nytt dobbeltspor i Sandvika utenfor Oslo, ble det som en del av en utvidet geoteknisk kontroll utført staglastmålinger i tillegg til inklinometermålinger og deformasjonsmålinger av topp spunt. I artikkelen presenteres erfaringer med oppfølging av staglastmålerne, med hovedvekt på feilkilder knyttet til mulig temperaturpåvirkning samt usikkerhet til hvilke kalibreringsfaktorer som er riktig å benytte ved ulike lastnivåer. Avlesninger av staglastmålere til forskjellige tidspunkt og temperaturer over døgnet ga noe forskjellige laster til tross for at utgravings- og belastningsnivået i byggegropa ikke var endret. Under stagoppspenning ble staglastmålerne kalibrert ut i fra forholdet mellom manometer på jekk og avlest kraft på lastcelle. Erfaringene viser at kalibreringsfaktoren varierer relativt mye ved ulike lastnivåer, noe som skapte usikkerhet knyttet til hvilken kalibreringsfaktor som var riktig å benytte. I artikkelen gjøres det ulike sammenstillinger og det pekes på at instrumenteringen representerer en viss feilkilde som kan influere på sikkerhetsnivået.

1 KORT ORIENTERING OM SANDVIKA – ASKER PROSJEKTET

Jernbaneverket Utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker. Utbyggingen er en del av prosjektet Skøyen – Asker som er planlagt ferdig i løpet av 2011. Strekningen Sandvika – Asker skal stå ferdig høsten 2005. Den første entreprisen i Sandvika ble påbegynt våren 2001 og den siste grunnarbeidsentreprisen, Asker stasjon, ble igangsatt høsten 2002. Prosjektet Skøyen – Asker skal gi økt kapasitet for trafikk på jernbanenettet vest for Oslo. Strekningen Sandvika – Asker bygges først fordi dette gir størst umiddelbar kapasitetsgevinst og lønnsomhet. Strekningen Sandvika – Asker har en kostnadsramme på ca. 3,8 milliarder kroner.

Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Gjennom Sandvika sentrum skal det eksisterende dobbeltsporet som ble bygget i 1958 utvides med et nytt spor på hver side på en strekning på ca. 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye dobbeltsporet vil videre gå i tunneler fram til Asker stasjon, med unntak av en kort dagsone på 600 m ved Solstad i Asker. De første 700 m av østre

tunnel er en løsmassetunnel i til dels meget bløt leire. Fjelltunnelene Jong- Solstad og Solstad – Asker er hhv. 2,7 km og 3,5 km lange. Fra påhugget for fjelltunnelen i Asker og fram til Asker stasjon skal det bygges en ca. 130 m lang betongkulvert for dobbeltsporet. Videre blir Asker stasjon helt ombygd som følge av ny sporplan. Antall spor økes fra 5 til 6 ved at det bygges et nytt spor mot øst. I tillegg bygges en ny undergang under sporene som sikrer god tilgjengelighet til alle plattformer.

2 GRUNNFORHOLD OG GEOMETRI FOR DEN AKTUELLE BYGGEGROPEN

Den delen av prosjektet som omtales i denne artikkelen er en ca 400 m lang byggegrop for dobbeltsporet betongkulvert inn mot tunnelpåhugget ved Jong like vest for Sandvika. Terrenget på strekningen er svakt stigende fra kote + 25 til kote +28 ved tunnelpåhugget. En stor og to mindre dyprenner krysser på skrått tvers over traseen. Fjellnivåene varierer fra fjell i dagen og til dybder på opptil 35 m.

Løsmassene over fjell består av en tørrskorpe med 1 – 2 m tykkelse over leire og siltig leire. Mot fjell er det et morenelag med lokalt varierende mektighet. Leira er i hovedsak meget sensitiv (kvikk) og den beskrives som normalkonsolidert. Skjærstyrken ligger i området 5 - 15 kPa i de bløteste lagene. Grunnvann står i eller like under eksisterende terrengnivå, og det er i enkelte områder registrert et svakt poreovertrykk over fjell i forhold til hydrostatisk trykk fra terreng.

Ettersom fjellnivået varierer langs traseen ligger traubunn stedvis på utsprengt fjell og stedvis på løsmasser med dybder til fjell inntil 25 m under planum. Det er gravet ut til fjell eller til en dybde som varierer fra 11,5 – 13, 5 m under eksisterende terreng.

Byggegroppa for løsmassetunnelen er utført med spunt til fjell eller med styltespunt, bakforankret med midlertidige stag til fjell. Spunten er i tillegg stabilisert med kalksement-peler i ribber mellom spuntveggene i de dypeste delene av groppa.

3 INSTRUMENTERING FOR UTVIDET GEOTEKNISK KONTROLL

I den opprinnelige utførelsen fra anbudet vises at spunten skal avstives med 3 og 4 stagrader i de kalkstabiliserte områdene. Men i byggefasen ble det utført en omprosjektering av spunten ved at de øvre stagnivåene ble senket til laveste mulige nivå slik at nedre nivå kunne utgå.

Når det gjelder presentasjon av det utvidete kontrollopplegget med resultater og tiltak vises til artikkelen ”Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt kvikkleire med instrumentering av spunt og stag for kontroll av konstruksjonens oppførsel” av Gu-ro Brendbekken m.fl.

I dette reviderte konseptet ble det lagt opp til et program for instrumentering som kontrollerer at samvirkekonstruksjonen (løsmasser, spunt og stag) oppfører seg som forutsatt under utgravingen. Denne kontrollen gjorde det mulig å senke det beregningsmessige sikkerhetsnivået, og materialkoeffisienter for løsmasser, stag og spunt kunne reduseres. Sikkerheten er likevel ivaretatt ved øket kontroll. I tillegg ble det utarbeidet tiltak som skulle settes i verk dersom det oppsto en situasjon utenfor det nye sikkerhetsnivået.

Pga. bruk av kalk-sement-peler i den sensitive leira innenfor byggegropa var det forventet at et evt. brudd ikke ville opptre som et sprøbrudd. En mer nøytral bruddmekanisme gir bedre muligheter til å senke sikkerhetsnivået.

Endringen ga mulighet til å fjerne en stegrad og entreprenøren slipper med en gravefase mindre i de bløte massene.

For å tillate reduksjonen av sikkerhetsnivået ble det i forbindelse med det økte kontrollomfanget etablert følgende instrumentering:

1. Totalt 14 inklinometerkanaler som måler spuntdeformasjoner ned til fjell.
2. 15 staglastmålere som gir stagets totale belastning direkte avlest med manometer. Lastmålerne ble fordelt slik at alle stagnivåer og begge sider av byggegropen ble dekket.
3. Elektriske poretrykksmålere ble satt i to nivåer like på utsiden av spuntveggen for å måle poretrykksendringer i løsmassene under utgraving og oppspenning (dette gjaldt kun på ett sted langs spuntveggen)

Kontrollen ble gjennomført ved at staglastmålere, inklinometerkanaler og topp spunt ble målt like før og etter hver stagoppspenning og hvert utgravingsnivå. For hvert nivå ble deformasjoner og staglaster kontrollert mot beregningen i bruksgrensetilstanden. Dersom de målte verdiene avviker sterkt fra de beregnede, settes i verk tiltak for å opprettholde nødvendig sikkerhet for konstruksjonen. Aktuelle tiltak var bl.a. avlastning bak spunt, seksjonsvis graving og kortere avstand mellom stegradene.

4 OBSERVERTE FEILKILDER VED STAGLASTMÅLINGENE

Erfaringer med oppfølging og avlesning av staglastmålerne har avdekket mulige feilkilder. Dette gjelder hovedsakelig forhold knyttet til mulig temperaturpåvirkning av målerne samt usikkerhet til hvilken kalibreringsfaktor som er riktig å benytte ved ulike lastnivåer. Dette diskuteres nærmere nedenfor.

4.1 Mulig påvirkning pga. temperaturvariasjoner

I en periode i månedsskiftet mai/juni 2002 viste noen lastmålerne i 1. stagrad i et av de to kalk-sementstabiliserte områdene en del høyere krefter enn beregnet under utgraving til nivå for 2. stagrad. Dette gjaldt et avgrenset område av byggegropa og målerne i dette området ble derfor avlest hyppig for å kunne vurdere om det skulle iverksettes avlastning bak spuntveggen.

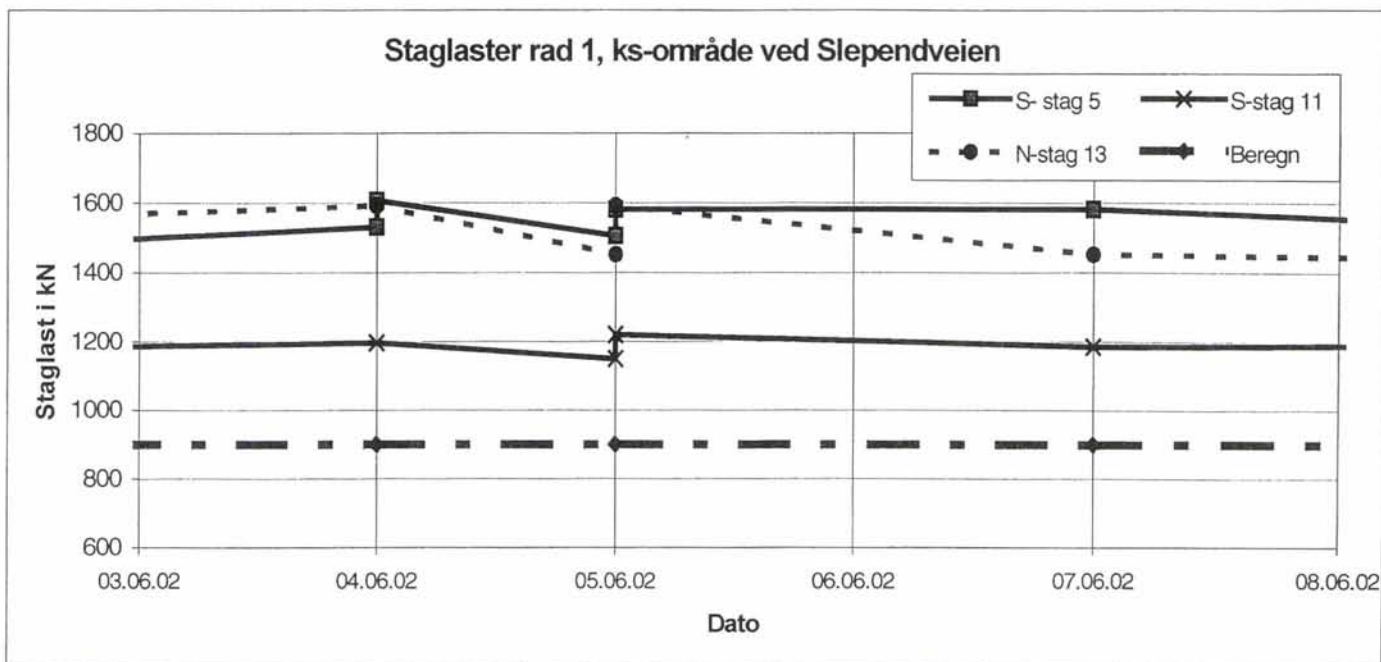
Under disse hyppige målingene viste det seg at avlesninger til forskjellige tidspunkt over døgnet ga forskjellige staglaster, til tross for at forholdene i byggegropa ikke var endret mellom målingene. I perioden var det skyfritt vær med sol og høye dagtemperaturer, og målingene midt på dagen og på ettermiddagen viste klart høyere verdier enn målinger tidlig på morgenen. Dette framgår av en sammenstilling av avleste staglaster vist i tabellen nedenfor.

Dato	Klokkeslett	Lufttemperatur ved aktuelt måletidspkt.	Avleste staglaster (kN)		
			Stag S-5	Stag S-11	Stag N-13
04.06.02	13:30	ca. 25 °C	1530	1197	1591
04.06.02	21:00	ca. 23 °C	1607	-	-
05.06.02	06:45	ca. 16 °C	1505	1150	1451
05.06.02	14:30	ca. 26 °C	1581	1220	1591
07.06.02	07:30	ca. 16 °C	1581	1185	1451

Tabell 1 Sammenstilling av staglastmålinger for å illustrere mulig effekt av temperatur og solpåvirkning (1. stagrad). Temperaturer er opplyst fra Meteorologisk institutt.

Spesielt lastmåleren på nordre spuntvegg (N-13) som var påvirket av sol store deler av døgnet, viser en forskjell på 140 kN, dvs. ca 10%, mellom målinger tidlig om morgenen og på ettermiddagen. Også målerne på søndre spuntvegg viser samme tendens, selv om disse forskjellene er noe mindre. Dette kan kanskje skyldes at den søndre vegg ikke var så eksponert for soloppvarming som den nordre. Antall soltimer pr. døgn på søndre vegg var ca. 4 timer, mens den nordre vegg hadde ca. 10 soltimer pr. døgn.

Et utdrag av diagrammet for staglastmålerne i det aktuelle tidsrommet er vist i figuren nedenfor (jf. tallverdier vist i tabell 1).



Figur 1 Variasjon i avleste staglaster i periode med høye dagtemperaturer. Last-situasjon og utgravingsnivå i byggegropa er uendret.

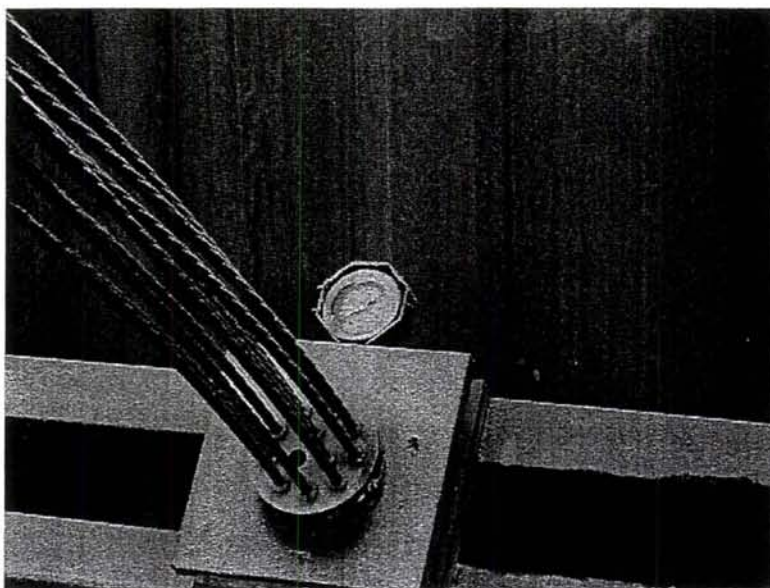
Leverandøren av målerne ble kontaktet med spørsmål om de observerte variasjonene kunne forklares med temperaturfølsomhet hos selve lastcellene. Etter en gjennomgang og flere tester hos produsenten var svaret at cellene i seg selv ikke kunne gi disse avvikene. Det er likevel ingen tvil om at det ble målt reelle variasjoner i staglaster, og det er vanskelig å se andre forhold enn soloppvarming og temperaturvariasjoner som sannsynlig årsak.

Da den observerte variasjon av verdier tross alt var av begrenset størrelse ble det ikke foretatt ytterligere undersøkelser for å finne årsakene til avvikene, men videre avlesninger av målerne ble konsekvent foretatt i samme tidsrom på døgnet, tidlig om morgenen, for å få mest mulig sammenlignbare resultater.

4.2 Feilkilder knyttet til kalibrering av målerne

4.2.1 Kalibrering av lastceller under oppspenning av stag

Oppspenning av stag ble utført med jekk med manometer etter vanlig prosedyre opp til angitt prøvelast og stagene ble deretter spent ned før de igjen ble oppspent og låst på gitt låselast. For stag med påmonterte lastceller var det behov for å kalibrere lastmålerne mot oppspenning med manometer på jekk, slik at lastmålerne kunne følges opp i forhold til denne lasten under videre utgraving og oppspenning av øvrige stager. Figur 2 nedenfor viser bilde av en lastcelle.



Figur 2. Bilde av lastcelle

Kalibreringen ble utført ved at det for hvert av de ulike lasttrinnene (0.4, 0.7 og 1.0 * prøvelast samt låselast) ble foretatt en samtidig avlesning av både manometer på jekk og lastcelle. Kalibreringsfaktoren beregnes ut fra forholdet mellom avlest last på manometer og avlest kraft på lastcelle for hvert lasttrinn under oppspenningen (dvs. kalibreringsfaktor = avlest last på manometer/avlest last på lastcelle). Kalibreringsfaktor ved låselast ble benyttet under oppfølging av lastcellene.

Ved avlesninger av manometer og lastcelle for ulike lastnivåer opp til prøvelast, viste det seg at kalibreringsfaktorene varierer relativt mye for de ulike lastnivåene jf. eksempel i tabell 2 nedenfor. Tabellen viser avleste verdier for en utvalgt lastcelle, nr. N-13 (1. stagrad), ved oppspenning opp til prøvelast (P) og låselast.

Last	0,4*P	0,7*P	1,0*P	Låselast (0,41 *P)
Avlest manometer på jekk	850	1488	2125	880
Avlest lastcelle	520	1260	1790	564
Kalibrering	1,63	1,18	1,19	1,56

Tabell 2 Kalibrering av staglastmålere under oppspenning. Lastcelle N13

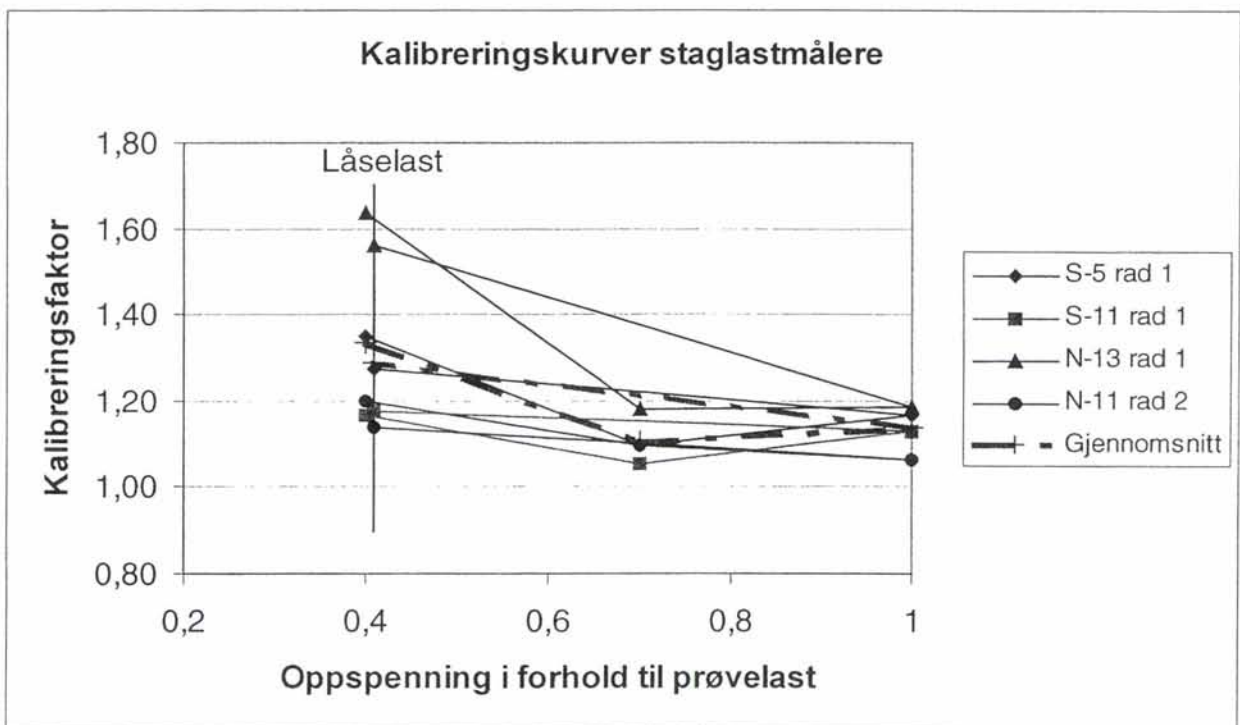
Lastcelle nr. N-13 befinner seg på den nordre spuntveggen i det ene av de to kalksementstabiliserte områdene og lastcellen viste betydelig høyere staglaster enn beregnet i forbindelse med avgraving til 2. stagrad. Med bakgrunn i at kalibreringsfaktoren varierer mye for de ulike lastnivåer, og at det ble målt store deformasjoner og kraftig øking av kreftene, ble det knyttet en viss usikkerhet til hvilken situasjon som hadde oppstått. Som tiltak ble det derfor besluttet å foreta en avlastning bak topp spunt.

Som nevnt er faktoren ved låselast (1,56) benyttet, men ut fra den viste kalibreringstabellen kan det stilles spørsmål ved om dette er en for høy kalibreringsfaktor ved høye staglaster. Ut fra tabellen kan det se ut som om en mer riktig kalibreringsfaktor skulle vært ned mot ca. 1,2 når lastnivået ligger opp mot 0,7 * prøvelast og høyere.

Samtidig understrekes at sammenstillingene ovenfor er gjort for den lastcellen som viste størst forskjeller i kalibreringsfaktorer. Nedenfor er det satt opp en tabell og en figur med sammenstilling av kalibrering av flere representative lastceller i den samme delen av byggegroppen.

Stag nr.	0,4*P	0,7*P	1,0*P	Låselast (0,41 *P)
N-13 rad 1	1,63	1,18	1,19	1,56
S-5 rad 1	1,35	1,09	1,17	1,28
S-11 rad 1	1,16	1,06	1,13	1,17
N-11 rad 2	1,20	1,09	1,06	1,14
Gjennomsnitt	1,34	1,11	1,14	1,29

Tabell 3. Resultater fra kalibrering av representative staglastmålere nærmest Sleppeveien, 1. og 2. stegrad



Figur 3 Kalibreringskurver for staglastmålere i KS-område ved Sleppeveien

Tabell 3 og figur 3 viser at kalibreringsfaktoren for alle lastcellene varierer ved ulike lastnivåer. Generelt var erfaringene at kalibreringsfaktoren reduseres med

økende lastnivå. Gjennomsnittlig er det ca. 14 % forskjell i kalibreringsfaktor mellom låselast og prøvelast for de viste lastcellene. I alle disse tilfeller er avviket konservativt da det er den høyeste kalibreringsfaktoren (ved låselast) som er benyttet under oppfølging av staglastene.

4.2.2 Kontroll av målt og beregnet deformasjon

Ettersom lastcelle nr. N-13 viste så store forskjeller i kalibreringsfaktor, og i tillegg var en av lastmålerne som viste betydelig høyere staglast enn beregnet, ble det gjort ytterligere forsøk på å kontrollere resultatene for denne lastcellen.

Som et grunnlag for kontroll av oppførselen av staget med denne lastcellen er det videre satt opp to tabeller som viser forholdet mellom målte og beregnede deformasjoner av spunten. Målte deformasjoner er tatt fra inklinometermålingene i samme profil som lastcellen. Basert på kjent fri staglengde og antall lisser er det deretter beregnet hvilken teoretisk deformasjon den avleste lasten skal gi. Forholdet mellom målt deformasjon og teoretisk beregnet deformasjon er angitt som forholdstall i tabell 4 og 5 nedenfor. Grunnlaget for deformasjonsberegningene og målingene er ikke vist i denne artikkelen.

Dato/hendelse	24.04.02/Oppsp. av 1. stagrad	06.05.02/Avgrav. til 2. stagrad	15.05.02/Måling for kontroll to uker etter oppspenning
Avlesning på lastcelle uten kalibreringsfaktor	700 kN	960 kN	1015 kN
Målt def. Inklinometer	50 mm	82 mm	92 mm
Beregnet deformasjon ved avlest last	65 mm	90 mm	95 mm
Forhold mellom målt og teoretisk beregnet deformasjon	0,77	0,91	0,97

Tabell 4 Forhold mellom målt og beregnet deformasjon av stag. Lastcelle N13

Periode	Fra oppspenning av 1. stagrad til avgraving til 2. stagnivå	Fra avgraving til 2. stagnivå til kontrollmåling etter 2 uker	Fra oppspenning av 1. stagrad til kontrollmåling 2 uker etter avgraving til 2. stagnivå
Differanse lastcelle uten kalibreringsfaktor	260 kN	55 kN	315 kN
Målt differanse med inklinometer	32 mm	10 mm	42 mm
Beregnet teoretisk deformasjon ved målt lastendring.	24 mm	5 mm	27 kN
Forhold mellom målt og teoretisk beregnet deformasjonsutvikling i perioden	1,33	2,0	1,44

Tabell 5 Forhold mellom målt og beregnet deformasjonsutvikling. Lastcelle N13

Både sammenstillingen i tabell 4 som tar utgangspunkt i totale deformasjoner og sammenstillingen i tabell 5 med basis i last- og deformasjonsutviklingen for ulike tidsrom/gravenivåer viser til dels ujevne forhold mellom målte og beregnede deformasjoner ved ulike lastnivåer og lastendringer.

Både ut fra forskjeller i kalibreringsfaktorer i avsnitt 4.2.1 og ulike forhold mellom målte og teoretisk beregnede deformasjoner er det vanskelig å konkludere med hva som er den mest riktige kalibreringsfaktoren. Men studien viser at det må påregnes at valg av kalibreringsfaktor representerer en viss feilkilde.

5 KONKLUSJON

Erfaringene med oppfølging av staglastmålerne har vist at resultatene kan være beheftet med enkelte feilkilder, spesielt knyttet til valg av kalibreringsfaktor. Både kalibreringsfaktor ved oppspenning og ved sammenstillinger og beregninger med basis i målte deformasjoner, har til dels gitt svært ulike resultater. I tillegg ble det registrert mindre variasjoner i staglaster som etter all sannsynlighet skyldes temperatursvinginger over døgnet.

Selv om det i dette tilfellet sannsynligvis ble valgt faktorer som lå på konservativ side, er det mulig at instrumenteringen kan representere en feilkilde som i gitte tilfeller kan påvirke sikkerhetsnivået. I enkelte tilfeller kan nettopp dette være kritisk der det benyttes utvidet kontroll og det tillates lavere sikkerhetsfaktorer.

6 REFERANSER

Brendbekken Guro, Fredriksen Frank og Vik Arne 2002. Dyp utgraving ved bruk av redusert sikkerhetsfaktor og økt kontroll av arbeidene. Geoteknikkdagen Oslo 22.11.02

Baardvik Gunvor og Braaten Anne 2002. Boring av stag og stålkjernepeler i tett-bygd strøk. Erfaringer fra nytt dobbeltspor Sandvika – Asker. Geoteknikkdagen Oslo 22.11.02

Jernbaneverket 2000. Detaljplan og byggeplan. Sandvika vest.

**Kalk-sementribber i bløt kvikkleire som innvendig
avstivning av spunt under gravenivået ved dyp utgraving
for ny jernbanetrasè**

Kalk-sement-ribber i bløt kvikkleire som innvendig avstiving av spunt under gravenivået ved dyp utgraving for ny jernbanetrase

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamvn. 57B, 0957 OSLO, NORGE

Guro.Brendbekken@optimal-geoteknikk.no

Gunvor Baardvik, Anne Braaten & Arne Vik

Jernbaneverket Utbygging, P.B. 1162 Sentrum, 0107 OSLO, NORGE

Gunvor.Baardvik@jbv.no, Arne.Vik@jbv.no, Anne.Braaten@jbv.no

Det bygges nytt dobbeltspor mellom Sandvika og Asker utenfor Oslo. Her utføres dyp utgraving i bløt kvikkleire innenfor spunt, sikret med fjellstag, innvendige rørstivere, magerbetongplate på planum samt bruk av ks-peler i ribber. Artikkelen omhandler geoteknisk design og utførelse av ks-ribber som innvendig avstiving av spunt under gravenivå. På grunn av restriksjoner i luften fra høyspentlinjer i området, måtte deler av ks-ribbene installeres etappevis i dybden. Artikkelen konsentrerer seg praktiske tilpasninger og utførelse samt hvordan kontroll av installasjon og funksjon av ks-ribbene ble utført. Det ble utført feltmålinger på spunt, stag og ks-peler som del av sikkerhetsvurderingene for konstruksjonen, og resultatene fra dette presenteres. Artikkelen presenterer også kontrollopplegget som ble lagt til grunn og måleresultater fra dette. Bruk av ks-peler i ribber som innvendig avstiving av spunt under gravenivået fungerer som løsning med kontroll som del av sikkerhetskonseptet. Samvirke- og installasjonsforhold må vurderes og beskrives spesielt i hvert tilfelle.

1 PRESENTASJON AV LØSMASSETUNNEL I SANDVIKA

Jernbaneverket Utbygging bygger nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker like utenfor Oslo. Utbyggingen er en del av prosjektet Skøyen - Asker, som i hht. Norsk Transport Plan skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika - Asker skal stå ferdig i 2005 og har en kostnadsramme på 3,8 milliarder kroner.

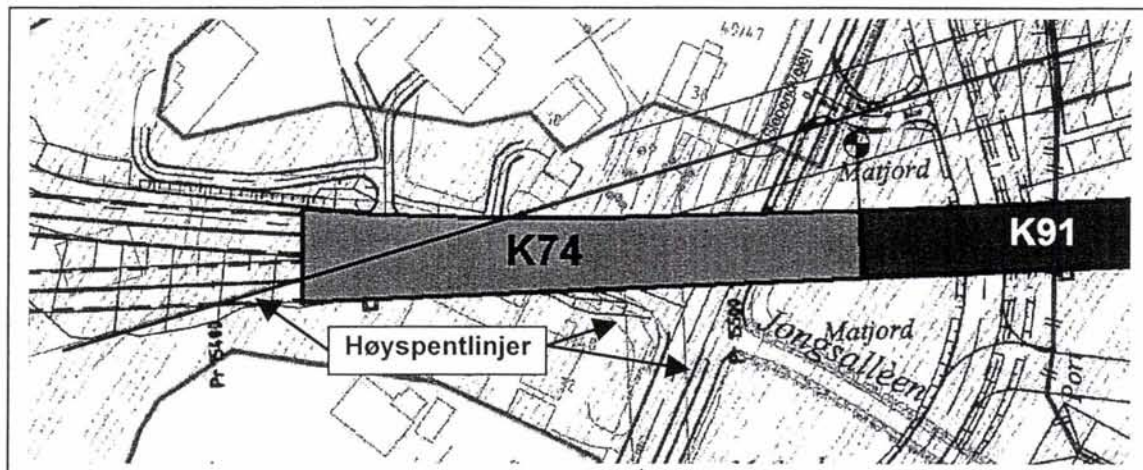
Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Fra Sandvika stasjon utvides det eksisterende dobbeltsporet med et nytt spor på hver side over en strekning på ca 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye dobbeltsporet går hovedsakelig i tunnel fram til Asker stasjon.

De første 700 m av østre tunnel er løsmassetunnel av plasstøpt betong i til dels meget bløt, kvikk leire. Tunnelen er delt inn i flere elementer av byggetekniske årsaker, og artikkelen beskriver utførelsen utgravingen for tunnelement K74 som omfatter ca. 150 m av løsmassetunnelen.

Planlegging og prosjektering av både detaljplan/reguleringsplan og byggeplan med anbudsutarbeidelse, er for strekningen gjennom Sandvika og fram til fjelltunnelen ved Jong, utført av Dr. Ing. Aas-Jakobsen AS i samarbeid med GeoVita AS som er geoteknisk konsulent.

2 GRUNNFORHOLD FOR TUNNELELEMENT K74

Terrenget er svakt stigende fra kote +21 i vest til kote +25 ved Slepndveien. En dypprenne krysser traséen. Fjelldybden varierer fra 9 til 35 m under terreng.



Figur 1 Oversikt over element K74

Løsmassene over fjell består av en tørrskorpe på 1 – 2 m tykkelse over leire / siltig leire over morene. Tykkelsen og fastheten på morenelaget varierer mye. Leira er i hovedsak meget sensitiv (kvikk) og den beskrives som normalkonsolidert. Skjærstyrken ligger i området 5-15 kPa i de bløtteste lagene.

Leira har vanninnhold mellom 30% og 45%, en densitet mellom 17.4 kN/m^3 til 19.3 kN/m^3 og et leirinnhold mellom 27% og 50%.

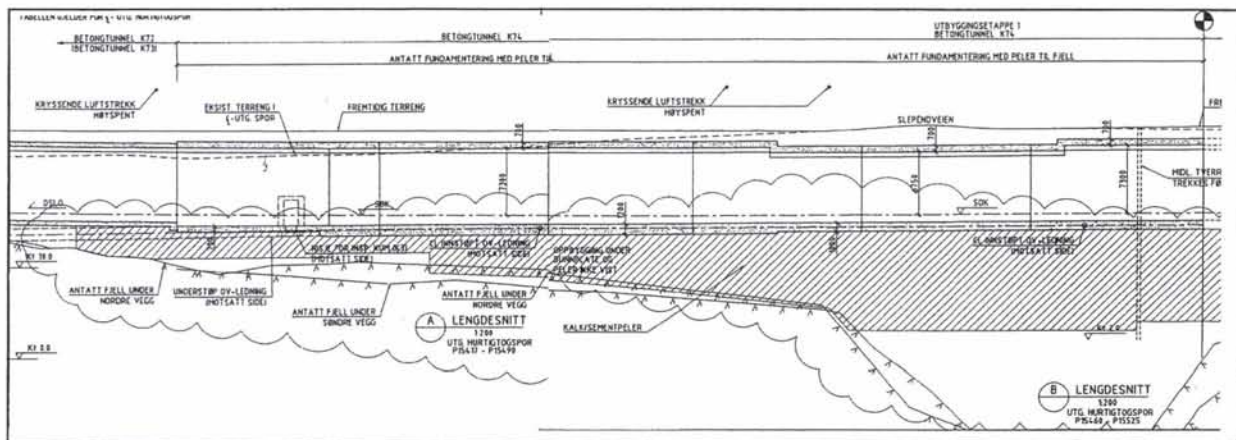


Figur 2 Oversiktsbilde K74 sett østover, klargjøring til ks-peling i fase 2

Grunnvann står i eller like under eksisterende terrengnivå. Det er i enkelte områder registrert et svakt poreovertrykk over fjell i forhold til hydrostatisk trykk fra terreng. Området er preget av villabebyggelse. Tre høyspentlinjer krysser traséen i luftstrek med et mastefundament som kommer i konflikt med byggegroppa. Ledningene fører ikke strøm i byggeperioden, men skal kunne settes i drift på en halv times varsel. Det vises til artikkelen "Refundamentering / sikring av høyspentmast" av Anne Braaten m fl. 2004.

2.1 Teknisk løsning for byggegropp K74

Betongtunnelen for den nye jernbanetraséen plasstøpes i en spuntet byggegropp. Byggegroppen er delt i elementene K74 og K91, se figur 1. Tunnelement K91 er utført før K74.



Figur 3 Lengdesnitt av betongtunnelens element K74

Spunten i element K74 er rammet til fjell og på stylder til fjell og er avstivet i 3 nivåer. Under endelig gravenivå er spunten avstivet med kalk/semnt-peler etablert som ribber mellom spuntveggene. Ribbene skal fungere som kompakte skiver. Det vises også til artikkelen "Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt kvikkleire med instrumentering av spunt og stag for kontroll av konstruksjonens funksjon" av Guro Brendbekken m fl. 2004. Betongtunnelen er fundamentert på peler til fjell. Det er benyttet både rammede stålpeleer, borede ståljernpeleer på strekk og punktfundamenter direkte på fjell der dybden til fjell tillater det.

2.2 Dimensjoneringsgrunnlag ks-peler

Det er utført 8 laboratorieforsøk på leire fra det aktuelle området tatt fra 10 og 16 m dybde. Stabiliseringen er utført med 50% kalk og 50% sement tilsammen 100 kg stabiliseringsmiddel pr. m³ leire (7.5% av leiras tørrstoffinnhold eller 28.4 kg/m pel for Ø 600 mm pel). Prøvene er testet etter 14 dager og 28 dager og viste en betydelig fasthetsøkning. Det er valgt en karakteristisk skjærfasthet på 120

kN/m^2 i 10 m dybde økende til 130 kN/m^2 ved 16 m dybde. Dette tilsvarer 75 - 80% av laveste bruddverdi for laboratorieprøvene. Prøveserien som er benyttet i kalk-sement forsøkene, viser den laveste sensitivitet av de prøveseriene og vinge-boringene som dekker området.

3 DESIGN AV AVSTIVNING UNDER TRAUBUNN

KS-peler i ribber gir et materiale inne i gropa som ikke er sensitivt i samme grad som den opprinnelige leira. Dette totalbildet medfører at et brudd ikke vil opptre som sprøbrudd selv om massene opprinnelig er kvikke. Bruddtypen blir å regne som nøytral innenfor de angitte gravedybder. Det er valgt doble ribber med $\text{Ø } 600$ mm peler i hele byggegropa.

I forbindelse med utgravingen for tunnelelement K91 ble det også satt ks-peler. Erfaringene herfra var at man ikke oppnådde tilstrekkelig funksjon av ks-ribbene. Det ble observert diskontinuitet i ribbene og stedvis liten kontakt mot spunten. Spunten fikk store deformasjoner, og dette måtte det tas hensyn til.



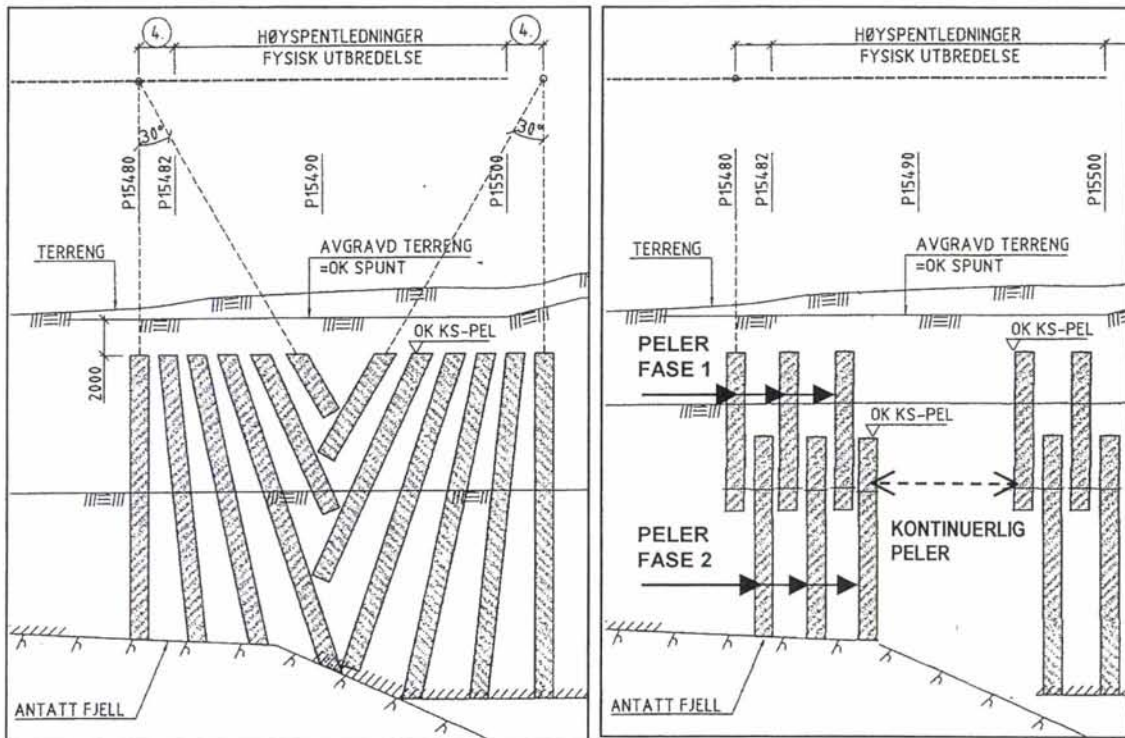
Figur 4 Bildet viser utgravet overflate for en ks-ribbe i K74 med diskontinuitet.

Der det var grunt til fjell i byggegropa for K74, var det opprinnelig ikke prosjektert ks-peler i ribber, kun som et bæreevnetiltak for anleggsveier i gropa. Det ble besluttet å benytte ribber i hele byggegropa. Mengden ks-peler økte med om lag 10%, men et stivernivå ble spart i de områdene det ikke var planlagt ribber tidligere.

For å unngå at tårnet på riggen kom i kontakt med og skadet høyspentlinjene, var ks-ribbene opprinnelig beskrevet utført i vifteform under linjene. På grunn av usikkerhet i utførelse av en slik komplisert geometri, ble det besluttet å sette kortere vertikale ribber med 2 faser i høyden i stedet. Vertikale peler ble ansett for å være enklere i utførelse og gi større mulighet for å oppnå gode ribber. Det ga også bedre mulighet til visuell kontroll av ribbene under utgraving.

Pelene settes fra avgravnivå, fase 1, til den maksimale peledybde som styres av høyden opp til høyspentledningene. Deretter graves det av til et lavere nivå, fase 2,

hvor de nederste ks-ribbene settes. Det må graves av så dypt at man kommer ned i tilstrekkelig dybde totalt med ribbene til å sikre spuntfoten. I tillegg kan det ikke graves dypere enn at spunten er stabil med de ks-ribbene som allerede er satt. I en kortere periode vil man ha nedsatt styrke på ks-pelene før de herder. I fase 2 kan dette være kritisk, spesielt dersom ribbene ikke er kontinuerlige fra fase 1.



Figur 5 Snitt gjennom ks-ribber som viser opprinnelig og ny løsning

3.1 Presentasjon av ks-ribbenes geometri under høyspentledninger

I noen områder skal det bare settes ks-peler i 2 nivåer i halve bredden av bygge-gropa. Her må det utføres en spesiell skjõt mellom ribbene for å overføre kreftene gjennom ribber fra spunt til spunt i 2 nivåer over til en høy ribbe. Skjøten og området med 2 nivåer av ks-ribber vises på figurene under.

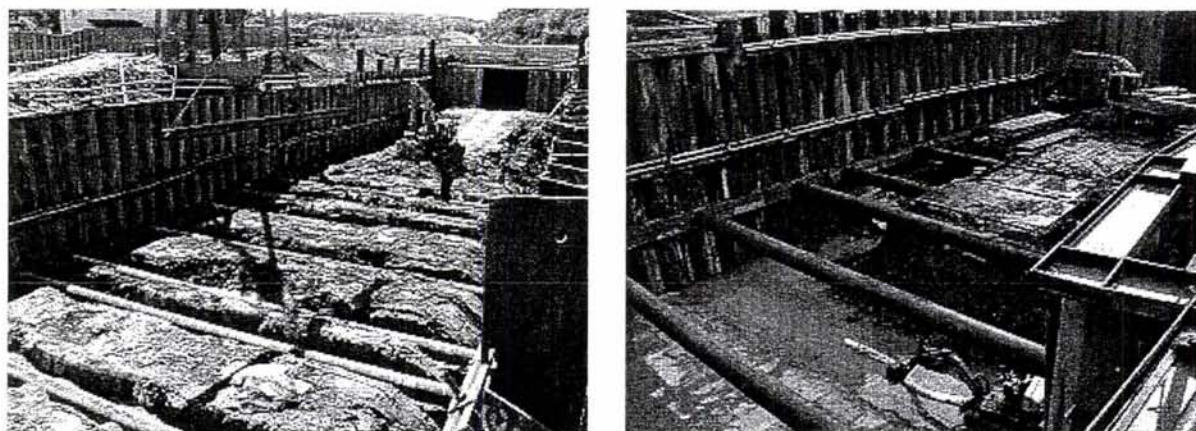


Figur 6 Planskisse av ks-ribber med 1 og 2 nivåer samt detalj av ks-skjõt i sone 3 i overgangen mellom sone nord og sør, se sirkel

Det bør vurderes å bruke en tilsvarende skjøt hvis man får oppdelt en byggegrop der det skal settes ribber også i bare en høyde. Det oppsto ikke problemer med deformasjoner og stivhet av ribbene i de områdene der man brukte skjøtene.

3.2 Utførelse av utgraving for stivere

Den endelige avstivningen av spunten ble ks-ribber i hele byggegropa, 2 stagrader øverst og et midlertidig tredje stivernivå med rørstivere. Endelig 3.stivernivå ble etablert som en 25 cm nettarmeret magerbetongplate på planum. Stiverne ble fjernet suksessivt med at betongplata ble støpt. Ks-ribbene ble i tillegg benyttet som bæring ved utgraving for rørstiverne i nederste avstivningsnivå. Det ble gravet ut grøfter mellom ks-ribbene slik at gjenstående ks-ribber lå ca 20 cm høyere enn



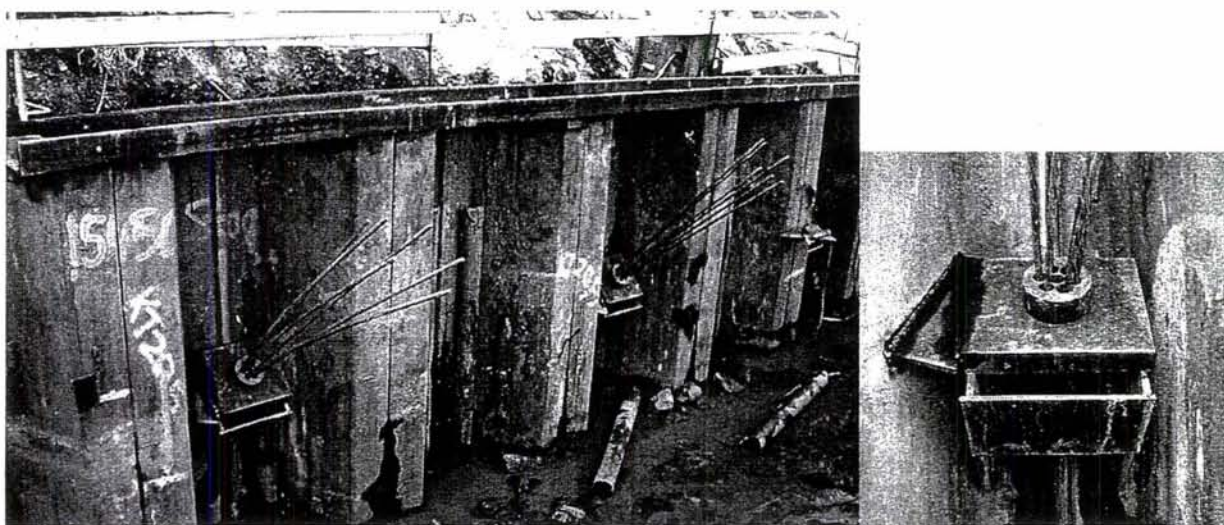
Figur 7 Plassering og utgraving for rørstivere og magerbetong

overkant av rørstiver. Plassering og dimensjonering av stivere ble avpasset etter senteravstand mellom ribbene. Deretter ble det lagt ut stålplater som spente fra ribbe til ribbe over rørene. Gravemaskin og lastebil trafikkerte etterpå over stiverene under utgraving ned til planum.

3.3 Tilpasninger til spunt

Spuntveggen under mastefundamentet for høyspenta ble vurdert å være den mest følsomme for deformasjoner. For å sikre kontakt mellom spunt og ks-ribbe, ble det i 1. stegrad valgt å erstatte den beskrevne løsningen med stag på en langsgående pute med stag i "fuglekasser". Fuglekassen monteres i spuntbukene og staget spennes opp og låses mot "fuglekassen".

For å sikre kraftfordeling fra staget over spuntveggen, ble det montert et langsgående UNP-profil på toppen av spunt. Ved at pute med staghode fjernes fra innsiden av spunt, kan ks-riggen sette an peler helt inn til spuntålene.



Figur 8 Stag i "fuglekasser" for å sikre kontakt mellom ks-peler og spunt i fase 2

4 KONTROLLOPPLEGG OG OPPFØLGING

4.1 Måleprogram

Kontrollprogrammet besto av:

- Visuell kontroll
- Inklinometerkanaler der det måles spuntdeformasjoner ned til fjell. Måling og opptegning av resultatene er utført av Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
- Elektriske poretrykksmålere i 2 nivåer, 7 m og 15 m under terreng, samt hydraulisk måler over fjell, 4 m på utsiden av spuntveggen. Disse måler poretrykk-sendinger i løsmassene under installasjon av ks-pelene.
- Kalkpelsonderinger, FOPS og KPS
- For hvert gravenivå kontrolleres deformasjoner. Dersom de målte verdiene avviker sterkt fra de beregnede, vurderes tiltak for å opprettholde nødvendig sikkerhet for konstruksjonen.

Ved utgraving under høyspentlinjene der ks-ribbene skulle settes i 2 faser, ble det bestemt at det skulle utføres en visuell kontroll av ks-ribbene ved utgraving til et mellomliggende høyere gravenivå før ks-ribbene i fase 2 skulle installeres.

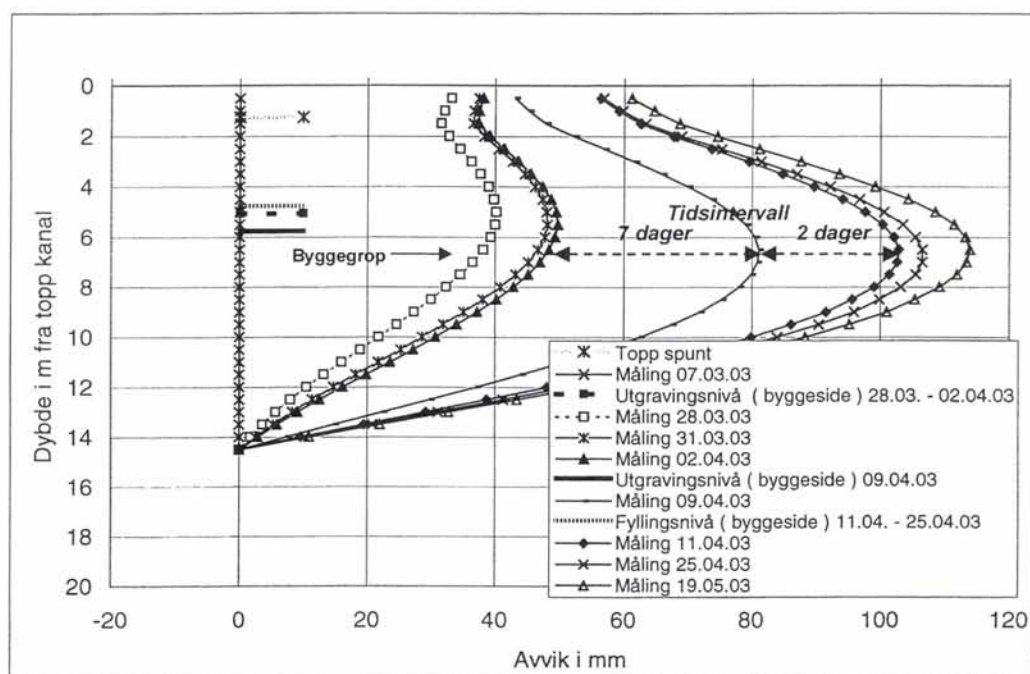
Under utgravingen ble det store deformasjoner, og man besluttet å øke kontrollen ved å montere staglastmålere på 4 stag i 2.stagrad. Staglastmålere gir stagets totale belastning direkte avlest med manometer.

4.2 Visuell kontroll av ks-peler på nivå 3 m under installasjonsnivå

Kontrollen viste at ks-ribbene i fase 1 ikke var kontinuerlige (se figur 4) og at det var varierende kontakt mot spunten. Det ble dermed initiert seksjonsvis utgraving

for hver ks-ribbe som skulle installeres i fase 2 for å begrense deformasjoner av spunt. Til tross for dette tiltaket økte utbøyning av spunt, og det ble fylt tilbake 1,5 – 2,0 m med stein i byggegropa for å sikre spunt mens ks-ribbene fra fase 2 herdet. Videre ble stagnivået og stagkapasiteten for 2. stegrad hevet.

4.3 Inklinometermålinger i område med 2 ks-faser



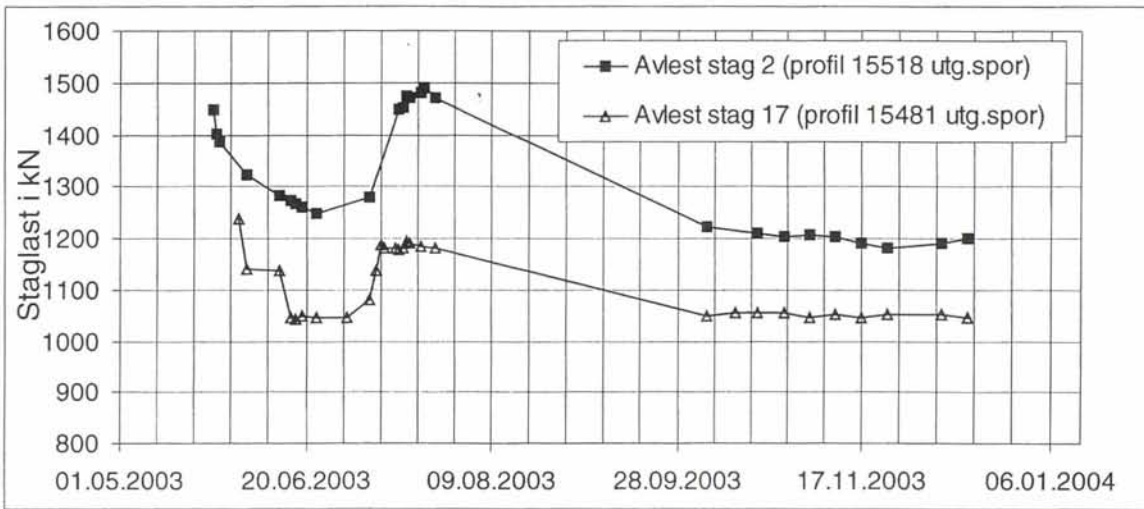
Figur 9 Inklinometermålinger av utgraving og tilbakefylling i nivå 2

Den presenterte inklinometermålingen er fra det mest påkjente snittet og viser hvordan deformasjonen akselererte før den ble stoppet av tilbakefylling. Målingene viser effekt av ks-ribber som ikke er i kontakt med spunt og som ikke er kontinuerlige. Det ble om lag 5 cm ekstra utbøyning før det ble fylt tilbake for å stoppe deformasjonen. Denne utviklingen skjedde i løpet av 9 dager.

4.4 Staglaster for 2. stegrad på spunt K74

Det var opprinnelig ikke regnet med å bruke staglastmålere i K74. På grunn av de store deformasjonene, ønsket man å kontrollere utviklingen i stegrad 2 bedre. Det ble installert målere på 4 stag i de mest kritiske områdene.

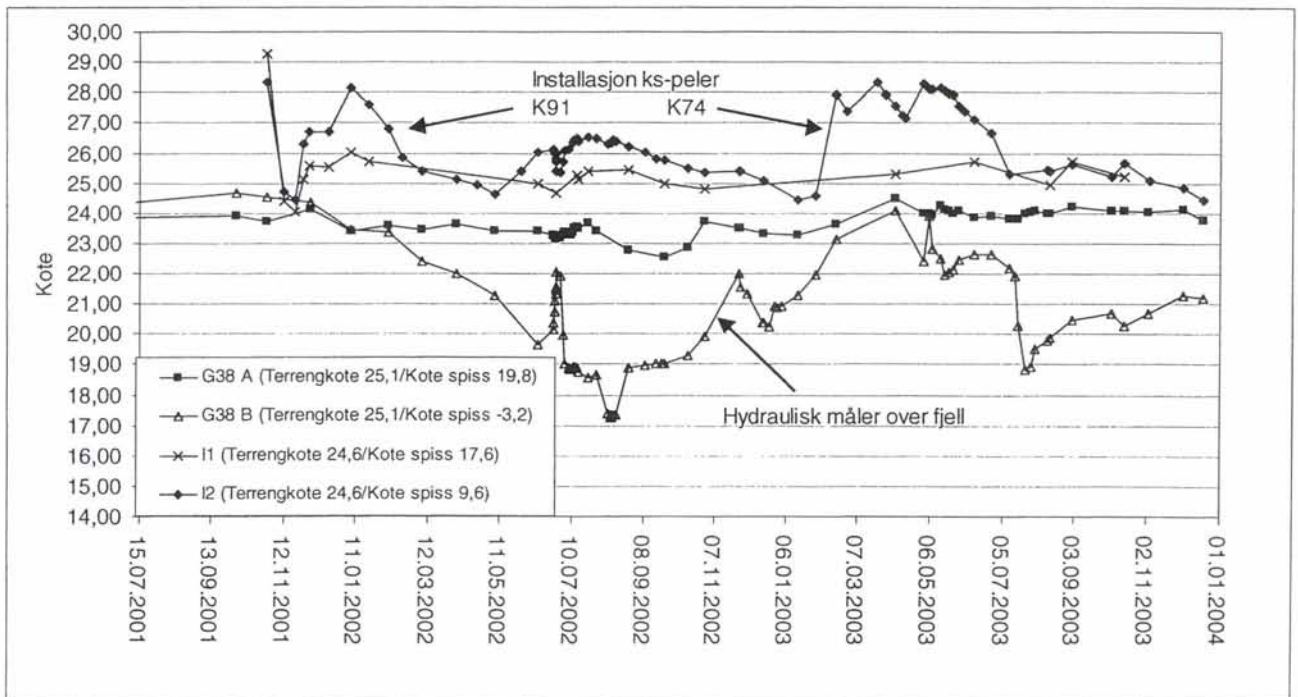
Lastmålerne viser avtagende verdi inntil det graves ut til nivå for rørstivere (01.07.03). Lasten øker da opp til oppspenningsnivå. Lasten kom aldri opp i kritiske verdier. Etter utgraving til planum har staglastene krøpet jevnt nedover og ligger i dag godt under nivå ved oppspenning.



Figur 10 Utviklingen av staglast i stagnivå 2 over tid i K74

4.5 Måling av poretrykk bak spunt i K74

Det ble registrert en økning i poretrykket bak spunten i K74 under installasjon av ks-peler både for tunnelelement K91 og K74. Det er i de målerne som står dypest, at effekten kan registreres. Poreovertrykk/lufttrykk sprer seg i morenemassene og får innvirkning på spuntens generelle stabilitet.



Figur 11 Poretrykksutvikling bak styltespunt i K74

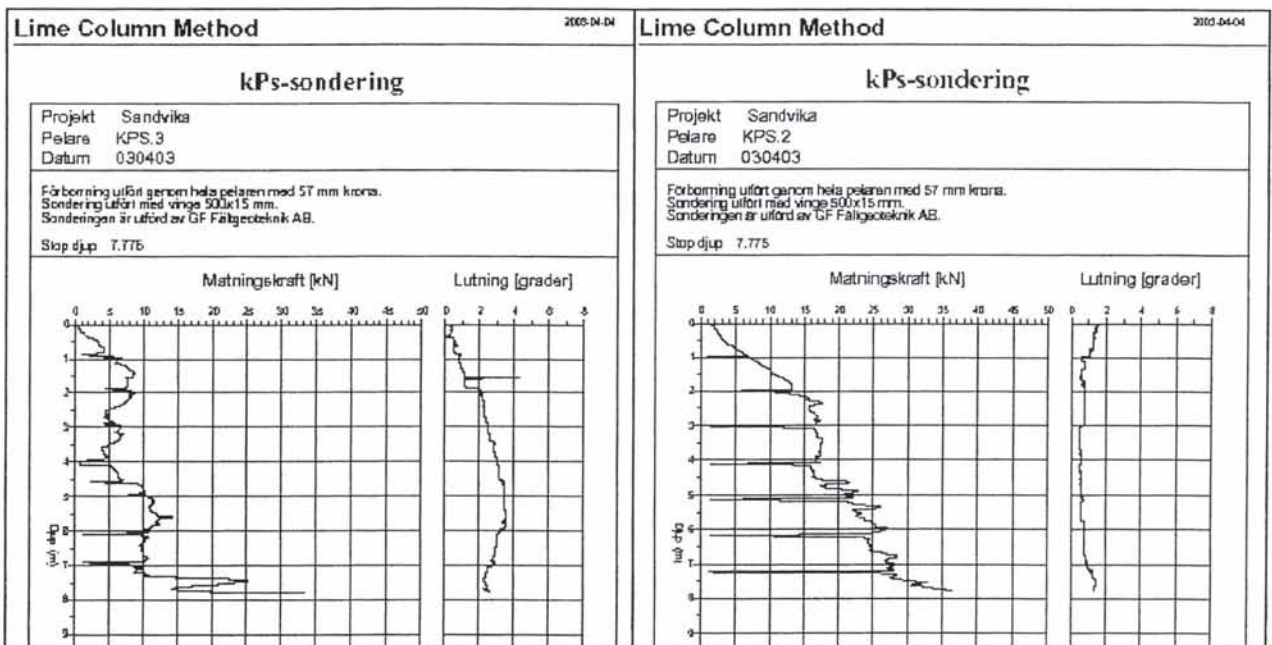
4.6 Måling av skjærstyrke i ks-pelene

Det ble utført både FOPS og KPS-målinger i ks-ribbene.

FOPS er forinstallert, omvendt pelesondering. Sonden installeres under bunnen av pelen under etablering av ks-pelen, og trekkes etter avtalt tid etter peling. KPS (kalkpelsondering) er vanlig pelesondering, der at man presser sonden ned igjennom pelen fra toppen av. Selve vingen er likt oppbygd for begge typene. KPS-sonden som ble benyttet hadde vinge på 500 mm, mens FOPS-sondens vinge var 400 mm. Begge metodene registrerer ks-pelens kontinuitet og relative skjærfasthet.

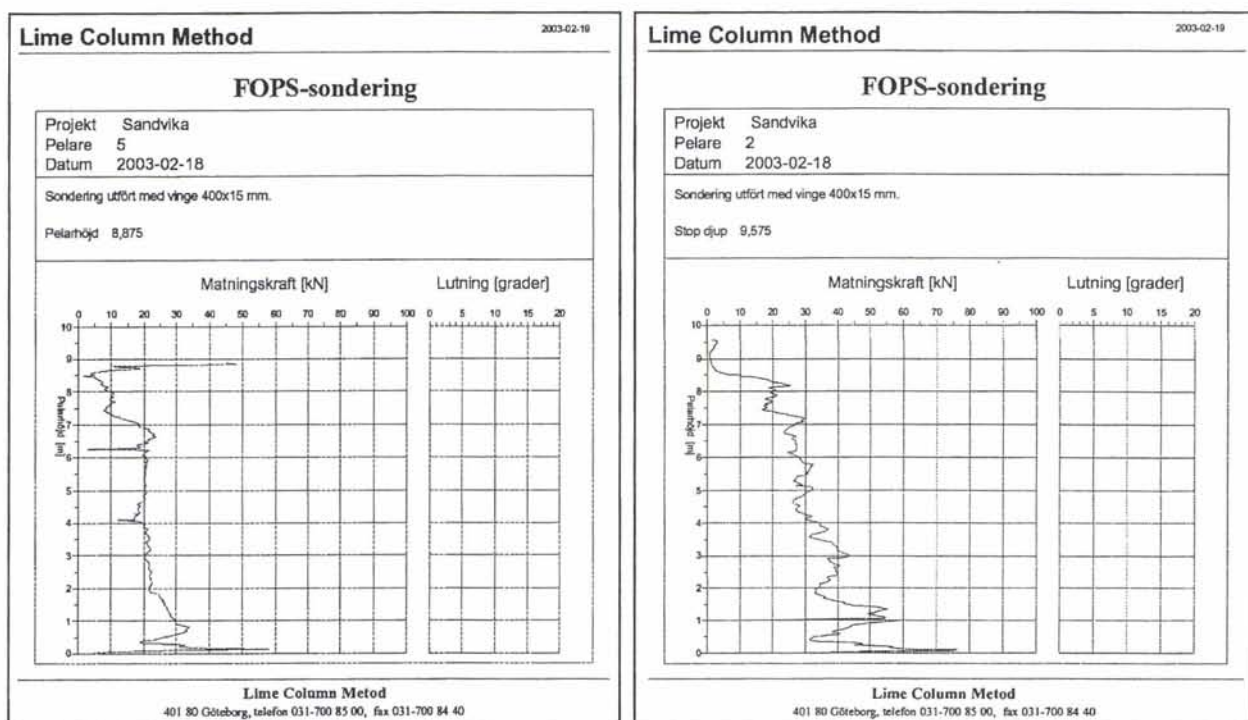
I de områdene der det var 2 faser, ble det av HMS-hensyn stabilisert helt opp til terreng. Leirematerialet ble flytende under omrøring ved installasjon, og det var mulig å drukne i massene. I disse områdene ble det stabilisert med ca halve ksmengden, da det ikke var behov for full styrke øverst i pelene. Vi var interessert i hvor fort styrken utviklet seg og hvor høy den ble i ribbene med halv stabiliseringsmengde. Det ble derfor utført målinger helt ned mot 2 timer etter at pelene var satt.

Målingene viste at styrken var opp mot like god i pelene der kun 50-60% av mengden var benyttet. Videre var utviklingen i skjærstyrke usedvanlig rask. Det ble målt ca 50 kPa etter 2 timer og over 100 kPa etter mindre enn ett døgn. Leiremassene er svært kvikke, og dette er en mulig årsak til den raske styrkeutviklingen. Det ble også målt ved 3 og 7 dager i de øvrige pelene. Det var problemer med å få trukket opp sondene ved mer enn 3 dager gamle pelar. Resultatene vises i figur 12 og 13.



Figur 12 Til venstre 50% (12,5kg) og 2 timer. Til høyre 60% (15kg) og 1 døgn

I figur 12 er øverste 3,5 - 4 m utført med lavere stabiliseringsmengde. I figur 13 er det benyttet 25 kg i hele pelen. Her er sonderingene utført etter 3 døgn.



Figur 13 FOPS sondering etter 3 døgn på Ø60 cm pel med 29 kg pr. lm

Det ble benyttet 89 kg stabiliseringsmengde pr.m³ leire med fordeling 50% kalk og 50% sement i pelene som prosjektert. Det ga bedre eller tilstrekkelig styrke i pelene i forhold til prosjekteringsforutsetningene.

5 OPPSUMMERING OG ERFARINGER

En del erfaringer fra installasjon av ks-peler og utgraving av disse i byggegrop K74 følger nedenfor:

- Ks-peler i passiv sone for spuntfot, både under endelig gravenivå og for midlertidige gravenivå, fungerer som løsning.
- Kontroll av deformasjoner for konstruksjonen under bygging bør være del av sikkerhetskonseptet.
- Samvirke av ks- og leirematerialet mot konstruksjoner må vurderes. I bløt, kvikk leire bør man ikke regne med samvirke.
- Ved uvante installasjonsforhold er det fare for manglende kontakt mellom spunt og ks-peler og manglende intern kontakt i ks-ribbene. Dette forholdet må vurderes under prosjekteringsarbeidet og i beskrivelse av arbeidet.
- Manglende kontakt mot spunt og intern kontakt i ribbene gir større deformasjoner. Denne deformasjonen kommer i tillegg til de beregnede deformasjoner for spunt fra aktivt jordtrykk, og må innberegnes i plassen som er til rådighet i spuntgropa.

- For å sikre intern kontakt i ribbene må ks-pelene settes kontinuerlig til ribben er ferdig. Pauser under installasjonen og sprang i pelerekkefølgen ga dårlig overlapp mellom pelene og diskontinuitet i ribbene. Ved å benytte en ”skjøt” der ribben er avsluttet midlertidig kan dette forholdet unngås.
- Borrignens plassering og orientering av tårnet påvirker peleplasseringen spesielt inn mot spunten og må følges opp.
- Visuell kontroll ved avgraving er av stor viktighet. Under denne kontrollen oppdaget man mangler ved ribbene før situasjonen ble kritisk.
- Endringer med hensyn på omfang av ks-ribber og bruk av innvendig rørstiver medførte en øket kostnad på 10% for ks-peler, men medførte forbedret framdrift.
- Bruken av ks-peler fyller flere funksjoner. Det øker nytte/kost ved tiltaket. Gravemassene blir vesentlig enklere å håndtere og transportere enn ustabilisert leire, og alle gravenivåer kan trafikkeres.



Figur 14 Kjøreplate fra ribbe til ribbe over rørstiver

6 REFERANSER

GeoVita as 2000. JU Sandvika. Notat G-103: Kalk/semestabilisering av leire.

Jernbaneverket 2000. Detaljplan og byggeplan. Sandvika vest. Geoteknisk fagrapport Hestehaugen - Lars Jongsvei. Byggegroper og fundamenteringsløsninger.

Braaten A. m. fl., 2004 Refundamentering/sikring av høyspentmast, NGM2004.

Brennbekken G. m fl., 2004 Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt kvikkleire med instrumentering av spunt og stag for kontroll av konstruksjonens funksjon, NGM2004.

**Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt leire med
instrumentering av spunt og stag for kontroll av
konstruksjonens funksjon**

Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt kvikkleire med instrumentering av spunt og stag for kontroll av konstruksjonens funksjon.

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamveien 57B, 0957 Oslo, Norway

guro.brendbekken@optimal-geoteknikk.no

Gunvor Baardvik, Anne Braaten & Arne Vik

Jernbaneverket utbygging. PB 1162 Sentrum, 0107 Oslo, Norway

gunvor.baardvik@jbv.no, anne.braaten@jbv.no, Arne.Vik@jbv.no

Jernbaneverket bygger nytt dobbeltspor mellom Sandvika og Asker utenfor Oslo. Artikkelen omhandler geoteknisk design og utførelse av en dyp utgraving med instrumentering for funksjonskontroll etter to sikkerhetsfilosofier. Først med bruk av redusert sikkerhetsfaktor og øket kontroll og deretter med øket kontroll pga komplisert utførelse av avstiving og stabilisering i anleggsfasen. Den geotekniske design omfatter bruk av spunt sikret med en kombinasjon av fjellstag, innvendige rørstivere, magerbetongplate på planum samt bruk av ks-ribber som innvendig avstiving under gravenivå. Sikkerhetsnivå og -filosofi er basert på kontroll og oppfølging i henhold til NS 3480. Instrumentering skal verifisere at konstruksjonen oppfører seg som forutsatt. Samvirkeberegninger viser behov for større total stagkapasitet enn beregning med klassisk jordtrykksteori. Dette korresponderte med målingene. Beregningene hadde ikke modellert manglende kontakt mellom ks-ribber og spunt og manglende kontinuitet av ribber. Ved bruk av ks-ribber som innvendig avstiving bør det utføres beregninger for å vurdere effekt av dette.

1 ORIENTERING OM UTGRAVING AV LØSMASSETUNNEL I SANDVIKA

Jernbaneverket Utbygging bygger nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker like utenfor Oslo. Utbyggingen er en del av prosjektet Skøyen - Asker, som i hht. Norsk Transport Plan skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika - Asker skal stå ferdig i 2005 og har en kostnadsramme på 3,8 milliarder kroner.

Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Fra Sandvika stasjon utvides det eksisterende dobbeltsporet med et nytt spor på hver side over en strekning på ca 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye dobbeltsporet går hovedsakelig i tunnel fram til Asker stasjon.

De første 700 m av østre tunnel er betongtunnel i til dels meget bløt, kvikk leire. Betongtunnelen er bygget i flere faser, og artikkelen beskriver utførelsen av grunnarbeidene for tunnelement K74 og K91 som omfatter ca. 550 m av løsmasetunnelen lengst vest.

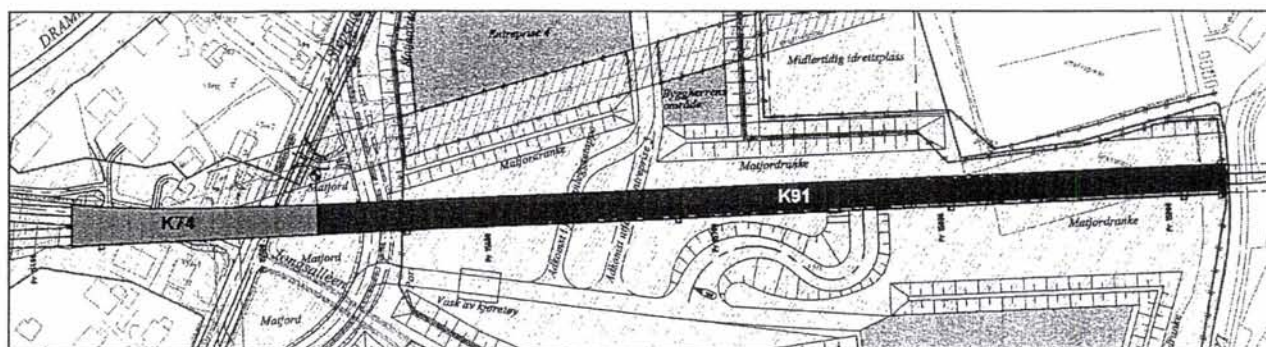
Planlegging og prosjektering av både detaljplan/reguleringsplan og byggeplan med anbudsutarbeidelse, er for strekningen gjennom Sandvika og fram til fjelltunnelen ved Jong, utført av Dr. Ing. Aas-Jakobsen AS i samarbeid med GeoVita AS som er geoteknisk konsulent. Reberegninger er også utført av GeoVita AS.

For å sikre trafikkavvikling gjennom anleggsområdet, er løsmasetunnelen bygd i faser. Først ble spuntet for tunnelement K91 rammet sommeren 2001 i en egen entreprise. Deretter ble vestre del av tunnelement K91 gravd ut og avstivet høsten 2001 og vinteren 2002. Våren 2002 ble østre del av tunnelement K91 gravd ut og avstivet. Til slutt er det slått spunt, gravd ut og avstivet for tunnelement K74 i 2003. Av den grunn ble det mulig å innarbeide erfaringer fra tidligere faser i den videre byggingen, se figur 1.

1.1. Grunnforhold og naboforhold rundt byggegroppa for element K74 og K91

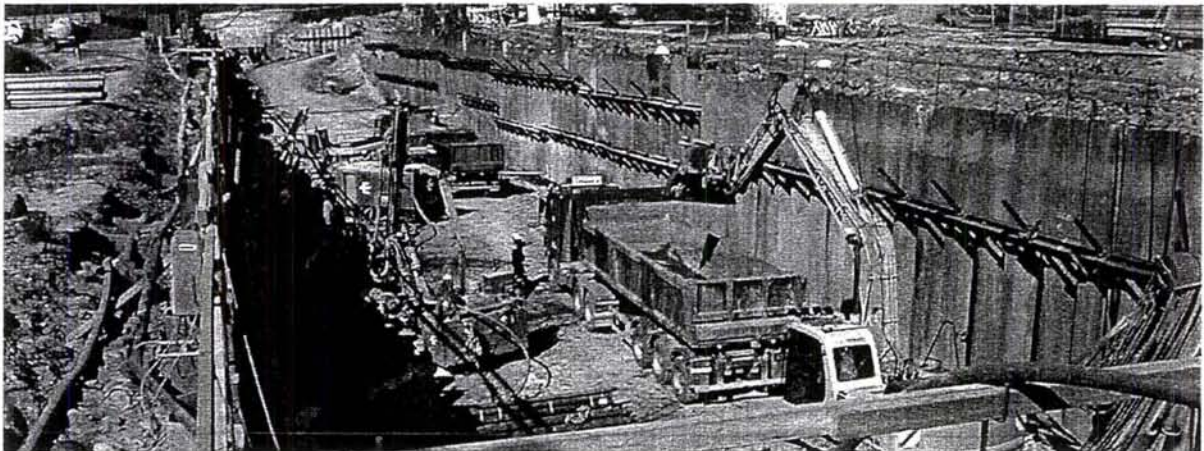
Terrenget er svakt stigende fra øst mot vest og stiger fra kote +21 til kote +28. En stor og to mindre dyprenner krysser traséen. Fjelldybden varierer fra 35 m til fjell i dagen. Grunnvann står i eller like under eksisterende terrengnivå. Det er i enkelte områder registrert et svakt poreovertrykk over fjell i forhold til hydrostatisk trykk fra terreng.

Løsmassene over fjell består av en tørrskorpe på 1 – 2 m tykkelse over leire/siltig leire over morene. Tykkelsen og fastheten på morenelaget varierer mye. Leira er i hovedsak meget sensitiv (kvikk) og den beskrives som normalkonsolidert. Skjærstyrken ligger i området 5-15 kPa i de bløteste lagene.



Figur 1. Oversikt over tunnelement K74 og K91 fra øst mot vest (venstre til høyre). Fjelltunnelens påhugg er lengst vest. Slepnevien krysser over K74 permanent og midlertidig over østenden av K91

Langs tunnelelement K74 er området preget av villabebyggelse. Tre høyspentlinjer krysser traséen i luftstreck med et fundament som kommer i konflikt med byggegropa. Strømmen er slått av, men skal kunne settes på med en halv times varsel. Det vises til artikkelen “Refundamentering / sikring av høyspentmast” av Anne Braaten m. fl., 2004 vedrørende fundamentering av høyspentmasten. En 500 mm vannledning samt en bekk, som er lagt i 1000 mm betongrør, krysser traséen. En veg med gjennomgangstrafikk (Slependveien) krysser også traséen. Området skal reetableres som boligområde etter utbyggingen.

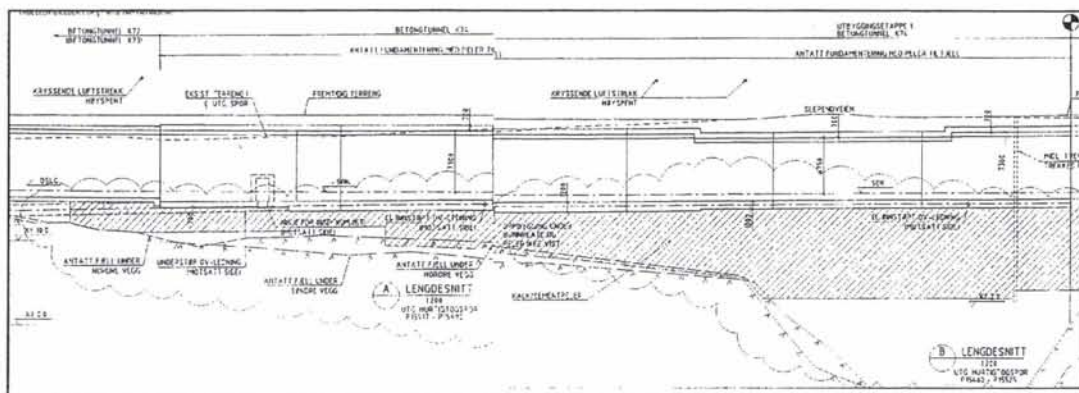


Figur 2 Oversiktsbilde, K91 fra øst mot vest.

Langs tunnelelement K91 er det dyrket mark og ingen naboer eller installasjoner nærmere byggegropa enn 50 –100 m. Området skal etter den foreliggende planen reetableres som jordbruksareal.

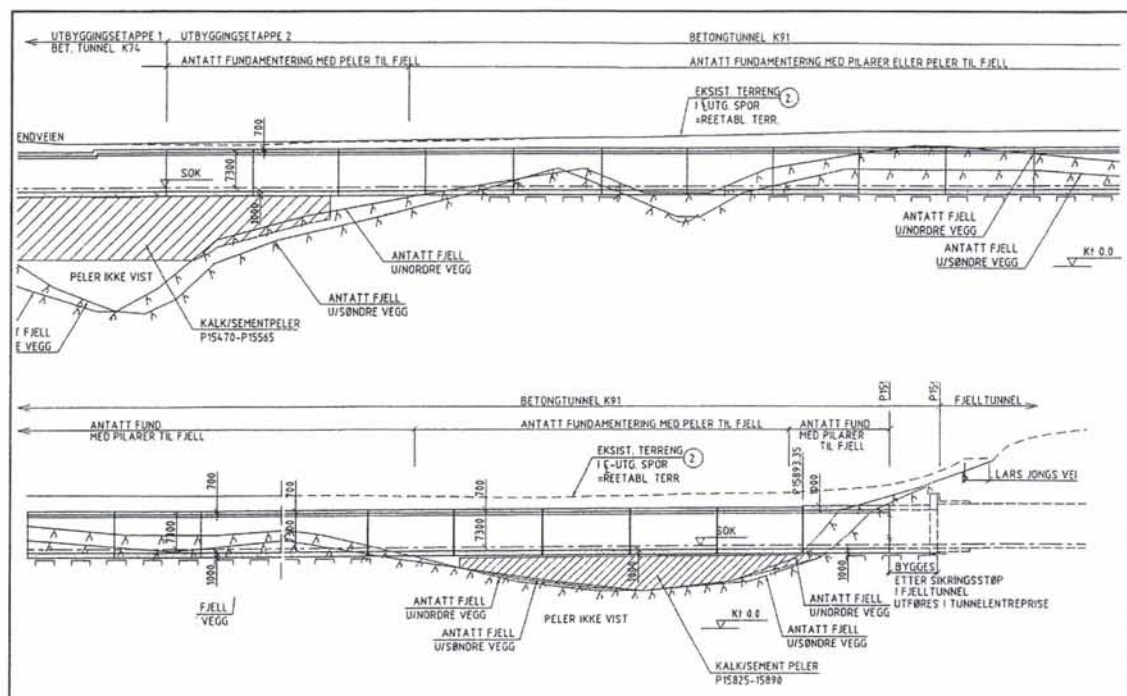
1.2. Presentasjon av geometri og opprinnelig konsept

Prosjektert løsning var en bakforankret spunt til fjell eller stultespunt til fjell med 3 til 4 stagerader. Innenfor utgravet spunt bygges betongkulverten fundamentert til fjell. Det skal benyttes både rammede stålpeler, borede stålkjernepeler på trykk og strekk og punktfundamenter direkte på fjell der dybden tillater det.



Figur 3 Oppriss av tunnelelement K74 fra øst mot vest

Fjellnivåene varierer langs traseen slik at traubunn stedvis ligger på utsprengt fjell og stedvis med leire under planum i opp til 25 m mektighet. Det er gravet ut til en dybde som varierer fra 9 – 13,5 m under opprinnelig terreng, se lengdeprofilene i figur 3 og 4.



Figur 4 Oppriss av element K91 fra øst mot vest

I to av dyprennene skal spunten avstives under gravenivået med kalk/sement peler etablert som ribber mellom spuntveggene. Ribbene skal fungere som kompakte skiver.

2 PRESENTASJON AV ENDRET KONSEPT

Jernbaneverket Utbygging ønsket en omprosjektering av spuntene i områdene med k/s-peler for å redusere antall stag og antall stagnivåer. Man ønsket å senke det øverste stagnivået til laveste mulig forsvarlige nivå slik at det nedre stagnivået kunne sløyfes. Dette var mulig der man kunne tåle noe deformasjoner, dvs i K91, der det ikke var bebyggelse tett inntil spuntene.

2.1 Endret konsept for K91

Tunnelelement K91 ble gravd ut i to faser. Først ble vestre delen mot fjellpåhugget gravd ut slik at man kunne lage transportvei for masser fra fjelltunnelen ut til det lokale veinettet. Deretter ble østre del av byggegropa gravd ut. Mellom den vestre og østre del av tunnelelement K91 ligger traubunn direkte på utsprengt fjell, se figur 4. I vestre del bestod konseptendringen i en reduksjon fra 4 til 3 stagnivåer i ks-området, se figur 5. I østre del bestod endringen i en reduksjon fra 3 til 2 stagni-

våer i ks-området samt en reduksjon av lengden på ks-pelene i området med sty-tespunt.

2.2 Endret konsept for K74

I forbindelse med utgravingen for element K91, oppnådde man ikke tilstrekkelig funksjon av ks-ribbene. Det ble observert diskontinuitet i ribbene og stedvis liten kontakt mot spunten. Spunten fikk store deformasjoner. Det vises til artikkelen; “Kalk-sementribber i bløt kvikkleire som innvendig avstivning av spunt i Sandvika” av Brendbekken m.fl.

Mønsteret for ks-pelene ble endret og det ble valgt å benytte ks-ribber i hele byggegropa. Mengden ks-peler økte med ca 10%. Et stivernivå ble fjernet i de områdene der det ikke var ks-peler i ribber tidligere. For øvrig ble ikke antall stivernivåer endret.

Det oppsto også problemer med senket grunnvannsnivå rundt betongtunnelen K91 på grunn av lekkasjer inn i byggegropa bl.a. langs borede fjellstag og borede peler. Det vises til artikkelen; “Observerte effekter på poretrykk på grunn av omfattende fundamenterings-arbeider i dyp utgraving i leire” av Braaten A. m.fl. Det var derfor viktig å få redusert antall stag i tunnelement K74, hvor bebyggelsen lå så nær.

For å begrense antall mulige lekkasjepunkter, ble det besluttet å erstatte den nederste stagrafen med en midlertidig innvendig rørstiver og nettarmert magerbetongplate på planum. Magerbetongplaten fungerte som laveste stivernivå til slutt etter at rørstiverne ble fjernet. Det ble også besluttet å benytte rammede peler i stedet for borede stålkjernepeler der dette var mulig.

2.3 Sikkerhetsprinsipper for endret konsept for K91

Sikkerhetsnivået skal beholdes på samme nivå. Materialfaktor i beregningene ble senket. Sikkerheten ble ivaretatt ved øket kontroll. Dette er i hht. NS 3480.

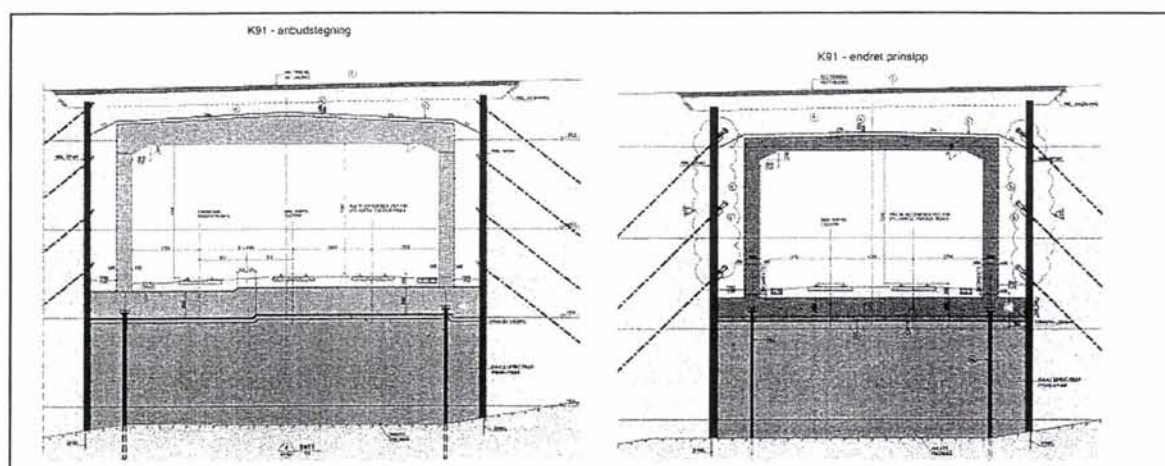
Det ble laget et program for instrumentering for å kontrollere at samvirkekonstruksjonen (løsmasser, spunt og stag) oppførte seg som forutsatt under utgravingen. I tillegg ble det utarbeidet tiltak som kunne settes i verk dersom man beveget seg utenfor det sikkerhetsnivået som ble forutsatt. Det understrekes at slik kontroll må gjennomføres, dersom resultatene fra en slik omprosjektering tas til følge.

Prinsippene oppsummeres i det følgende:

- Det settes opp et kontrollprogram
- Materialfaktorer for bruddgrenseberegningene senkes.
- Det settes opp et sett med tiltak som kan iverksettes dersom forutsetningene ikke holder stikk.

- En stagrad fjernes. Stagene forspennes lavere enn opprinnelig prosjektert.
- Spunten tillates å få større deformasjoner inn i byggegropa for i større grad å utvikle aktivt trykk bak spunten og passivt mothold foran foten.
- Det utføres beregninger med endrede forutsetninger ved brudd- og bruksgrense.
- Beregningene kontrolleres mot målte spuntdeformasjoner og staglaster.
- Dersom målte verdier avviker sterkt fra de beregnede, settes det i verk tiltak for å opprettholde nødvendig sikkerhet for konstruksjonen.

Aktuelle tiltak er avlastning bak spunten, kortere avstand mellom stagradene, støping av avstivende betongplate på planum eventuelt kombinert med seksjonsvis avgraving og utstøping. Figur 5 viser opprinnelig og ny utførelse.



Figur 5. Snitt av opprinnelig og endret utførelse K91. Figuren til venstre viser et bredere tverrsnitt pga en sporavgreining som ikke ble bygget.

2.4 Sikkerhetsprinsipper for endret konsept for K74

På grunnlag av erfaringer fra element K91, ble det besluttet å øke sikkerhetsnivået i K74. Materialfaktorene i beregningene ble beholdt. Sikkerhetsnivået ble hevet ved øket kontroll.

Det ble laget et program for instrumentering for å kontrollere at samvirkekonstruksjonen (løsmasser, spunt og stag) oppførte seg som forutsatt under utgravingen. I tillegg ble det utarbeidet tiltak som kunne settes i verk dersom man beveget seg utenfor det sikkerhetsnivået som ble forutsatt.

Prinsippene oppsummeres i det følgende:

- Det settes opp et kontrollprogram
- Det settes opp et sett med tiltak som kan iverksettes.
- Det utføres beregninger med endrede forutsetninger ved brudd- og bruksgrense.

- Beregningene kontrolleres mot målte spuntdeformasjoner og staglaster.
- Dersom målte verdier avviker sterkt fra de beregnede, settes det i verk tiltak for å opprettholde nødvendig sikkerhet for konstruksjonen.

3 BEREGNINGER OG OMPROSJEKTERING, K91

Det er utført reberegninger for de to dyprennene med ks-ribber. Resultatene er delt etter de 2 områdene som er vurdert. I området nærmest Slependsvegen er gravedybden opp til 11,5 m mens fjelldybden er opp til 35 m. I området nærmest fjellpåhugget er gravedybden opp til 13,5 m mens fjelldybden er opp til 21 m.

Leiren på utsiden av spuntveggene er svært sensitiv (kvikk) med skjærstyrke ned i 5-15 kPa. KS-peler i ribber gir et materiale inne i gropa som ikke er sensitivt i samme grad. Dette totalbildet medfører at brudd ikke ville opptre som sprøbrudd selv om massene opprinnelig er kvikke innenfor angitte gravedybder. En mer nøytral bruddmekanisme gir bedre muligheter til å senke sikkerhetsnivået.

Videre gjør det faktum at man ikke har naboer inntil byggegropa det mulig å tillate større deformasjoner av spuntene under utgraving. Man kan dermed utnytte jordas egen skjærstyrke i større grad enn det som er vanlig i tettbygde strøk.

Beregninger er utført både ved bruk av SPUNT-A3 (samvirkeprogram) og SPUNTDIM (klassiske jordtrykks-beregninger). Spuntberegningene er utført både ved bruk av karakteristiske og dimensjonerende styrkeparametre for jorda. Ved bruk av karakteristiske styrkeparametre blir krefter og momenter multiplisert med en ekvivalent lastfaktor (γ_e).

Tabellen viser verdier for γ_e som ble lagt til grunn ved opprinnelig prosjektering og ved omprosjekteringen:

	opprinnelig	omprosjektering
Spuntlengde	$\gamma_e = 1,4$	$\gamma_e = 1,2$
Stagkrefter	$\gamma_e = 1,4$	$\gamma_e = 1,4$
Momenter	$\gamma_e = 1,4$	$\gamma_e = 1,3$
Fotbolter	$\gamma_e = 1,4$	$\gamma_e = 1,4$

Ved beregning med dimensjonerende styrkeparametre er det ved omprosjektering benyttet en materialfaktor på $\gamma_m = 1,3$ mot tidligere $\gamma_m = 1,4$.

Som tabellen viser ble det lagt vekt på å opprettholde sikkerhetsnivået for stag og fotbolter, mens nivået for beregning av momenter og sikkerhet mot bunnoppres-

sing ble senket. Spunten var allerede rammet i en tidligere entreprise og ga dermed ingen frihetsgrader.

3.1 Resultater av reberegninger

Resultatene er delt etter de 2 områdene som er vurdert.

I beregningene er oppspenningen av stagene er redusert i forhold til tidligere. Det spennes til 30% av flyte-kapasiteten til stagene mot tidligere 50%. Spunten tillates derved å få større deformasjoner inn i byggegropa.

Reberegningene viser at:

- Spunten som allerede var rammet hadde tilstrekkelig momentkapasitet til at endringen kunne gjennomføres.
- Dybler som var montert hadde tilstrekkelig kapasitet selv der det var kort til fjell.
- Største beregningsmessige horisontaldeformasjon av spunten er 9 cm, størst der det er dypest til fjell. Største beregningsmessige horisontaldeformasjon av spunttopp er 5 cm, som vil oppstå rett før montering av øvre stagnivå.

Reberegningene viste at man kunne utføre den ønskede omprosjekteringen som planlagt.

3.1.1 Nivå for avslutning av ks-peler i sonen nær Slepndveien

Innsparing av spuntfoten bestemmer nivå for avslutning av ks-pelene. De endrede forutsetningene tilsier at ks-pelene kan avsluttes 2 m høyere.

3.1.2 Avstivning av spuntvegger i ks-sonen nær Slepndveien

Antall stagnivåer kan reduseres til to uten at avstivningsplate i betong blir nødvendig. Seksjonsvis utgraving til planum er ikke nødvendig.

Øverste stagnivå monteres ca. 3 meter under opprinnelig terrengnivå. Avstanden mellom første og andre nivå blir 4 meter. Gravedybden er ca. 11,5 meter i forhold til opprinnelig terreng, dvs. at dybden fra 2. stegrad til planum blir ca. 4,5 meter.

3.1.3 Avstivning av spuntvegger i ks-sonen nærmest fjellpåhugget (Lars Jongs vei)

Antall stagnivåer kan reduseres til tre uten at avstivningsplate i betong blir nødvendig. Seksjonsvis utgraving til planum er ikke nødvendig.

Øverste stagnivå monteres ca. 3 meter under tidligere terrengnivå. Avstanden mellom første og andre nivå er 4 meter, og mellom andre og tredje nivå 3,5 meter.

Gravedybden på denne strekningen er ca. 13,5 meter i forhold til opprinnelig terreng, dvs. at dybden fra 3. stagrad til planum blir ca. 3 meter.

3.2 Diskusjon av beregningsresultatene

Prinsippet for spunt og stagberegninger for anbudet var klassisk beregning av jordtrykk med en forutsetning om aktivt trykk bak spunten og passivt foran. Programmet som ble benyttet tar ikke hensyn til deformasjoner og stivheter av spunt, stag og jordmaterialet.

I den reviderte beregningen ble det benyttet et beregningsprogram (Spunt A3) som tar hensyn til stivheter og deformasjoner under utgravingen. Dette var nødvendig for å kunne kontrollere at konstruksjonen oppførte seg som forutsatt under utgravingen og for at nødvendige tiltak kunne settes i verk dersom man beveget seg utenfor det sikkerhetsnivået som var forutsatt.

Til tross for at stagene ble spent opp vesentlig mindre enn opprinnelig forutsatt, viste de nye beregningene at det var behov for større total stagkapasitet. Dette viste seg å korrespondere godt med de målte verdiene.

Låselasten ble redusert for å tillate jorda å komme i aktiv tilstand. Likevel kom man ikke helt ned i aktivt grensetrykk for jorda. Dette viser at stagkreftene generelt blir større enn forventet etter klassisk jordtrykksteori. Forskjellen blir større jo større forspenning man låser stagene på. Dette medfører at man kan pådra seg alvorlige sikkerhetsproblemer ved å forspenne høyt.

3.3 Presentasjon av kontrollprogrammet for K91

Kontrollprogrammet besto av:

- Inklinometerkanaler der det måles spuntdeformasjoner ned til fjell. Det ble montert totalt 14 inklinometerkanaler i gropa, og 7 av disse over ca 240 lm spuntvegg. Måling og opptegning av resultatene er utført av Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
- Staglastmålere som gir stagets totale belastning direkte avlest med manometer. Det ble montert totalt 3 lastmålere i hvert gravenivå i hvert stabilisert område. Totalt ble det montert lastmålere på 15 stag.
- Elektriske poretrykksmålere i 2 nivåer, 7 m og 15 m under terreng, 4 m på utsiden av spuntveggen som måler poretrykksendringer i løsmassene under utgraving og oppspenning. Det ble bare montert poretrykksmålere i den vestre delen av spuntgrope.

Alle kontrollelementene ble målt før og etter oppspenning og utgraving.

For hvert nivå kontrolleres deformasjoner og staglaster mot beregningene i bruksgrensetilstanden. Dersom de målte verdiene avviker sterkt fra de beregnede, settes det i verk tiltak for å opprettholde nødvendig sikkerhet for konstruksjonen.

Målinger er utført i begge de to stabiliserte områdene. Her presenteres data fra området nærmest fjellpåhugget. I dette området var det god sammenheng mellom de beregnede og de målte resultatene.

I området nær Slepndvegen sammenfaller ikke målingene med beregningene like godt som i vestre ende. Det var dobbelt så store horisontaldeformasjoner som beregnet, og tiltak måtte settes inn. Det ble utført avgraving av terreng bak spunten på begge sider av spuntgropa. Det var svært gunstig å ha staglastmålere da de ga et umiddelbart svar på hvilke spenninger stagen hadde. Tiltakene ble satt inn som et direkte resultat av lastmålingene og en kontinuerlig vurdering av stagens restkapasitet.

Ved utgraving til planum nær Slepndvegen kunne man se at det ikke var sammenhengende ks-ribber i motsetning til området nærmest fjellpåhugget. Dette var sannsynligvis en hovedårsak til de økte deformasjonene.

Det oppsto også uheldige hendelser i forbindelse med stagboringen. Under og etter stagboring oppsto innpressing av store mengder bløt leire gjennom flere staghull i spunten. Dette medførte sannsynligvis delvis omrøring av massene bak spunten med tilhørende økning av jordtrykket.

3.4 Måleresultater for K91

I det følgende er det tegnet opp diagrammer som viser sammenlignende verdier for beregnede og målte verdier.

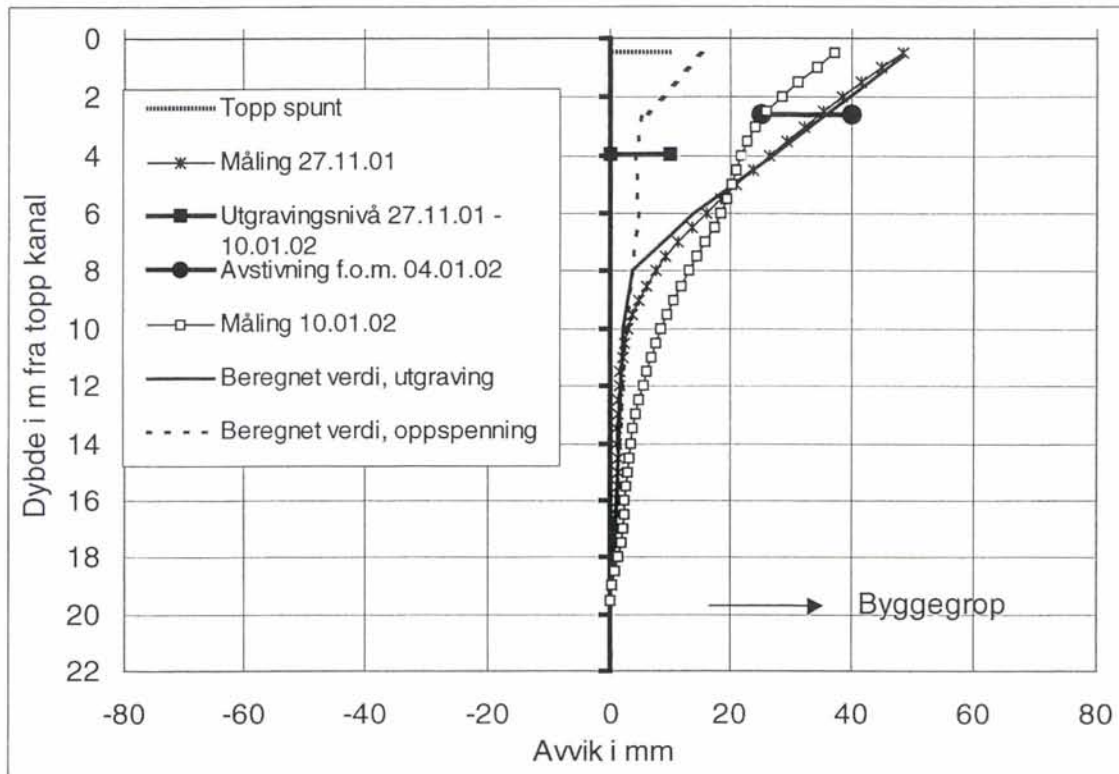
3.4.1 Inklinometermålinger for spunt mot Lars Jongsveg

Generelt er det vanskelig å måle deformasjonene i hver fase helt riktig. Det er sannsynlig at dette skyldes krypeffekter som gir en treghet i hver fase.

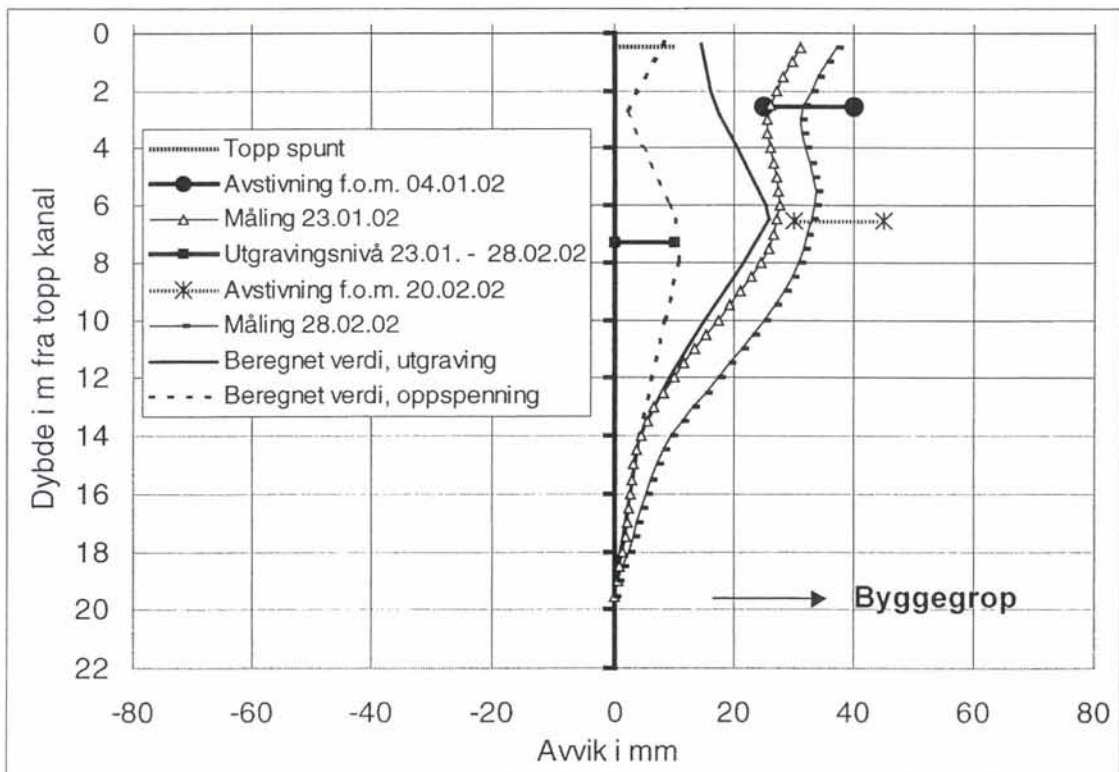
For å gi den deformasjonen beregningsverktøyet viser måtte hver fase teoretisk ha stått i 2-3 mnd. Denne effekten gir seg størst utslag i oppspenningssituasjonen som er den fasen som varer kortest før neste fase inntreffer. Dette gjenspeiler seg i måleresultatene. Målingene viser mindre innpressing umiddelbart etter oppspenning av stagen i forhold til det beregningene viser.

Målingene viser at topp spunt fikk større innpressing enn beregnet over tid. Det er sannsynlig at passivt mothold er overvurdert i toppen av terreng. Denne tendensen er tydelig for alle snittene det ble målt på. Effekten øker med øket oppspenning for

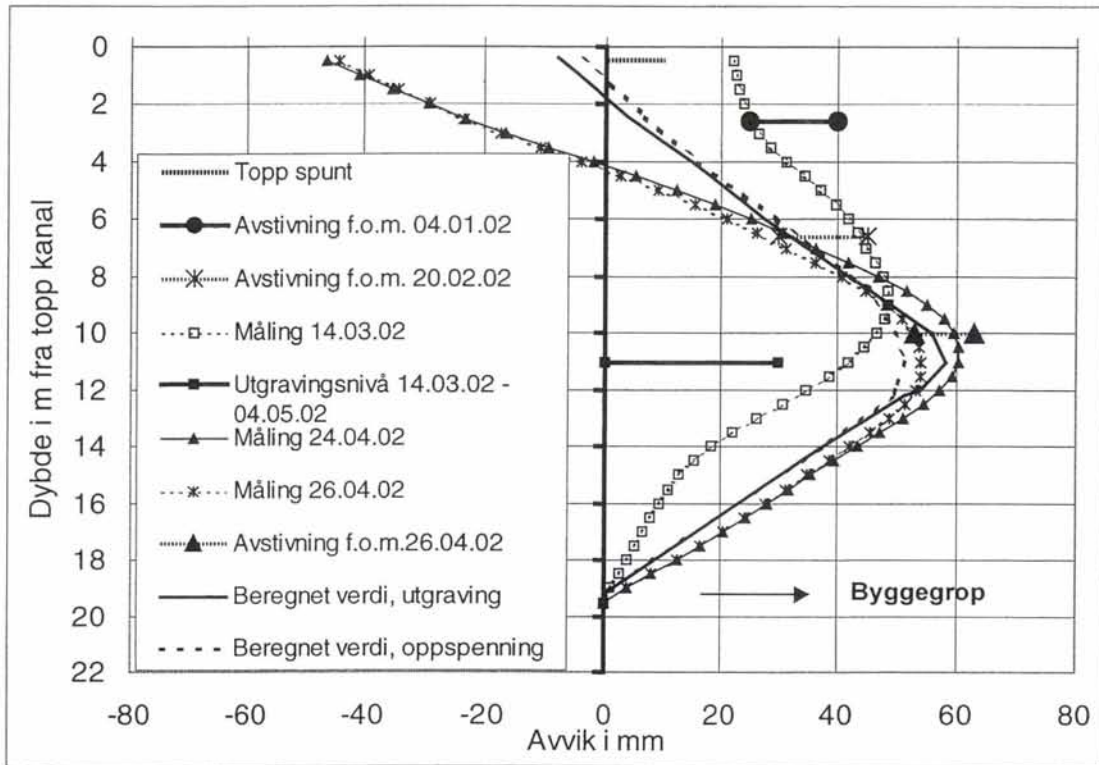
første stegrad. Momentet i spunten øker også som følge av høy oppspenning i første stegrad.



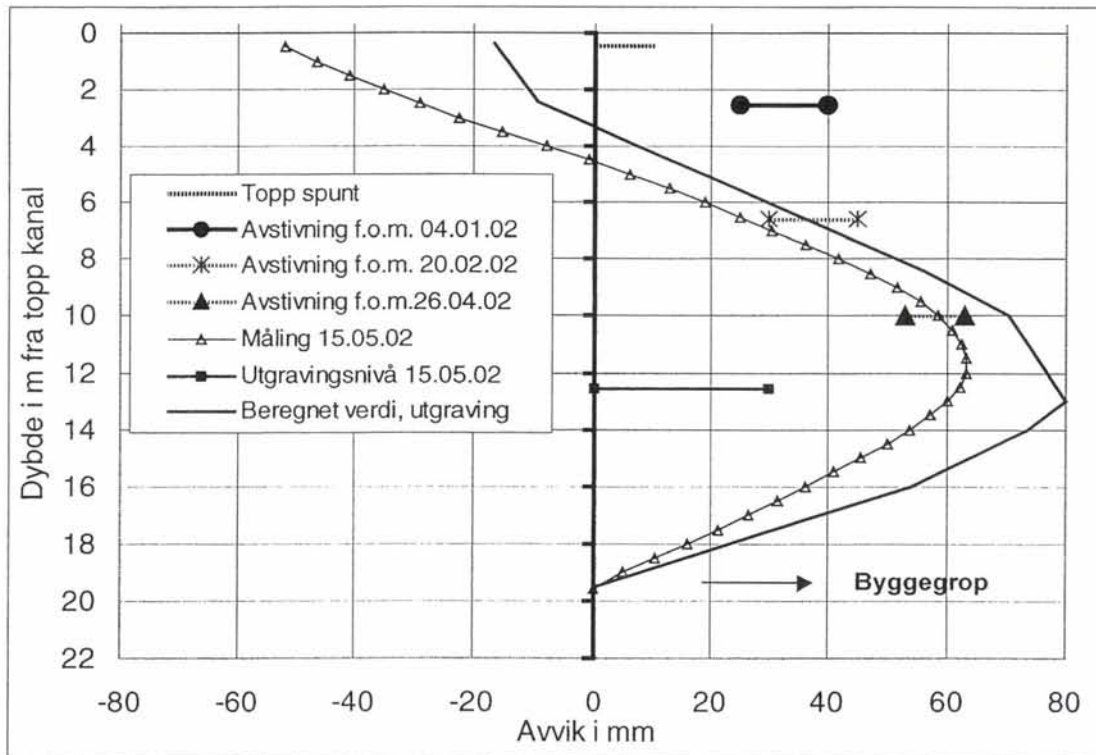
Figur 7. Lars Jongsveg, utgraving og oppspenning første nivå.



Figur 8. Lars Jongsveg, utgraving og oppspenning andre nivå



Figur 9. Lars Jongsveg, utgraving og oppspenning tredje nivå

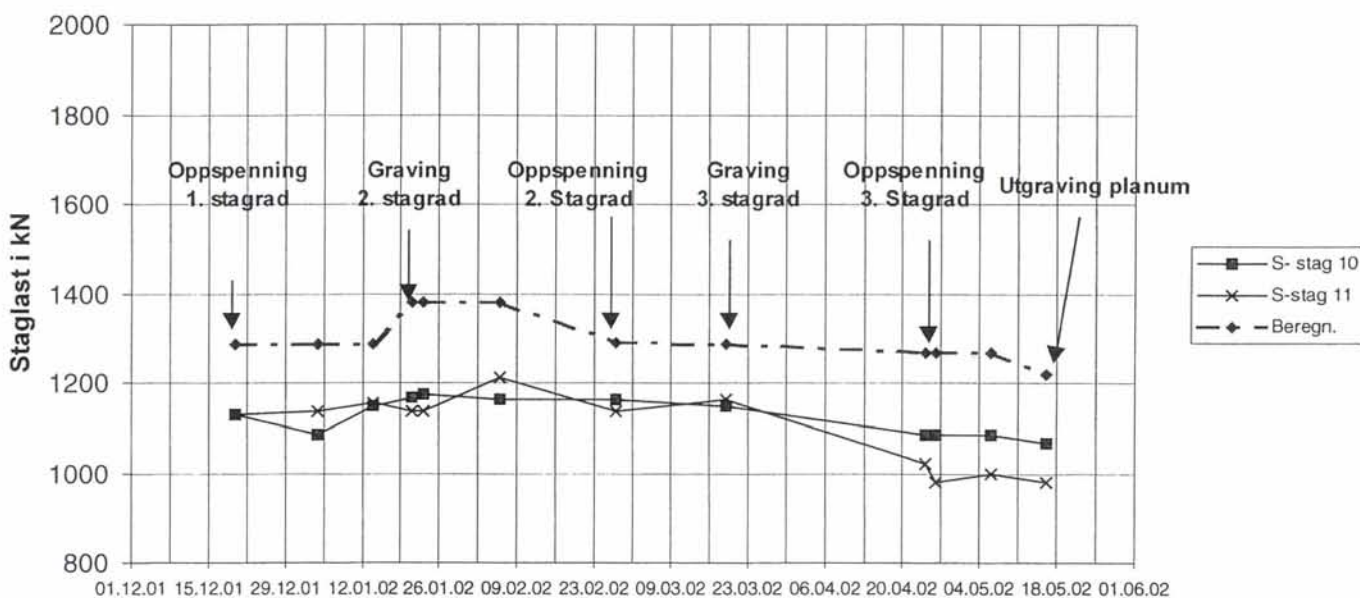


Figur 10. Lars Jongsveg, utgraving fjerde og siste nivå

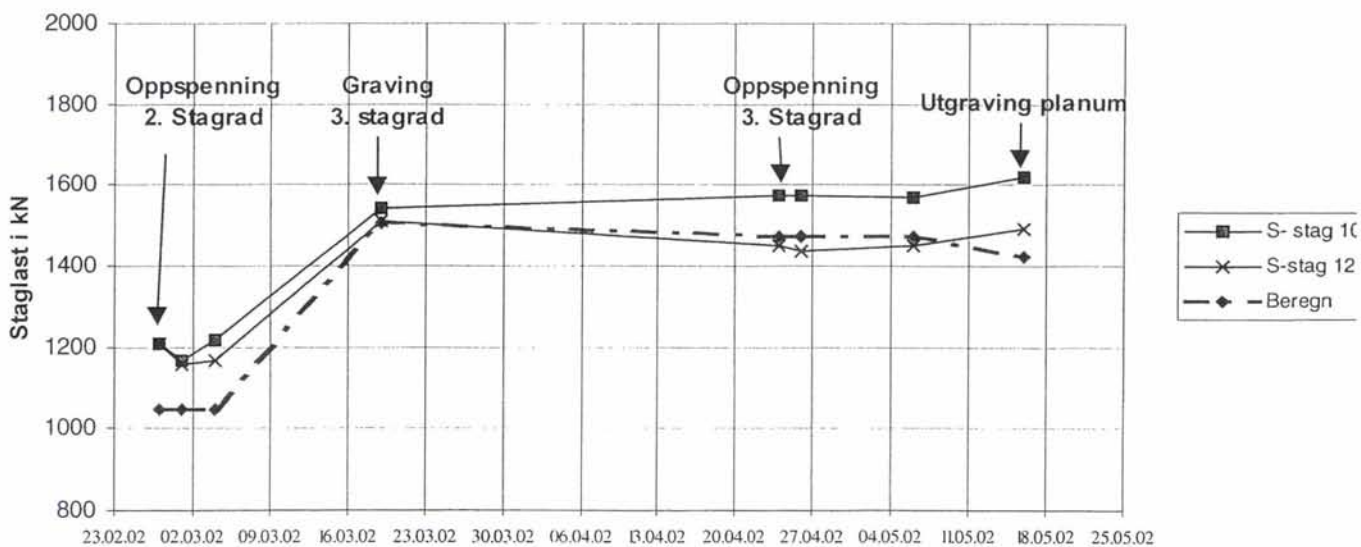
3.4.2 Staglaster for spunt mot Lars Jongsveg

Staglastene var beheftet med en del større usikkerhet enn de øvrige målingene av måletekniske årsaker. I tillegg får man en endring i reelt oppspenningsnivå på veggen i forhold til det spenningsnivået som påføres hvert stag.

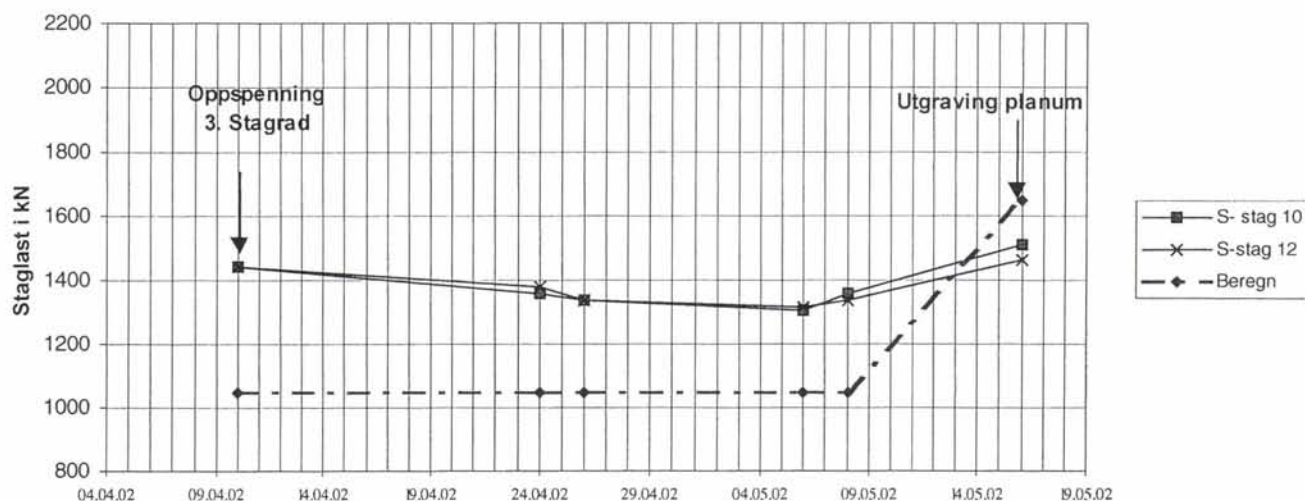
Ved suksessiv oppspenning synker lastnivået i nabostaget med 10 – 20% i forhold til det nominelle. Dette skyldes dels at når neste stag spennes opp, får man deformasjoner som sprer seg til nabostaget og avlaster dette. I tillegg vil man ha en krypeffekt fordi man spenner mot et poretrykk som dissiperer med tid. Dette blir ikke korrekt modellert i beregningsprogrammet. Det vises bl.a. til artikkelen; Staglastmålinger – mulige feilkilder knyttet til kalibrering og avlesning ved ulike lufttemperaturer av Vik A.m.fl.



Figur 11. Lars Jongsveg, staglaster rad 1



Figur 12. Lars Jongsveg, staglaster rad 2



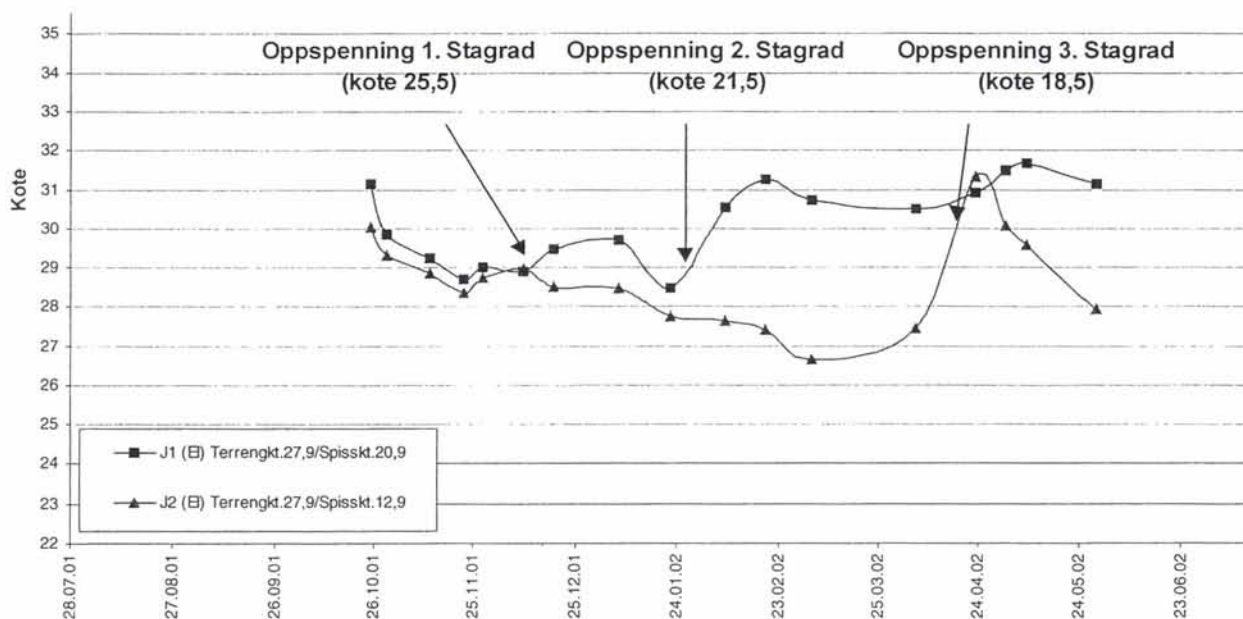
Figur 13. Lars Jongsveg, staglaster rad 3

Målingene, presentert i figurene 11 til 13, viser at staglastene gjenspeiler grave- og spennefasene rimelig godt.

3.4.3 Måling av poretrykk bak spunt i K91

Poretrykksmålingene ble utført for å kontrollere effekten av utgraving og oppspenning av stag under etablering av byggegropa.

Vi var ikke sikre på hvor stor innvirkning disse forholdene hadde på løsmassene, men resultatene viser at selv den moderate oppspenningen hadde effekt. Det ble målt opp til 4 m poretrykksøkning lokalt bak spunten under oppspenning. Dette poreovertrykket forsvant i løpet av 2 - 4 uker.



Figur 14. Lars Jongsveg, poretrykksutvikling 4m bak spuntvegg. Poretrykket måles med kotehøyde. Hydrostatisk vanntrykk fra terreng tilsvarer kote 29.

4 BEREGNINGER OG OMPROSJEKTERING K74

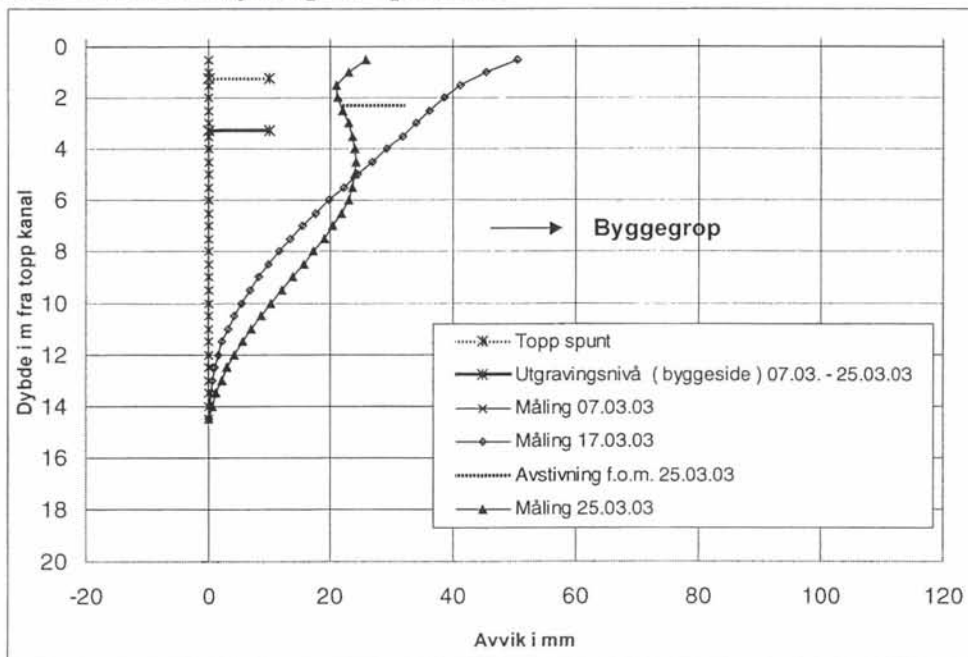
På grunnlag av erfaringer fra element K91, ble det besluttet å øke kontrollen i K74. Årsaken til dette var de deformasjoner som oppsto for spuntene i K91 i området nærmest K74. Det ligger bebyggelse og tekniske installasjoner tett inn mot byggegropa langs K74. Dette har innvirkning på den frihetsgrad man har for deformasjoner på spuntene, og en ytterligere kontroll gjorde det mulig å holde på løsningen.

4.1 Inklinometermålinger K74

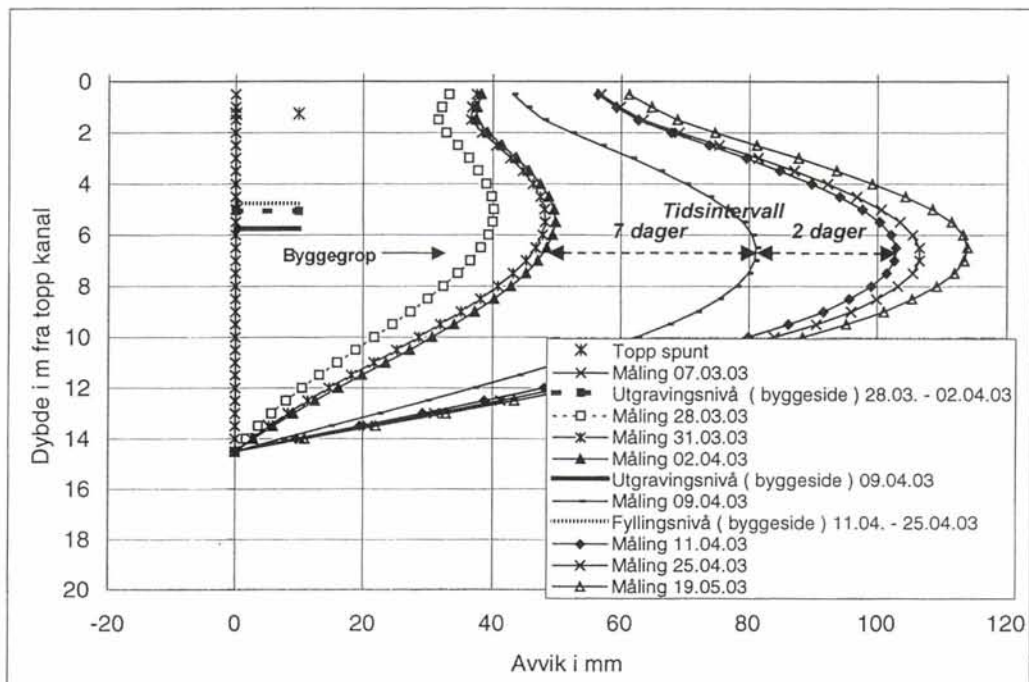
Under høyspentlinjene ble ks-ribbene satt i 2 faser, fase 1 før utgraving til stagrad 1 og fase 2 før utgraving til stagrad 2. Det ble utført en visuell kontroll av ks-ribbene ved utgraving til et mellomliggende nivå før ribbene i fase 2 ble installert.

Kontrollen viste at ks-ribbene i fase 1 ikke var kontinuerlige og at det var varierende kontakt mot spuntene. Det ble dermed initiert seksjonsvis utgraving for hver ks-ribbe som skulle installeres i fase 2 for å begrense deformasjoner av spuntene. Til tross for dette tiltaket fikk man rask utbøyning av spuntene i K74, og det ble fylt tilbake 1,5 – 2,0 m med stein for å sikre spunt og stag mens ks-ribbene fra fase 2 herdet. Videre ble stagnivået hevet og kapasiteten øket i flere områder for stagrad 2.

De presenterte inklinometermålingene, figur 15 og 16, er fra det mest påkjente snittet og viser hvordan deformasjonen aksellererte før den ble bremsset av tilbakefylling. Hoved-delen av deformasjonene skjedde i løpet av 9 dager. Det ble omlag 5 cm ekstra utbøyning av spuntene.

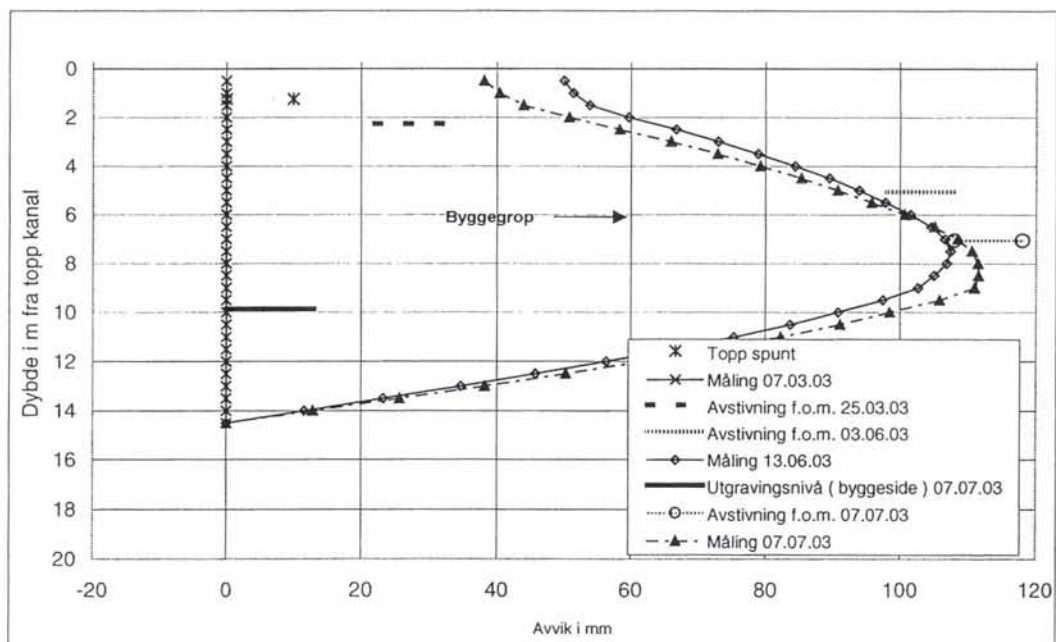


Figur 15 Inklinometermålinger profil15482N. Fase 1 utgraving og fase 2 oppspenning.



Figur 16 Inklinometermålinger profil15482N. Fase 3-3A, utgraving og midlertidig tilbakefylling.

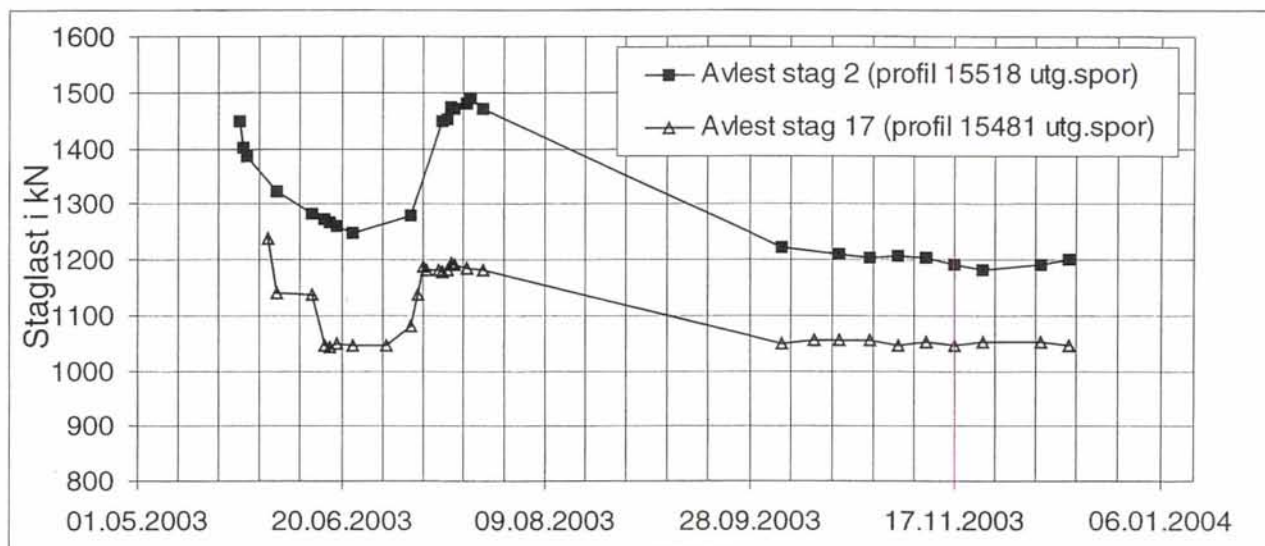
Figur 17 viser målinger utført etter at avstivning med stag i to nivåer var etablert og etter at det var gravd ut seksjonsvis under stiverne. Som det framgår av figuren medførte ikke disse arbeidene, dvs. utgraving til traubunn, deformasjoner ut over det som ble registrert i forbindelse med fase 3 – 3A.



Figur 17 Inklinometermålinger, profil 15482N. Fase 5 og 6: Seksjonsvis monterings og utgraving under rørstivere.

4.2 Staglaster for stagnivå 2 på spunt K74

Det var opprinnelig ikke regnet med å bruke staglastmålere i K74. På grunn av de store deformasjonene, ønsket Jernbaneverket Utbygging å kontrollere utviklingen i stagra 2 bedre. Det ble installert målere på 4 stag i de mest kritiske områdene. Lastmålerne viser avtagende verdi inntil det graves ut til nivå for rørstivere. Lasten øker da opp til oppspenningsnivå. Staglasten kommer aldri opp i kritiske verdier. Etter utgraving til planum har lastene krøpet jevnt nedover og ligger i dag godt under nivå ved oppspenning.



Figur 18. Utvikling av staglast over tid i K74. Avleste staglaster på nordvegg.

4.3 Måling av poretrykk bak spunt i K74

Effekt på poretrykket ved installasjon av ks-peler ble dokumentert. Poreovertrykk/lufttrykk sprer seg i morene-massene, gir poreovertrykk i leiremassene og får dermed innvirkning på spuntens generelle stabilitet over et større område.

Det ble ikke utført systematiske målinger av poretrykket før og etter oppspenning av stag i K74 på samme måte som for K91. Dessuten ble det foretatt installasjon av ks-peler rett før oppspenning av stagra 1 og stagra 2. I nivå 3 ble det benyttet rørstivere som ikke spennes opp og som ikke gir økning i poretrykk bak spunten.

Kun en måler viser noe økning i poretrykk ved stagoppspenning, og sammenhengen er ikke entydig, som den var for K91. Dette kan skyldes at poretrykket i området allerede var høyt pga installeringen av ks-peler i tidrommet før oppspenning, slik at en påvirkning fra stagoppspenningen er marginal. Måleren sto like nær byggegropa som måleren i K91 (ca 4 m).

5 KONKLUSJON

Kontrollen har gitt en generell økning i sikkerheten for hele byggegruppa ved at man fikk dokumentert hvor godt løsmassene er modellert.

Den totale stagkapasiten ble økt med 15 %, på grunn av beregninger som tok hensyn til effekt av deformasjoner i spunt og stag. Til tross for redusert oppspenning fikk man ikke fullt aktivt trykk bak spunten. Uten slike beregninger ville man sannsynligvis sitte med om lag 20% lavere sikkerhetsnivå for stagene enn forutsatt.

Antall stag er redusert med 36 stk i tunnelelement K91, tilsvarende en besparelse på rundt 1,1 million NOK. I tillegg oppnådde man en grave- og oppspenningsfase mindre slik at framdriften for entreprenøren ble vesentlig forbedret.

Den suksessive byggingen av betongtunnelen gjorde det mulig å ta inn erfaringene fra målingene som ble gjort underveis, slik at både kontrollomfang, sikkerhetsnivå og økonomi kunne optimaliseres. I tunnelelement K74 økte man kontrollen for på den måten å øke sikkerheten ved utgraving med innvendig avstiving med ks-ribber, fordi dette viste seg å være et kritisk element i et kritisk område.

Endringer med hensyn på omfang av ks-ribber og bruk av innvendig rørstivere medførte en økt kostnad på 8 – 10%. Eventuelle følgekostnader for skader på bebyggelsen som følge av poretrykksenkning og spuntdeformasjoner er da forhindret.

6 REFERANSER

Jernbaneverket 2000. Detaljplan og byggeplan. Sandvika vest.

Vik A., Fredriksen F., Brendbekken G. 2002. Dyp utgraving ved bruk av redusert sikkerhetsfaktor og økt kontroll av arbeidene. Geoteknikkdagen Oslo 22.11.02

Braaten A. m. fl., 2004 Refundamentering/sikring av høyspentmast, NGM2004

Braaten A. m. fl., 2004 Observerte effekter på poretrykk på grunn av omfattende fundamenterings-arbeider ved dyp utgraving i leire, NGM2004

**Jernbanebruer over Sandvikselva. Fundamentering av to
buebruer på komplekse grupper av stålkjerner**

Jernbanebruer over Sandvikselva. Fundamentering av to buebruer på komplekse grupper av stålkjernepeler

Gunvor Baardvik & Anne Braaten & Arne Vik

Jernbaneverket Utbygging, Postboks 1162 Sentrum, 0107 Oslo, Norge

gunvor.baardvik@jbv.no

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamveien 57B, 0957 Oslo, Norge

guro.brendbekken@optimal-geoteknikk.no

I forbindelse med bygging av nytt dobbeltspor for jernbanen mellom Sandvika og Asker utenfor Oslo er det bygd to 150 m lange buebroer i betong. Bruene er fundamentert på grupper av stålkjernepeler med kompleks geometri, med helning på enkeltpeler på 1:1 (45°) og pelelengder inntil 48 m. Pelegruppenes geometri er bl.a. styrt av at det er mange peler i hver gruppe pga store laster og på grunn av dybden til fjell som medfører at peler fra naboakser fletter seg med hverandre. Bruene er i tillegg bygd i 3 etapper parallelt med sporet for å opprettholde togtrafikken i byggeperioden, noe som også har influert på fundamenteringen. Artikkelen oppsummerer erfaringer fra prosjekteringsfasen med prosjekteringsstemaer som knekning, påhengslaster, jordskjelv og strekkpeler. Videre fokuseres det på praktiske erfaringer med utførelse og materialkontroll, med emner som vrakpeler, rettetsmåling og boravvik, vanntapsmålinger og injeksjon, "bobling" rundt peler, stålkvalitet, mørtelkvalitet og kontrollomfang.

1 ORIENTERING OM PROSJEKTET SKØYEN - ASKER

Jernbaneverket Utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker vest for Oslo. Utbyggingen er en del av et større prosjekt som etter Nasjonal Transportplan NTP skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika – Asker skal etter planen stå ferdig i 2005 og har en kostnadsramme på 3.8 milliarder kroner. De første anleggsarbeidene startet opp i januar 2001. Byggeteknisk prosjektering er utført av Aas-Jakobsen AS med GeoVita AS som geoteknisk konsulent.

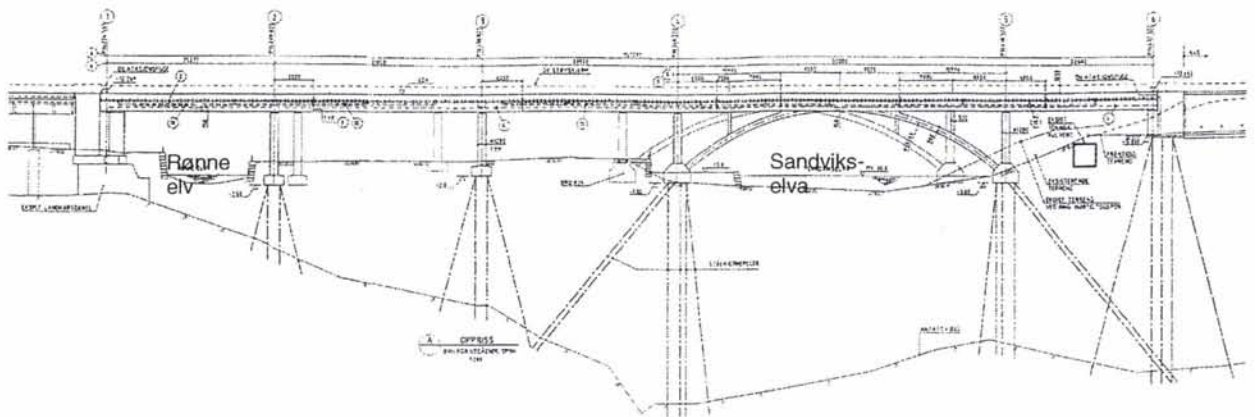
Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Fra Sandvika stasjon der parselen starter i øst, utvides eksisterende dobbeltspor med et nytt spor på hver side over en strekning på ca. 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye dobbeltsporet går hovedsakelig i tunnel videre fram til Asker i vest.

Utvidelsen fra to til fire spor fram til tunnelmunningen skal utføres innenfor et meget smalt område og bygges derfor bare på støttekonstruksjoner og broer. Entrepri-

sen som blant annet omfatter bygging av bruer over Sandvikselva er utført av Reinerntsen Anlegg AS. Spunt- og pelearbeidene er utført av Nordenfjeldske Spunt og Peleservice.

2 BRUENE I SANDVIKA

I Sandvika sentrum går jernbanen på bru over Sandvikselva og Rønne elv. De to elvene løper sammen like nedstrøms bruene. Før utbyggingen startet gikk jernbanen på to stålbruer, en bro for hvert spor. Den søndre brua ble bygget til åpningen av normalsporet jernbane mellom Oslo og Drammen i 1917 - 1920. Den nordre brua var fra 1958, da strekningen fra Sandvika til Asker fikk dobbeltspor. I tillegg til at de eksisterende bruene var gamle, representerte de en kraftig støykilde i Sandvika sentrum. Utvidelsen til fire spor er derfor utført på to nye bruer av betong, med to spor på hver bru. De to stålbruene er revet parallelt med byggingen av de nye bruene.



Figur 1 Lengdeprofil av bruene

2.1 Bakgrunn for valg av buebru over Sandvikselva

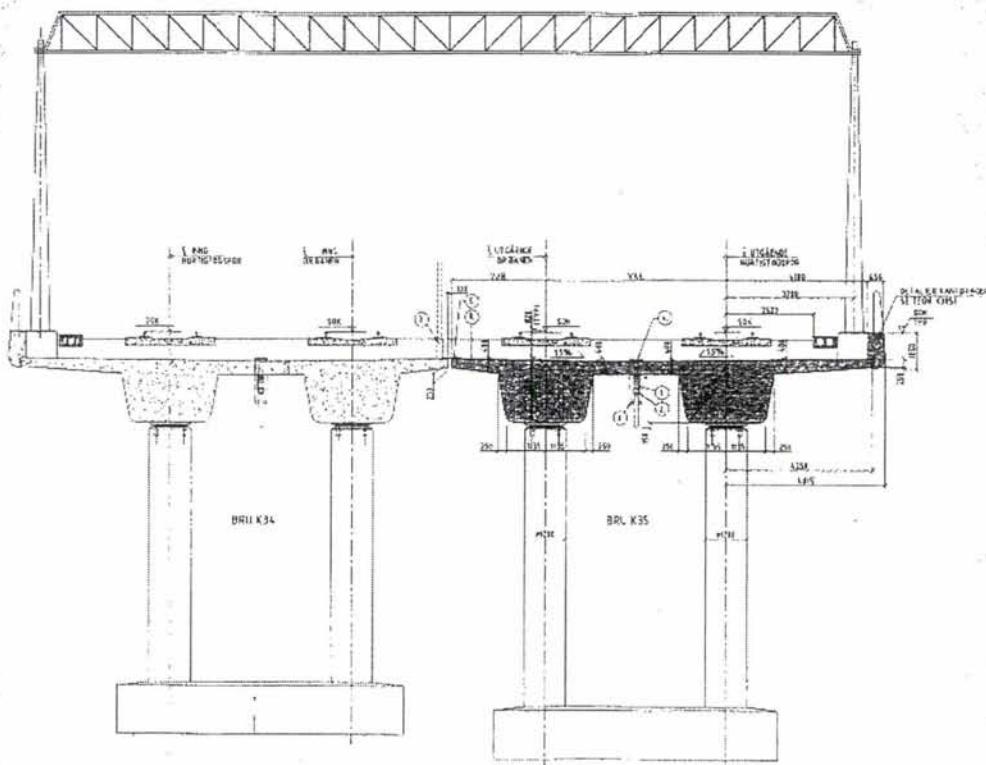
Valg av buebru er i hovedsak et arkitektonisk valg. Det ble i detaljplanarbeidet vurdert flere løsninger og et buebrualternativ og et bjelkebrualternativ ble detaljert ut i lik grad i denne fasen. Begge brutypene har sine fordeler og ulemper. Av estetisk betydning er det et moment at bjelkebrua ville fått et fundament ute i elven, mens buebrua frigjør elvearealet. Av teknisk betydning er at bjelkebrua ville fått et behov for fastholding i den ene enden, samtidig som all bevegelse ville kommet i den andre enden. For å kunne ta opp denne bevegelsen ville man fått en glideskjøt i skinnene, noe som driftsmessig regnes som svært ugunstig. Fastholdingen ville videre gitt et behov for å kunne ta bremsekrefter i et av landkarene. I østre landkar er dette å betrakte som uheldig, da man ville beholde det eksisterende landkaret og tilløpsfyllingen intakt. Tilløpsfyllingen er en del av stasjonsområdet i Sandvika. I

vestre ende er det EPS i tilløpsfyllingen, og dette ville også komplisert en forankring.

Buebrua er fastholdt "på midten" (av hovedspennet) og bevegelsene i hver bruende er mindre, slik at glideskjøt unngås. Buebruas største ulempe er at det er vanskelig å oppta horisontallastene fra trykkbuen når denne ikke står på fjell.

2.2 Tekniske data for bruene

De to bruene, en bru for to spor med retning inn mot Oslo og en bru for to spor med retning mot Asker har lengde 152 og 154 m. De har 6 akser hver inklusive landkar. Hovedspennet med bue over Sandvikselva er på 50 m og sidespennene er mellom 21 og 29.5 m, tilpasset visuelle hensyn og arealbruken under bruene. Bruene er fundamentert på stålkjernepeler med diameter $\varnothing=150$ mm i akse 1 og $\varnothing=180$ mm i øvrige akser. Under buefundamentene i akse 4 og 5 har ca halvparten av stålkjernepelene helning tilnærmet 1:1, dvs 45° . Det er satt ca 6000 lm stålkjernepeler tilsammen for bruene. De østre landkarene er massive betongkonstruksjoner bygget rundt de eksisterende landkarene. De vestre landkarene er kasselandkar fylt med stein. Inn mot de vestre landkarene er det en tilløpsfylling av EPS.



Figur 2 Tverrsnitt av bruene

Bruoverbygningen på hver av bruene består av to spennarmerte bærebjelker med T-tverrsnitt, en under hvert spor. Bjelkenes byggehøyde er 1.8 m. Det er faste lager på alle søyletoppene og ensidig bevegelig lager ved landkarene.

Hver bru er kostnadsberegnet til ca. 30 millioner kroner. Av dette utgjør spunt og peler ca. 30%.

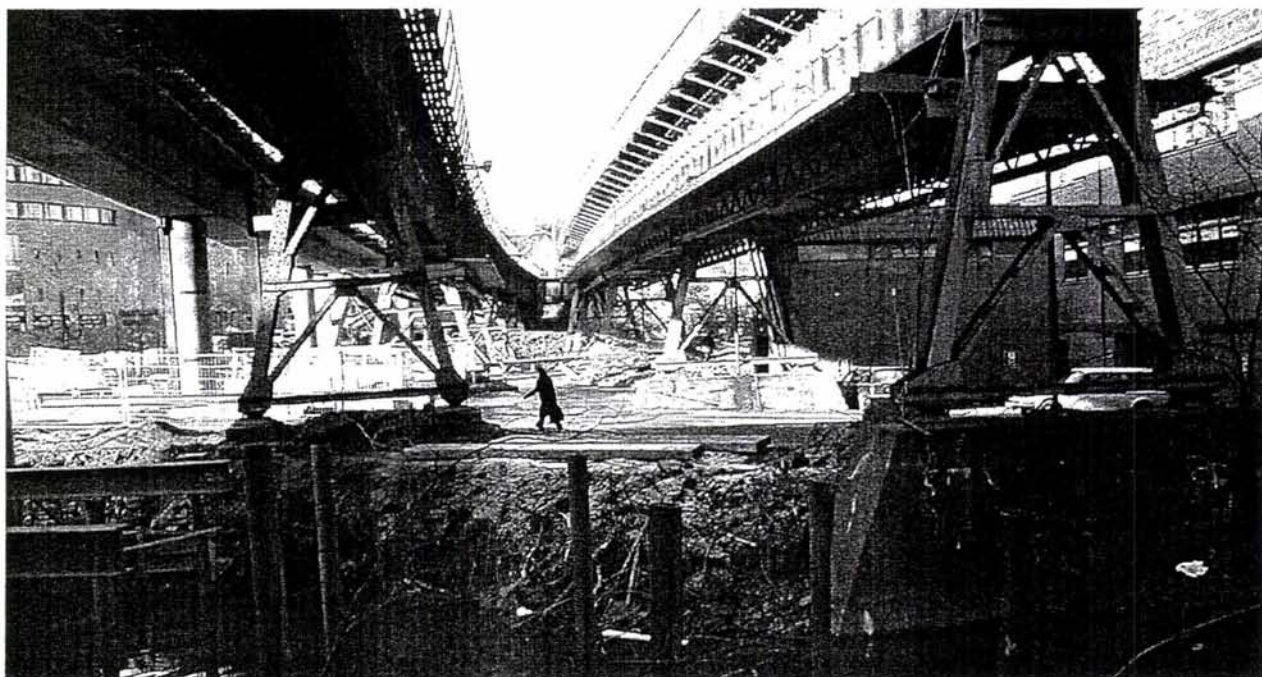
2.3 Grunnforhold

Underkant av fundamentene ligger på nivåene fra kote -1.5 til kote + 5.85. Grunnforholdene i brutrasèen består i grove trekk av siltig sand ned til kote -8. Denne er tolket til å være løst lagret og med noe organisk innhold. Under dette nivået er det en middels fast siltig leire ned til fjell, stedvis med et morenelag over. Leira er lite sensitiv. Morenen har svært varierende mektighet og fasthet. Fjellet antas å bestå av leir og kalkskifer, som i området rundt. Fjelldybder er fra 5 til 35 m.

2.4 Kompleksiteten

Det er flere forhold som gjør bruene over Sandvikselva spesielle og komplekse:

En viktig forutsetning ved utbyggingen er at trafikken opprettholdes på to spor i hele anleggsperioden. Arealet for utbyggingen fra to til fire spor er også svært begrenset. Derfor er de nye bruene bygget i flere etapper.



Figur 3 Ny halv betongbru helt til venstre og de gamle stålbruene

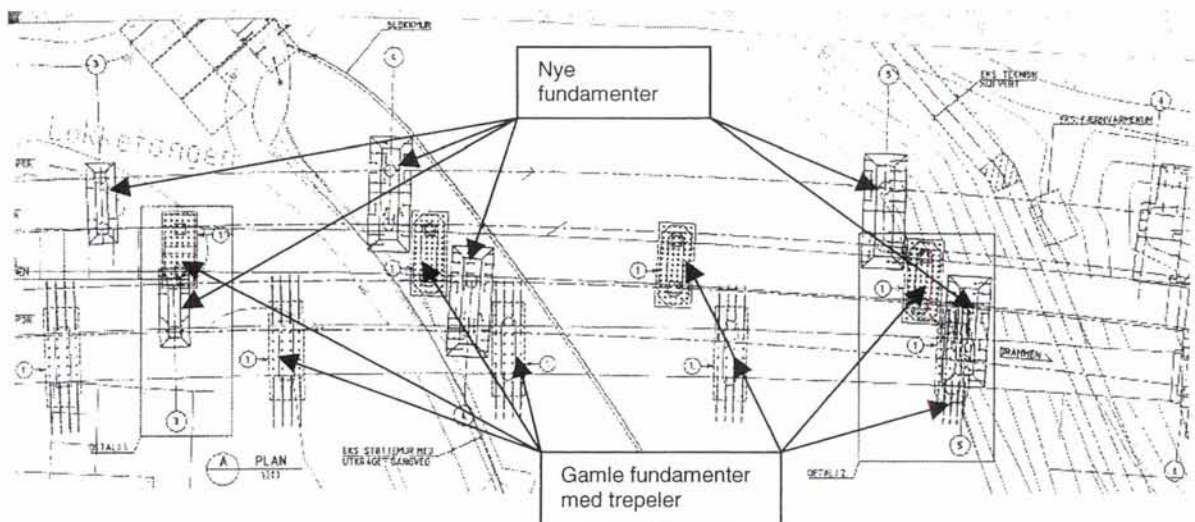
Først ble det bygget en halvpart av den nye søndre betongbrua, det vil si bru for et spor i hele bruas lengde. Togtrafikken fra den søndre stålbrua flyttet deretter over på den nye halve betongbrua og den første stålbrua kunne rives. Deretter ble den andre halvparten av den nye søndre betongbrua bygget. Når denne stod ferdig, ble togtrafikken flyttet over fra den nordre stålbrua, og denne kunne rives. Da ble det frigjort areal til å bygge den andre nye betongbrua. Når begge bruene står ferdige,

legges togtrafikken på nytt om og man får to spor på begge bruene. Denne trinnvise utbyggingen av halv og hel bru samt enveis og toveisrettet trafikk på bruene gir mange lasttilfeller som skal sjekkes ut.

Den trinnvise utbyggingen har også hele tiden stor nærhet til spor i drift, med de begrensninger dette gir på f.eks. bruk av kran, løftehøyder osv. I etappe to, da den andre halvpart av søndre betongbru skulle bygges, var det togtrafikk på begge sider av det tilgjengelige byggearealet.

Bruene ligger midt i Sandvika sentrum. Det er lite plass til rådighet for anleggsdriften generelt. Det er minimalt med lagerplass og både under og langs bruene er det gater med tildels tett bytrafikk av både kjørende og gående.

De gamle stålbruene var fundamentert på trepeler og de nye fundamentgruppene kom i konflikt med disse. De nye pelegruppene var planlagt slik at de ikke skulle komme i konflikt med trepeler som bar bru i drift. Det ble forberedt for boring av stålkjernepeler gjennom et stort antall trepeler som ikke lenger var virksomme. Boring gjennom trepeler ble ansett å være en usikkerhet med hensyn på faren for retningsavvik, borkrangel mm. Det er også rester av enda eldre fundamenter på trepeler i elva, fundamenter som kan stamme fra den første jernbanebrua over Sandvikselva fra 1854 eller fra hjelpefundamenter i forbindelse med byggingen av stålbruene.



Figur 4 Utsnitt av fundamentplanen for nye og gamle bruer

Det er store laster som skal ned i buefundamentene i akse 4 og 5 og fundamentene har store pelegrupper. De svært skrå pelene med helning nær 1:1 i buefundamentene er så lange at de fletter seg inn i pelegruppene for fundamentene i akse 3 og 6, og sideveis blir det en fletting mellom peler satt i ulike byggetrinn. Med den begrensede plassen som er til rådighet i jordvolumet under fundamentene, er det in-

gen enkel oppgave å innplassere erstatningspeler. Den sideveis flettingen innebar også at det ble satt nye peler mellom peler som bar bru med togdrift.



Figur 5 3D modell av pelegrupper for akse 5 og 6, akse 5 er til venstre

De store pelegrupperne i akse 4 og 5 har underkant pelehode på kote -1. Middelvannstanden er på kote 0, og pelearbeidene er utført i tette spuntgroper. Spuntens lengde var styrt av at pelene ikke skulle kollidere med spuntfoten. Spuntgropenes størrelse var i tillegg styrt av tilgjengelig plass, avstivningsmuligheter og kostnader.

Mellom alt dette skulle det også settes peler til fjell for å fundamentere brureisen setningsfritt over elveløpet. Det har ikke vært tillatt med hjelpefyllinger i elveløpet. Det er stilt krav fra Norges Vassdragsvesen om at pelebrua for reisen ikke skal skape oppstuvning av vannet på noen måte, og det skal også være en "led" for at småbåter skal kunne passere. Disse hjelpepelene er også med og opptar plass i jordvolumet og reduserer mulighetene for å plassere erstatningspeler.

Stålkjernepeler ble valgt blant annet fordi riggen er liten og det ble vurdert som vanskelig å få plass med vanlig pelerigg under alle de kompliserende forhold som er nevnt, spesielt i etappe 1 og 2. Massefortrengning fra peling under fundamenter som bar spor i drift var også et usikkerhetsmoment. Støy fra arbeidene midt i Sandvika sentrum var også et viktig argument.

3 ERFARINGER FRA PROSJEKTERINGSFASEN

Peleberegningarbeidet har vært omfattende på grunn av de mange lasttilfellene som må kontrolleres og alle begrensningene som ligger innbakt i kompleksiteten. I

tillegg har det vært diskusjonsrunder og behov for utdypende dokumentasjon rundt flere tema:

- Knekning og påhengslaster, spesielt relatert til de svært skrå pelene i buefundamentene
- Jordkjelvanalyse
- Strekkpeler
- Rilling av strekksonen på strekkpeler
- Gjennomførbarhet

3.1 Knekning og påhengslaster

De skrå pelene ble antatt å være følsomme for påhengslaster som følge av langtidssetninger i jorden, og dette er tatt inn i dimensjoneringen. Det har også vært grundige diskusjoner rundt at setninger gir ulik sidestøtte over og under pelene med helning 1 : 1, og hvordan dette er tatt inn i beregningene. Erosjon rundt foringsrør og redusert sidestøtte på grunn av dette er også belyst. Konklusjonene knyttet til disse diskusjonene er at skråpelene har fått en lengre innstøpningslengde i pelehodet (økt innspenning) og at det må følges nøye med på at det ikke blir erosjon langs pelene ved nedsetting av foringsrør.

3.2 Jordskjelvanalyse

Jernbaneverkets regelverk krever ikke at det skal gjennomføres jordskjelvanalyse for bruer med den lengden bruene i Sandvika har. Ut fra det spesielle fundamenteringskonseptet og med analogi til Statens vegvesens regelverk, valgte Jernbaneverket likevel å få foretatt en jordskjelvanalyse av bruene. Det viktigste i en slik analyse er å sikre at inputverdiene er av en slik kvalitet at man kan ha tillit til beregningsresultatene, og i dette ligger mye av jobben. Analysen ble utført av Aas-Jakoben i samarbeid med NGI.

Regelverket til Statens vegvesen og Eurocode samsvarer den gangen ikke med hensyn på en del forutsetninger, blant annet returperiode. Det ble valgt å utføre beregningen med en returperiode på 1000 år. Resultatene av jordskjelvanalysen hadde ingen innvirkning på dimensjoneringen av pelegruppene eller armeringen. Bruddgrensetilstand og ulykkestilstand med toglaster viste seg å være dimensjonerende. Beregningen medførte kun mindre endringer for sidestyrt lagre.

3.3 Strekkpeler

Konsulenten har optimalisert pelegruppene til å omfatte færre peler og lavere strekklast enn slik de framsto tidlig i byggeplanen. Dette er gunstig med tanke på økonomi og ikke minst gjennomførbarhet. Jernbaneverkets regelverk kunne på den tiden tolkes dithen at strekkpeler var en akseptabel løsning, men dette er nå endret. Strekkpåkjenningene som fortsatt finnes i en del lasttilfeller er ikke permanente og finnes bare i ulykkestilstand/bruddgrensetilstand.

3.4 Rilling av strekksonen på strekkpeler

Det er beskrevet i kontrakten at strekkpeler skal ha innslissede riller i forankringssonen. I beregningene er det dokumentert at pelene har tilstrekkelig heft mellom pel og mørtel ved bruk av glatt stål. Byggherren har på grunnlag av dette valgt å sette glatte strekkpeler, forutsatt at pelegruppens geometri ble som prosjektert etter setting av foringsrør (ingen lastøkning på strekk). I forbindelse med diskusjonen om rillingens utforming, gjorde konsulentene en vurdering som konkluderte med at påsveisede larver beregningsmessig har en bedre effekt enn de innslissede rillene, som også reduserer tverrsnittet på pelen.

3.5 Gjennomførbarhet

Forhold rundt pelesettingens gjennomførbarhet har ført til en rekke krav i kontrakten med entreprenøren. Det er bl.a. satt et rekkefølgekrav om at bufundamentene skal ha ferdig borede, innmålte og godkjente foringsrør før foringsrørene i naboaksen kan påbegynnes. Det er også satt av tid i framdriftsplanen til retthetsmålinger med inklinometer og til en uke kontrollberegning hos konsulentene dersom noen av pelene har avvik. Konsulentene har i tillegg lagt alle pelene inn i en 3D-modell, se figur 5. Ut fra denne er kollisjonsfare kontrollert og peler justert. Oppdaterte peledata legges også inn etter innmåling.

4 ERFARINGER FRA BYGGEFASEN

Erfaringen er at pelingen totalt sett har gått bra, men arbeidene har krevd omfattende planlegging og kontroll. Det har vært et godt samarbeidsklima under arbeidene, og problemstillinger som kunne medført problemer av både teknisk og økonomisk karakter, er tatt opp tidlig både av entreprenør og byggherre. Dette har utvilsomt vært av stor betydning for gjennomføringen og den totale kvaliteten på arbeidet.

Det kritiske ved hele pelejobben har vært å oppnå færrest mulig vrakpeler, da plassen til erstatningspeler var begrenset. Det å gjennomføre jobben sikkert og uten å påvirke togtrafikken har også krevd planlegging. Det er mange avvik i de arbeidene som er gjort, men reberegninger har vist at avvikene har vært innenfor det konstruksjonen tåler. I første etappe ble det registrert avvik i alle akser.

4.1 Utsetting og innmåling

Under den første etappen var det mange avvik i pelegeometri. Paradoksalt nok skyldtes dette feil ved utsetting i x og y-retning, en faktor som skulle være fullt kontrollerbar. Videre var det vanskelig å sikre riktig helning og retning på alle skråpeler. Entreprenøren laget seg først en ny og stivere mal til å måle mot, og dette ga bedre resultater. I etappe to ble det støpt inn plastrør i magerbetongplaten før boringen startet opp. Disse rørene var satt ut med stor presisjon og hadde lite sling-

ringsmann for foringsrøret, noe som bedret utsetting, helning og retning betydelig. I tillegg ble peleansett innmålt og deretter kontrollert når foringsrøret sto 3 m ned i bakken. Jernbaneverkets stikker kontrollerte i tillegg omlag 85 % av alle pelene under utsetting i etappe 1 og alle plastrør i de øvrige etappene.



Figur 6 Maler av plastrør for nøyaktig ansett av foringsrør

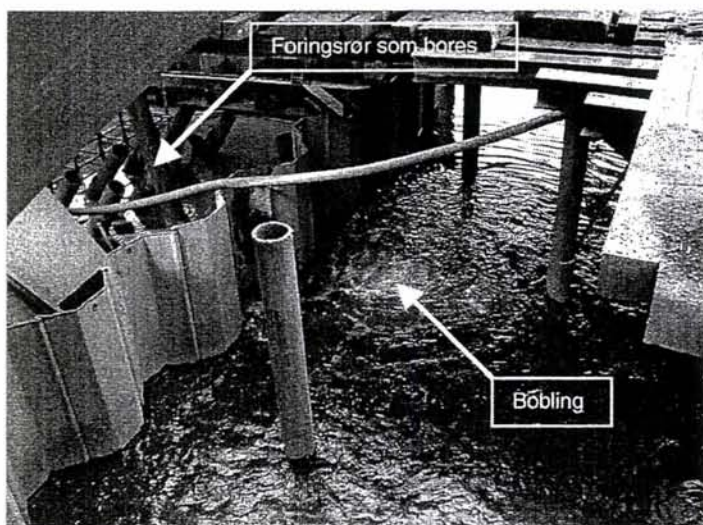
4.2 Boring av foringsrør

Boring av foringsrør har gått bra, men har ikke vært ikke uproblematisk. Det gjelder både de svært skrå pelene med helning 1:1 og de øvrige. Det er benyttet foringsrør med diameter på 240 mm. 4 foringsrør i ulike akser er blitt "vraket", men entreprenøren har greid å dra rørene opp. Det lengste var 39 m. På det første røret røk en sveis. Der klarte entreprenøren å trekke opp røret med boreriggen og sveise røret på nytt. Deretter fikk to ulike foringsrør i hver sin akse deformasjoner bak borkrona mens det ble boret i morenelaget og i fjell. Borkrona kilte seg derfor fast i foringsrøret da den skulle trekkes opp. Rørene og borutstyr ble jekket opp og demontert, men det var et møysommelig arbeid. Entreprenøren bygde om de hydrauliske bena på boreriggen til en jekk som tålte de store kreftene, og jekket opp foringsrøret i jekkelengder på 20 cm. I det siste vrakede foringsrøret røk borstrengen da boret nådde fjell, og borkrone og borstreng ble sittende fast i foringsrøret. Det ble boret erstatningspeler for de tre foringsrørene som ikke kunne settes ned igjen. Erstatningspelene fikk ny retning og helning. Erfaringen er at det var mye vanskeligere å styre retning og helning på erstatningspelene. Den ene erstatningspelen traff nøyaktig sitt gamle fjellhull (som da var blitt fylt av morene, og svært tidkrevende å bore opp), enda det inklusive toleranser skulle gått klar av hullet med en avstand på 3 m.

Det ble benyttet 5 mm godstykkelse på foringsrørene. Det er utført godt og presist sveisearbeid på foringsrørene, og det har vært registrert lite vinkelendring mellom rørbitene. Entreprenøren stilte med svært godt kvalifiserte sveisere.

Antall trepeler har vært mindre enn forutsatt, blant annet fordi de ble nappet opp eller gravd bort da man pigget ned og fjernet de gamle fundamentene. De som ble truffet har heller ikke påvirket borretningen vesentlig, selv om de trepelene som ble fjernet var friske og fine. Det tok litt tid å bore gjennom trepelene og lengst tid tok det der man boret i pelene i trepelenes lengderetning. Dette problemet ble derfor størst for de rettete pelene. Det ble boret gjennom trepeler med det samme borutstyr som ved arbeidene forøvrig.

Byggherren har fulgt opp boring av foringsrørene nøye, særlig i bruas første etappe. En av konklusjonene i diskusjonene rundt knekning og redusert sidestøtte, var at det var en forutsetning fra prosjekterende at det ikke må vaskes ut rundt pelene, ref punkt 3.1. Omfanget av omrøring og erosjon er etter vår erfaring i stor grad avhengig av operatøren og også av massen, og det kan ikke bare utelukkes at det vil forekomme. Det at leira er lite sensitiv har vært utslagsgivende for at byggherren føler seg komfortabel med resultatet. Kontrakten gir ingen annen kontrollform enn direkte oppsyn av utførelse, det er heller ikke stilt krav om registrering av bortid, borkrangel eller andre uregelmessigheter når det bores i løsmassen. Hvordan man kan måle eller registrere redusert sidestøtte med unntak av ved hjelp av prøvebelastning på ferdig montert pel kjenner vi ikke til.



Figur 7 Bobling av luft opp langs spunten og langs hjelpepeler

Det ble registrert til dels mye bobling av luft i og rundt byggegropene. Vi har i et tilfelle registrert massetransport opp langs peler. Dette var i forbindelse med boring for en pel fra akse 6 som krysset en pel i akse 5 med ca 1 m teoretisk avstand. Spesielt ved boring i morenelaget kunne det observeres bobling av luft langs den pelen det ble boret i, langs nabopeler og langs hjelpepeler i elva. Bunnmorenen var stedvis svært hard og den hadde en del flate, avrundete stein som kilte seg i borkrona. Det ble registrert at det boblet opp i et gammelt grunnboringshull 50 m lenger ned i elva ved en slik anledning.

4.3 Kontroll av retthet

Det er utført inklinometermålinger på alle peler i potensiell "flettesone". Normalt benyttes inklinometermålinger til å måle pelenes retthet/eventuelle krumning, og dokumentasjonen er tilpasset dette. I dette tilfellet var retthetsmålingene med inklinometer i tillegg en dokumentasjon på pelespissens geografiske posisjon. Resultatene ble sammenholdt med innmålte koordinater for den satte pelen og brukt videre i konsulentens reberegninger. Det har ikke vært noen store avvik med hensyn på krumning. Det er 40 mm mellom ytterkant kjerne og innerkant foringsrør, og dette er gunstig i forhold til faren for at kjernen skal kile seg fast under nedsetting.

4.4 Kontroll av stålqualität, sertifikater og sporbarhet.

Kontroll av stålqualität er viet stor oppmerksomhet i alle etappene. Det har vært mange varianter i leveransen. Fra kjerner uten sertifikat og uten merking til godt merkede kjerner med samsvar til sertifikatene.

Sporing av stålet slik at man vet at det samsvarer med sertifikatet, er et kontrollpunkt. I tillegg kommer kontroll av at stålet i sertifikatet har de kvaliteter som kontrakten krever. Dersom stålet bare er merket i endene, forsvinner merkingen ved gjengingen. Der hatter er påmontert på verksted, er også endemerkingen ikke synlig når stålet ankommer byggeplassen. Det samme gjelder for platestålet i hattene. Disse er sammensatt av stål fra ulike plater og profiler, og merkene forsvinner i produksjonsprosessen. Merking må derfor overføres før stålet bearbeides videre, og denne overføringen bør ha en garanti ved seg, slik at den ikke kan trekkes i tvil i ettertid.

Prøvetaking er heller ikke enkelt uten å ødelegge en ferdig gjenget pelebit eller et plant endestykke som det skal monteres en pelehatt på. Prøvetaking tar i tillegg noen dager, og det er viktig å huske på at det er en del rutiner som skal oppfylles for at prøvetakingen skal gjelde ved en reklamasjon.

Stålet skal ikke lagres lenge ute, og det opptar stor lagerplass. Kjernene ankom ofte dagen før de skulle settes, og man må være tilstede under lossing for å kunne inspisere all merking som var overført til sidene av kjernen. Når stålet først er losset, er det ikke bare å snu på kjernene for å se om de er merket på undersiden. De må da løftes med kran.

Sertifikater som ankom, var ofte vanskelige å lese. De var sendt som telefaks fra ledd til ledd i handelskjeden. Det ble brukt mye tid og krefter på å få strammet inn rutinene rundt stålleveransene.

Det som må oppsummeres som viktig, er å sjekke at sertifikater er leselige og korrekte og at de overleveres i god tid før setting. Videre må entreprenøren vise at

sertifikat og delleveranser samsvarer. Umerket stål må prøvetas og verifiseres før det benyttes, og det bør også tas stikkprøver av merket stål. Det må tilstrebes et system på sikt hvor leverandør og entreprenør kan dokumentere sertifikat og batch for hver pelebit som settes.

4.5 Mørtel

Kontrakten forutsatte at mørtel til stålkjernepeler skulle produseres i henhold til Betongforeningens publikasjon nr. 14. Denne gjelder egentlig for spennkabler. I oppstarten ble mørtelen blandet på slump og rutinene måtte forbedres. Byggherren krevde at v/c-tall skulle måles for hver pel. Innveingsrutinene ble skjerpet og målingene har imponert byggherren. De har vist at blandeoperatøren hadde god kunnskap til å vurdere v/c-tall på øyemål. Byggherren benyttet også Multiconsult avdeling Noteby til uavhengig mørtelkontroll ved pelesettingen, og det har vært et svært nyttig og nødvendig korrektiv.

Oppfylling av nok mørtel i pelene til at det renner over kanten av mørtel av god kvalitet når kjernen er satt i full lengde, har vært et stridens eple. I tillegg til det økonomiske for entreprenøren, blir det mye søl i byggegropa og det gir en stor rengjøringsjobb etter pelesetting. Etter et sterkt og vedvarende press fra byggherren ble det blandet tilstrekkelig mørtel, men prosessen har krevd kontinuerlig tilsyn. Dette er et svært viktig punkt med hensyn på utførelsen, da pelene har de største påkjenningene i toppen, og det er her man er mest avhengig av å ha den prosjekterte mørtelkvalitet. Multiconsult avdeling Notebys kontrollresulater viser at for noen peler har prøver tatt fra topp pel hatt høyere v/c-tall og en noe lavere trykkfasthet enn kravet.

4.6 Setting av kjerner

Det ble utført omfattende kontroll på kjernesettingen på grunn av at vi registrerte så mange avvik i de øvrige arbeidene i oppstarten. Kjernene i etappe 1 var opptil 14 m, og sammen med kranbom og løfteutstyr kom man i høyde med kjøreledningen på sporene og all kjernesetting har vært planlagt sammen med Jernbaneverkets sikkerhetsmannskap. Noe av kjernesettingen er blitt utført med togfritt spor, i praksis har dette vært utført som nattarbeid. I etappe 2 og 3 ble det benyttet kjernelengder på 8 - 10 m, og dette reduserte omfanget av nattarbeid.

Det er montert avstandsklosser for hver tredje meter, men dette er også en prosess som har krevd tilsyn. Pelene fikk et kontrollert "fritt fall" den siste meteren ved at kranføreren prøvde å "følge etter" pelen med å slakke løftewirene. Det ble slått med luftlodd på alle peler med unntak av de seks første pelene i akse 1. Etterrammingen med luftlodd viste at pelene kunne synke flere cm. Entreprenøren modifiserte også luftloddet til å kunne slå normalt på pelene med helning 1:1. Luftloddet slo også ned kjerner som hadde stoppet mot skoen nederst på foringsrøret, kjerner som kilte seg og kjerner som på grunn av problemer under settingen stoppet i

mørtel som hadde begynt å binde av. Med gode logginger av dybden til fjell i foringsrøret og beregning av kjernelengder kunne entreprenøren holde god oversikt over når kjernen stoppet i feil høyde.

På pelene med helning 1:1 ble det benyttet påsveiste avstandsklosser av stål med unntak for de øverste 6 m, og det var gunstig for utførelsen. Den beskrevne løsningen med epoksyklosser, ble vurdert til å være usikker da man var redd for at de skulle knuses eller bli prellet av når de lå an mot foringsrøret.

Pelehattene har vært millimetre fra kollisjon ved pelesettingen i akse 4, 5 og 6. Entreprenøren laget seg sin egen pinnemodell og forutså problemet i tide. I akse 4 i den første etappen ble problemet løst ved at deler av pelehatten ble skjært bort med skjærbrenner. I de øvrige aksene ble enkelte peler forlenget noe i samråd med konsulenten slik at kollisjon kunne unngås. Klaringen har likevel vært liten. Videre ble det i etappe 3 satt peler uten påmontert hatt i noen akser. Setterekkefølgen ble styrt av hvor blant annet krana kunne stille opp, og dette ble vanskelig å kombinere med den nødvendige setterekkefølgen for to peler med hattekonflikt.



Figur 8 Setting av kjerner med helning 1:1. Mørtel kommer opp av foringsrøret

For akse 4, 5 og 6 i etappe 3, gikk entreprenøren over til å sette kjernene før mørtelen ble pumpet ned. Dette ble muliggjort fordi hattene ble montert på i ettertid. For å være sikre på at mørtelsslagen gikk helt ned, ble det merket av dybder på slangen. Entreprenøren hadde lavere mørtelforbruk ved denne settemetoden, og en renere byggegrop. De lange pelene med helning på 1:1 var imidlertid vanskeligere og tregere å sette, da mørtel gir stålkjernen en større oppdrift, slik at kjernen glir lettere ned i mørtelfylte rør enn i vannfylte rør. Tidsforbruket økte, siden oppfylling med mørtel ble utført i en egen omgang.

5 PELEENTREPRENØRENS OPPSUMMERING

Utførelse av det spesielle ved å sette så skrå peler som 1:1 har gått meget bra oppsummerer peleentreprenøren. Entreprenørens folk påpeker samstemmig at det er vesentlig tyngre å bore for peler med helning 45° enn for peler med mere normale helninger og med samme dimensjon. Selv det å bore med helning under 40° utgjorde lettelser i få spylt borkaks opp og ut av pelene. Deres største ønske var imidlertid bedre plass i spuntgropa i den retningen de skrå pelene helte, dersom dette hadde vært mulig i forhold til elvetverrsnittet. Det trengs god og stødig plass å stå på når borutstyret skal trekkes opp fra stor dybde, og for å kunne sette på tilstrekkelig matekraft ved boring av så grove foringsrør (diameter 240 mm) til de dybder det her var snakk om. Lengste skråpel er 48 m. I noen fundamenter benyttet entreprenøren i stedet stillas med en kraftig plating, og boret foringsrørene fra et nivå 2 - 3 m over underkant fundament. Selve kjernesettingen ble utført nede i spuntgropa.

6 KONTROLLOMFANG

Kontrollomfanget for denne jobben har vært omfattende og tidkrevende. En viktig erfaring er at planleggingen og kontrollen måtte vedvare med samme trykk gjennom alle etappene. En jobb som strekker seg over 2,5 år med vekslende intensitet innebærer at mannskap skiftes ut, og dette er en av de faktorer som gir behov for vedvarende kontroll og oppfølging. Arbeidene var svært tidkrevende og lå på kritisk linje gjennom hele brubyggingen og styrte framdriften på de øvrige arbeidene. Tidspress gir også behov for økt oppfølging og kontroll. Det er også slik at det er de samme prosessene som koster penger i alle etapper og som kontrollen måtte rette seg mot.

Planlegging og kontroll har bestått i oppstartsmøter med arbeidsgjennomgang, oppsummeringsmøter for hver etappe, påtrykk for utarbeidelse av prosedyrer og revisjoner av prosedyrer på grunnlag av avvik som er registrert underveis, samt kontinuerlig gjennomgang av og tilbakemelding på dokumentasjonen fra boring, rensk, vanntapsmålinger, injeksjon, kjernesetting og prøvetaking. Ute har kontrollen bestått i tilsyn under boring av foringsrør, kontroll av stålqualität i henhold til sertifikater, kontroll av mørtelblanding og mørtelprøvetaking og kjernesetting.

7 REFERANSER

Jernbaneverket 2000. Detaljplan og byggeplan. Sandvika vest.

Baardvik, G. 2002. Komplekse grupper av stålkernepelers. Buebru Sandvika. NGF-kurs.

Baardvik, G. og Braaten, A. 2002. Boring av stag og stålkernepelers i tettbygd strøk- erfaringer fra nytt dobbeltspor Sandvika - Asker. Geoteknikkdagen 2002.

Norsk Betongforening. 1986. Publikasjon nr. 14. Utførelse av spennstølarbeider.

**Kvalitetsvariasjoner i levert ekspandert polystyren EPS og
viktigheten av mottakskontroll**

Kvalitetsvariasjoner i levert ekspandert polystyren EPS og viktigheten av mottakskontroll

Gunvor Baardvik & Anne Braaten & Arne Vik

Jernbaneverket Utbygging, Postboks 1162 Sentrum, 0107 Oslo, Norge

gunvor.baardvik@jbv.no

Guro Brendbekken

Optimal Geoteknikk AS, Alundamveien 57B, 0957 Oslo, Norge

guro.brendbekken@optimal-geoteknikk.no

I forbindelse med bygging av nytt dobbeltspor for jernbanen mellom Sandvika og Asker utenfor Oslo er det benyttet 4500 m³ med ekspandert polystyren EPS i en 200 m lang fylling i Sandvika sentrum. Fyllingshøyden er opptil 7 m. På grunn av mangelfull dokumentasjon ved levering, satte byggherren i verk stikkprøvekontroll av trykkstyrke og densitet på den leverte EPS. Målingene viste svært stor spredning i densitet og trykkstyrke og med flere undermålere i forhold til kontraktens krav. Produsentens dokumentasjon samsvarte ikke med byggherrens resultater, og derfor ble de leverte blokkene til slutt veid og sortert hver og en før de kunne legges i fyllingen. Artikkelen presenterer måleresultater på trykkstyrke og densitet samt data fra veiing av de leverte EPS- blokkene og konkluderer med at uten stikkprøvekontroll og kyndig laboratorietesting ville det vært vanskelig å avvise materialer med for dårlig kvalitet.

1 INNLEDNING

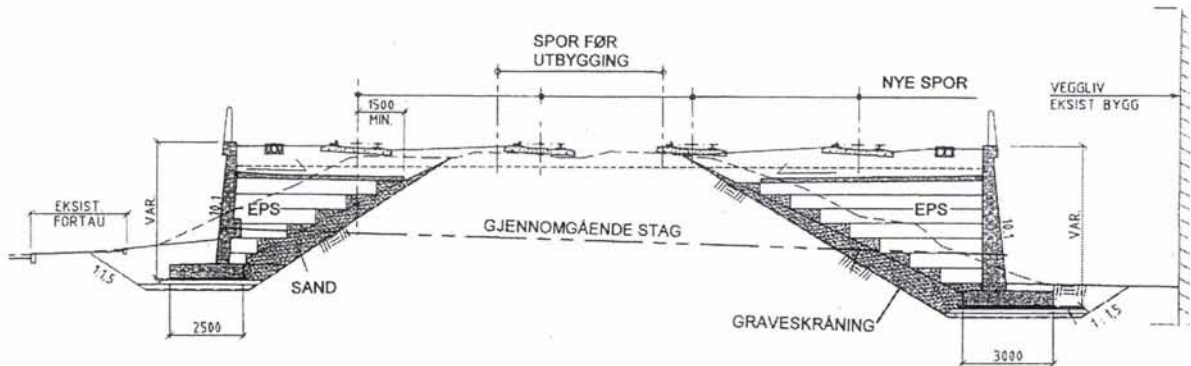
Jernbaneverket Utbygging har under bygging nytt dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker vest for Oslo. Utbyggingen er en del av et større prosjekt som etter Nasjonal Transportplan NTP skal stå ferdig i løpet av 2011. Sandvika – Asker skal etter planen stå ferdig i 2005 og har en kostnadsramme på 3.8 milliarder kroner. De første anleggsarbeidene startet opp i januar 2001. Byggeteknisk prosjektering er utført av Aas-Jakobsen AS med GeoVita AS som geoteknisk konsulent.

Prosjektet innebærer en utvidelse fra to til fire spor. Fra Sandvika stasjon der plassen starter i øst, utvides eksisterende dobbeltspor med et nytt spor på hver side over en strekning på ca. 1 km. Deretter splittes nytt og gammelt dobbeltspor. Det nye dobbeltsporet går hovedsakelig i tunnel videre fram til Asker i vest.

Utvidelsen fra to til 4 spor fram til tunnelmunningen skal utføres innenfor et meget smalt område og bygges derfor bare på støttekonstruksjoner og broer.

2 GENERELT OM FYLLINGEN MED EPS

I Sandvika sentrum er det prosjektert og bygget to 200 m lange støttemurer med ekspandert polystyren EPS som bakfyllmasse. Støttemurene er inntil 7 m høye og oppbygningen er som vist i figur 1. Totalt er det prosjektert 4500 m³ EPS i de to fyllingene og mot landkar i hver ende. Artikkelen omfatter den nordre fyllingen, som besto av 1750 m³ EPS.



Figur 1 Typisk snitt av støttemurer med lette bakfyllmasser, nordre fylling er til høyre på snittet

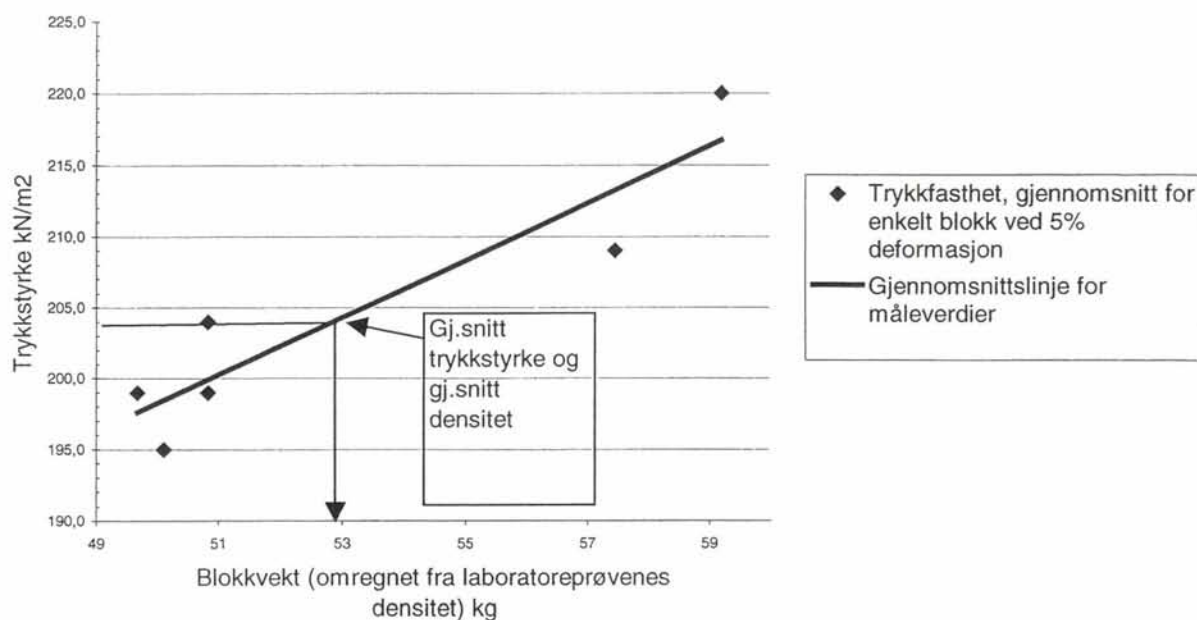
EPS er benyttet for å redusere setninger, og det reduserte jordtrykket som oppnås er samtidig benyttet i prosjekteringen av støttemurene. I Jernbaneverkets regelverk er det satt krav til at EPS ikke kan bygges opp i tykkere lag enn 3,5 m under spor. Det kreves også at EPS i jernbanefylling skal ha gjennomsnittlig trykkstyrke på 200 kN/m². I kontrakten er det stilt følgende materialkrav:

"Materialet skal ha en trykkstyrke på minimum 200 kN/m² målt ved 5% deformasjon på 50 mm terning. Minste tillatte verdi for enkeltmåling er 180 kN/m² og høyeste tellende verdi for enkeltmåling er 220 kN/m². Trykkstyrkeverdier over 220 kN/m² regnes som 220 kN/m² ved gjennomsnittsberegning. Gjennomsnitt for en enkelt blokk (6 målinger) skal være min 190 kN/m². Krav til trykkfasthet skal dokumenteres av utførende minimum 1 uke før materialene leveres byggeplass."

3 VEIING OG VEIERESULTATER

Fyllingen er utført i etapper og første del startet i april 2002. Materialene ankom byggeplass uten dokumentasjon, men ble tillatt lagt ut på entreprenørens ansvar. Det hastet med å legge inn EPSen, da stabiliteten på skråningen bak på det aktuelle partiet var svært anstrengt. Da 200 m³ av fyllingen var lagt, mottok Jernbaneverket

den første dokumentasjonen på materialet fra produsenten. Denne viste at EPSen som var lagt ut ikke tilfredstilte kravet. Fyllingen ble fjernet og dokumentasjon på ny EPS ankom, og deretter selve EPSen, slik kontrakten krevde. Kontraktskravet var oppnådd med at ingen enkeltprøver skulle ha trykkstyrke lavere enn 180 kN/m^2 og gjennomsnittet av blokkene var over 190 kN/m^2 . Materialet hadde likevel en gjennomsnittverdi under 200 kN/m^2 . Da 200 m^3 var lagt ut på nytt, stoppet dokumentasjonsflyten opp. Dokumentasjon ble purret. Samtidig kom byggherrens egne stikkprøveresultater fra Statens vegvesens laboratorium. Disse viste at den utlagte EPS ikke tilfredstilte kontraktens krav. Noen enkeltmålinger lå betydelig under krav. Den nye fyllingen, som under diskusjonen med entreprenør og leverandør vokste til 700 m^3 , ble avvist og måtte tas ut.



Figur 2 Trykkstyrke mot densitet på de første laboratorietestene. Vektkriteriet på 53 kg tilsvarende en trykkstyrke på 204 kN/m^2

På grunn av den anstrengte stabiliteten og fordi en sporomlegging nærmet seg raskt i tid, ble produksjon av EPS med riktig kvalitet tidskritisk. Etter råd fra Vegdirektoratets Vegtekniske avdeling ble det sett på sammenhengen mellom materialets densitet og trykkstyrke i produsentens laboratorieforsøk. Prøvene var få, men sammenhengen viste at tunge prøver hadde tilfredsstillende trykkstyrke, de letteste hadde det ikke. Fra et gjennomsnitt av de første prøvene ble det satt et vektkriterium på 36.8 g/cm^3 , som direkte omregnet til blokkvekt ble 53 kg. Dette tilsvarte en gjennomsnittlig trykkstyrke på 204 kN/m^2 .

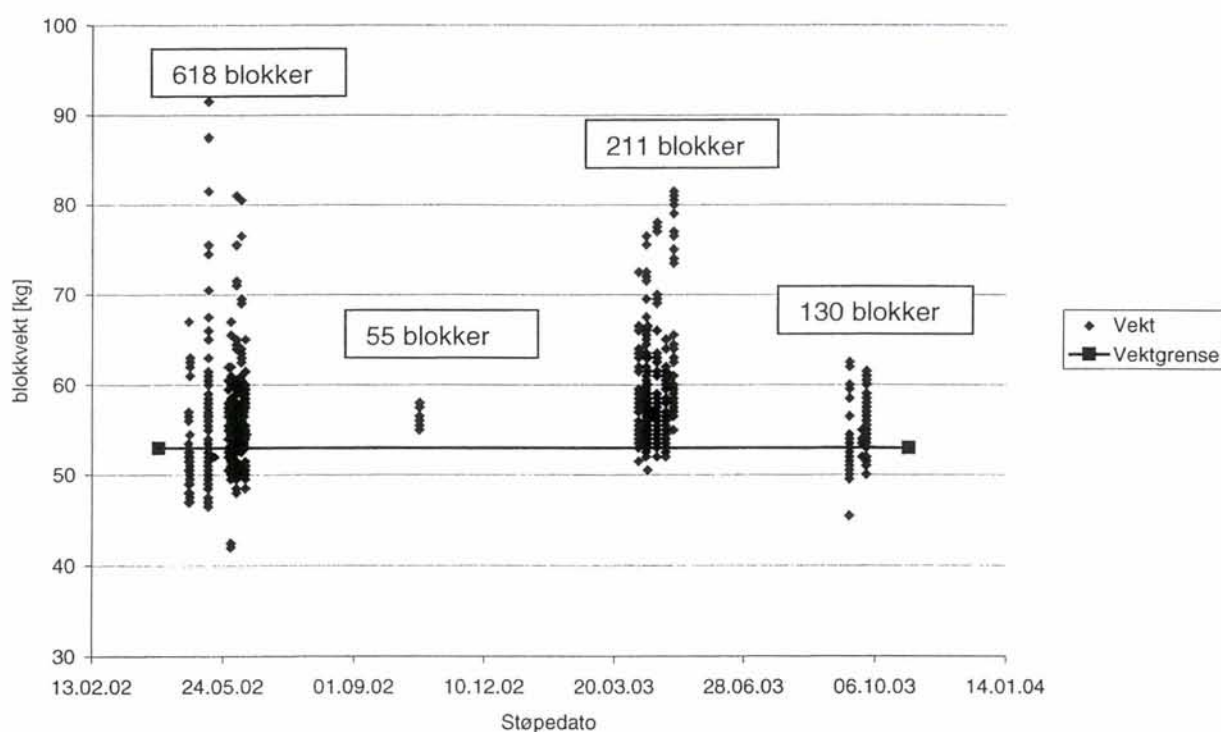
Det ble valgt å legge seg litt over kravet på 200 kN/m^2 , for å være på den sikre siden med denne utradisjonelle målemetoden. På dette grunnlaget bestemte byggherren seg for å veie alle EPS-blokkene som allerede var levert på anlegget, sortere dem etter vektkriteriet og på den måten benytte de blokkene som hadde tilstrekke-

lig kvalitet av det materialet som alt var produsert. Blokkene som ble benyttet på anlegget hadde størrelse $H \times B \times L = 0.5\text{m} \times 1.2\text{m} \times 2.4\text{m}$, som tilsvarer et volum pr. blokk på 1.44m^3 .

3.1 Oppsummering fra veiingen

Fyllingen besto av 700 m^3 da blokkene ble tatt ut og veid. Til sammen ble 304 blokker veid i den første veierunden, dette tilsvarer et volum på 438 m^3 . De øvrige 262 m^3 er blokker som var bearbeidet og kappet under den forrige utleggingen og som ikke kunne benyttes på nytt. Av det veide volumet, hadde 115 blokker, dvs. 38 % lavere vekt enn vektkriteriet på 53 kg/blokk. Alle hele blokker ble målt, for å sikre at vektvariasjonen ikke skyldtes dimensjonsforskjeller.

Veiingen viste at det var svært stor variasjon på de veide blokkene, se figur 3. Tyngste blokk veide 91.5 kg, den letteste 42 kg. Av blokker som hadde samme blokknummer, dvs. de er støpt i samme form, fant vi vektdifferanser på opptil 32.5 kg. En støpeform skjæres i 4 blokker. Av blokker som er støpt på samme dag og av samme batch, ble det registrert en vektforskjell på 43 kg.



Figur 3 Resultater av veide blokker fra 2002 og 2003. Tilsammen 1014 blokker er veid.

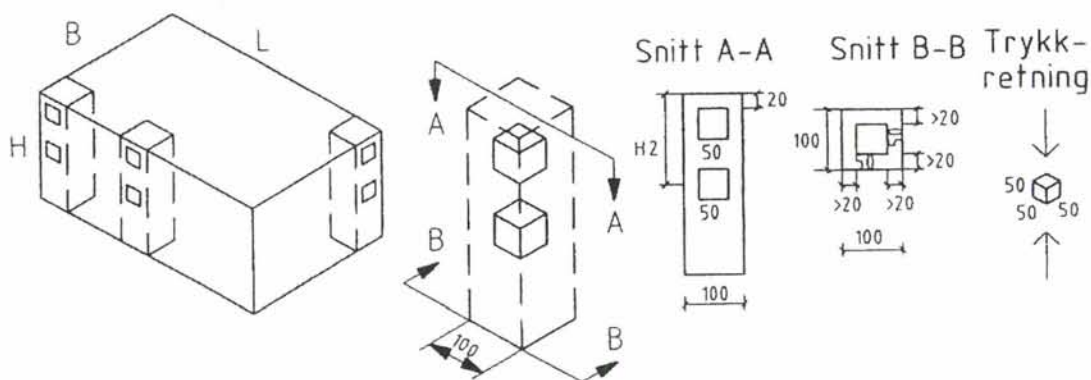
De store vektvariasjonene førte til at veiing ble krevd for de øvrige materialene som ankom byggeplassen til denne fyllingen fra produsenten. Fram til veiingen ble

utført på fabrikken, ble det tilsammen over alle leggeperiodene veid 1014 blokker, tilsvarende 1460 m^3 .

4 TRYKKSTYRKEDATA OG DENSITET

4.1 Laboratorieprosedyrer

Ved kontroll av trykkstyrke skal prøvetakingen utføres som angitt i figur 4. Det tas tre prøvesøyler fra hver blokk som skal testes og fra disse skjæres det ut og trimmes til 6 prøvestykker med størrelse $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}$. Prøvene tørkes deretter i minimum 24 timer ved 50°C før de trykktestes i en enaksial presse. Det anbefales også at prøvene tørkes noen dager i romtemperatur før tillaging av prøvestykker.



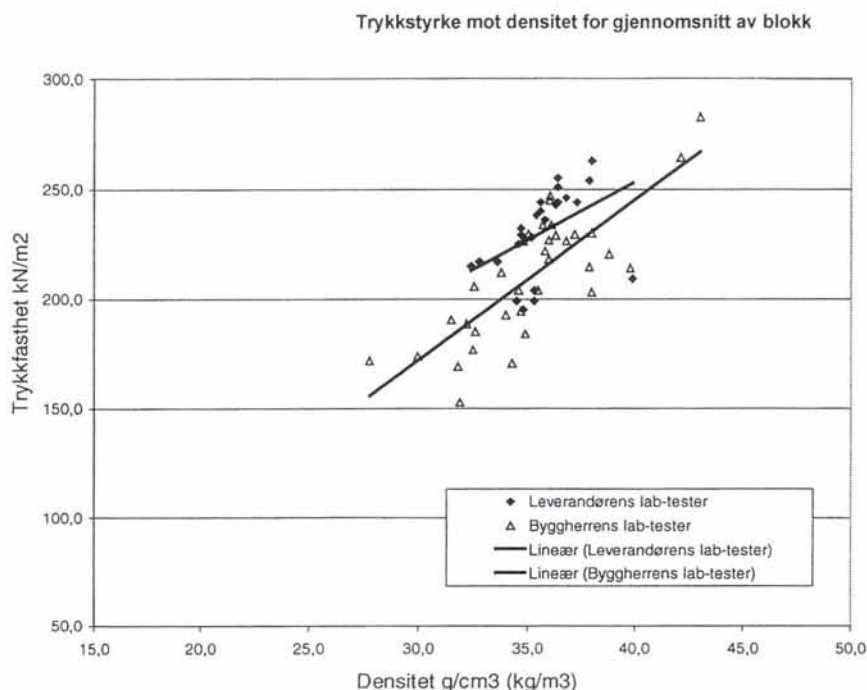
Figur 4 Uttak av prøver til trykktesting, Statens Vegvesen Håndbok 014 Laboratorieanalyser

Det er viktig å være oppmerksom på at laboratorieanalyser av EPS er en prosess som tar minimum 2 dager, med trimming, tørking og pressing. Dette lar seg vanskelig forene med raske avgjørelser ute på byggeplassen. Prøver av levert materiale vil raskt ende opp som dokumentasjon av ferdig lagt materiale.

Det ble benyttet en enaksial presse med automatisk registrering av trykkstyrke og deformasjon. Pressen dekker trykkstyrkeområdet ved 200 kN/m^2 . Automatisk registrering eliminerer unøyaktigheter ved avlesning av deformasjon. Trykkstyrken er beregnet som kraft/areal. Det er det virkelige målte prøvearealet som er lagt til grunn ved beregningene, ikke det teoretiske arealet på $0.05 \text{ m} \times 0.05 \text{ m}$.

4.2 Trykkedata/laboratorieresultater

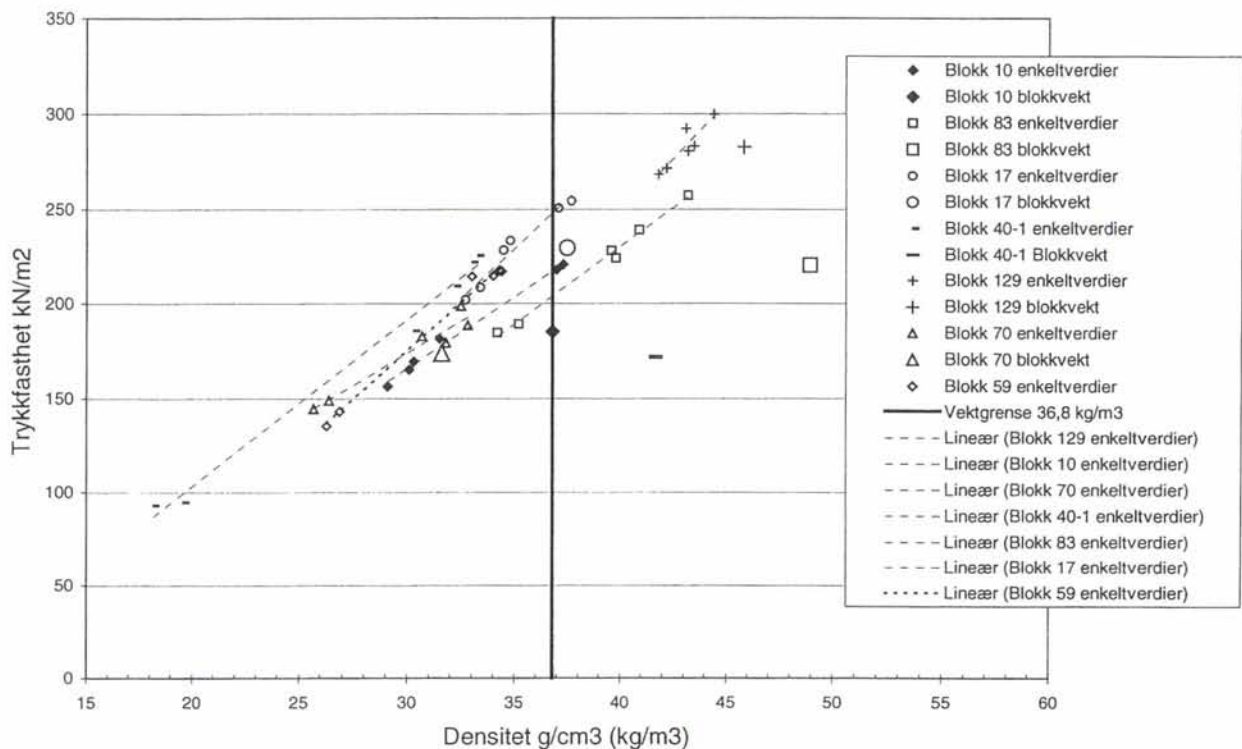
Resultatet av laboratorieprøver på trykkfasthet og densitet for produsentens prøver og for byggherrens tester er presentert i figur 5. For de 7 første prøvene oppga produsenten 220 kN/ m² i trykkstyrke for alle prøver som viste høyere trykkfasthet enn dette, og de er derfor ikke tatt med i figuren. Figuren viser at byggherrens prøver har langt større variasjon i både trykkfasthet og densitet enn hva produsentens resultater har. Gjennomsnittlig trykkfasthet ligger også noe lavere enn produsentens verdier.



Figur 5 Trykkfasthet mot densitet i gjennomsnitt for blokker

Det som også framkom av laboratorieundersøkelsene var at det internt i blokkene var stor spredning i både trykkfasthet og densitet. Flere av blokkene har to enkeltprøver som avviker mye fra de 4 øvrige enkeltprøvene. I figur 6 kan man se spredningen i resultater på et utvalg av blokkene. I figuren er samtidig trykkstyrken i snitt for den samme blokken plottet mot blokkvekten fra byggeplassen. Blokkvekten er omregnet til kg/m³. Disse verdiene er vist med store symboler, og de tilhørende enkeltverdiene er vist med små symboler.

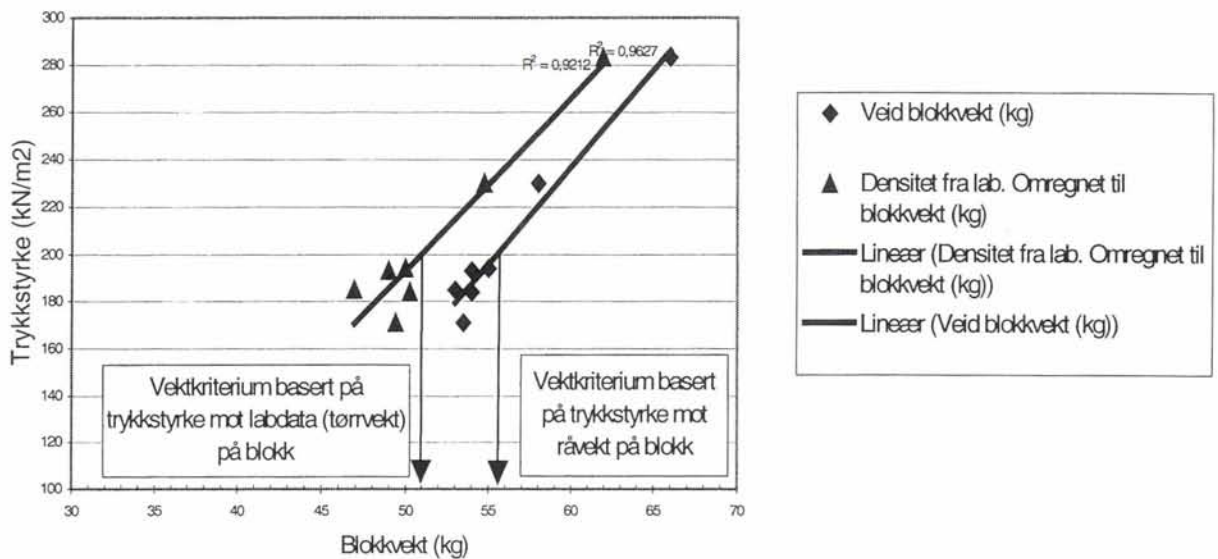
Blokken med størst spredning i resultatene internt i blokken er blokk 40-1. På denne blokken varierte trykkstyrken fra 93 kN/m² og tilhørende romvekt på 18.2 g/cm³ til 225 kN/m² og 33.3 g/cm³. Gjennomsnittverdiene er 176.7 kN/m² og 26.7 g/cm³. Blokken veide imidlertid 60 kg og ville blitt lagt i fyllingen, dersom det ikke var blitt tatt prøver av akkurat denne blokken.



Figur 6 Variasjoner i trykkstyrke og densitet i enkeltprøver vist med små symboler. Store symboler viser gjennomsnittlig trykkstyrke for de samme blokkene plottet mot blokkvekt veid på byggeplassen før prøvetaking. Blokkvekten er omregnet til kg/m³.

Figuren viser også at enkelte blokker som ut fra veiekriteriet var godkjente, f.eks. blokk 10, viste seg å ha trykkstyrker på enkeltprøver under minstekravet på 180 kN/m². Det samme gjelder for blokker som har tilfredsstillende gjennomsnittlig trykkstyrke, f.eks. blokk 83. Der er det også enkeltprøver under minstekravet. Spredningen av resultatene viser også at det er av stor nytte å teste prøver etter det mønsteret som er vist i figur 4, slik at variasjoner over blokken fanges opp.

Etter denne gjennomgangen av måleverdier og trykkstyrkedata, ser det ut til at vektkriteriet skulle vært satt høyere. Laboratorieprøver skal være tørket før trykkprøving utføres, og dette påvirker densiteten i prøven. Denne forskjellen på laboratorieprøvers densitet og en fersk blokk sin vekt utgjorde en vektforskjell på ca 4.5 kg/m³ ved trykkstyrke 200 kN/m², se figur 7. Valget av en vektgrense på 53 kg (og trykkstyrke på 204 kN/m²) var i praksis 2.5 kg for lavt. Ved å velge et høyere vektkriterium, ville den store variasjonen i enkeltprøvene også betydd mindre ved at man naturlig ville fått høyere gjennomsnittsverdier.



Figur 7 Trykkstyrke mot densitet for tørkede laboratorieprøver og mot utørket blokkvekt

5 OPPFØLGING PÅ BYGGEPLASS

5.1 Prøveomfang og dokumentasjon

Jernbaneverkets kontrakt bygger på Statens Vegvesens kontraktsgrunnlag, som setter følgende krav til byggherrens minste kontrollomfang for trykkfasthet, jevnhet og dimensjoner:

Fylling < 500 m³ - min. 3 blokker

Fylling 500 m³ - 1000 m³ - min. 5 blokker

Fylling > 1000 m³ - min 5 blokker pr. 1000 m³

Blokkene som kontrolleres skal være jevnt fordelt i partiet som produseres.

Det viste seg i starten å være vanskelig å finne ut av hvor store volum de ulike trykkprøvene til produsenten dekket, og det ble innført at dette måtte dokumenteres sammen med trykkprøveresultatene. Kravet til kontrollomfang er idealisert ut fra tanken om at man produserer det volumet som skal brukes, deretter testes det, godkjennes og så sendes hele leveransen til byggeplassen. Slik produksjon og logistikk er lagt opp i dag, produseres, testes og leveres disse materialene på byggeplassen fortløpende. Da har man ikke et totalbilde av kvaliteten før alle materialer er levert.

Dilemmaet for byggherren oppstår i det man mottar tilfredstillende dokumentasjon på et parti EPS som samtidig har en lav, men godkjent gjennomsnittlig trykkfasthet.. Skal man da "stole på" at neste batch og trykkprøve blir bedre, slik at kravet

om en gjennomsnittlig trykkstyrke på 200 kN/m² og jevn kvalitet i fyllingen oppnås? .

Prøveomfanget til produsenten var lagt opp til å ha samme omfang som byggherrens stikkprøvekontroll, og det var ingen retningslinjer i kvalitetssikringssystemet som medførte en øket kontroll ved registrering av unormalitet i produksjonen. Byggherren krevde at det skulle tas minimum en prøve av hver batch, så lenge kvaliteten varierte.

Laboratorieprøving representerer en kostnad og et tidsforbruk. Dette er ofte ikke synlig i et anbud eller materialet som ligger til grunn ved planlegging av et byggeprosjekt. En erfaring fra dette prosjektet er at både byggherre og entreprenør må budsjettere og ta høyde for prøvetaking økonomisk og tidsmessig. Dette gjelder forøvrig alle typer materialer på en byggeplass.

Merking av blokkene er også et moment som må nevnes. Før leveransen starter, må produsenten redegjøre for sitt merkesystem og nummerering. Den hyppige prøvetakingen gjorde at flere prøver hadde samme blokknummer, men ulike produksjonsdatoer. Produsentens laboratoriesystem taklet naturligvis dette. Hos byggherren glapp dette ved oversendelse til byggherrens laboratorium i starten, og ikke alle prøver kunne spores tilbake til riktig produksjonsdato og vekt på byggeplassen.

5.2 Entreprenørens kontroll

Kontroll av dokumentasjonen er et svakt punkt. De første prøveresultatene som ble overlevert og som var for dårlige, hadde passert kvalitetskontrollen til produsenten og deretter hos entreprenøren, selv om både krav og resultater var listet opp på samme ark i dokumentasjonen. Mottakskontroll hos entreprenøren, både på dokumentasjon og på materialer er også noe som krever oppfølging fra byggherren.

Det ble også registrert liten vilje til å bl.a. vrake blokker med transportskader, selv om dette lå i avtalen mellom leverandør og entreprenør, slik byggherren kjente til den. Ved avtaleinngåelse med en entreprenør bør det tilstrebes en gjennomgang av materialkrav hvor produsenten er tilstede. Entreprenør og leverandør bør kunne bekrefte overfor byggherren at de tekniske krav er kjent, og byggherren bør ha innsyn i den tekniske delen av kontrakten mellom entreprenør og leverandør.

5.3 Øvrige tiltak hos byggherren

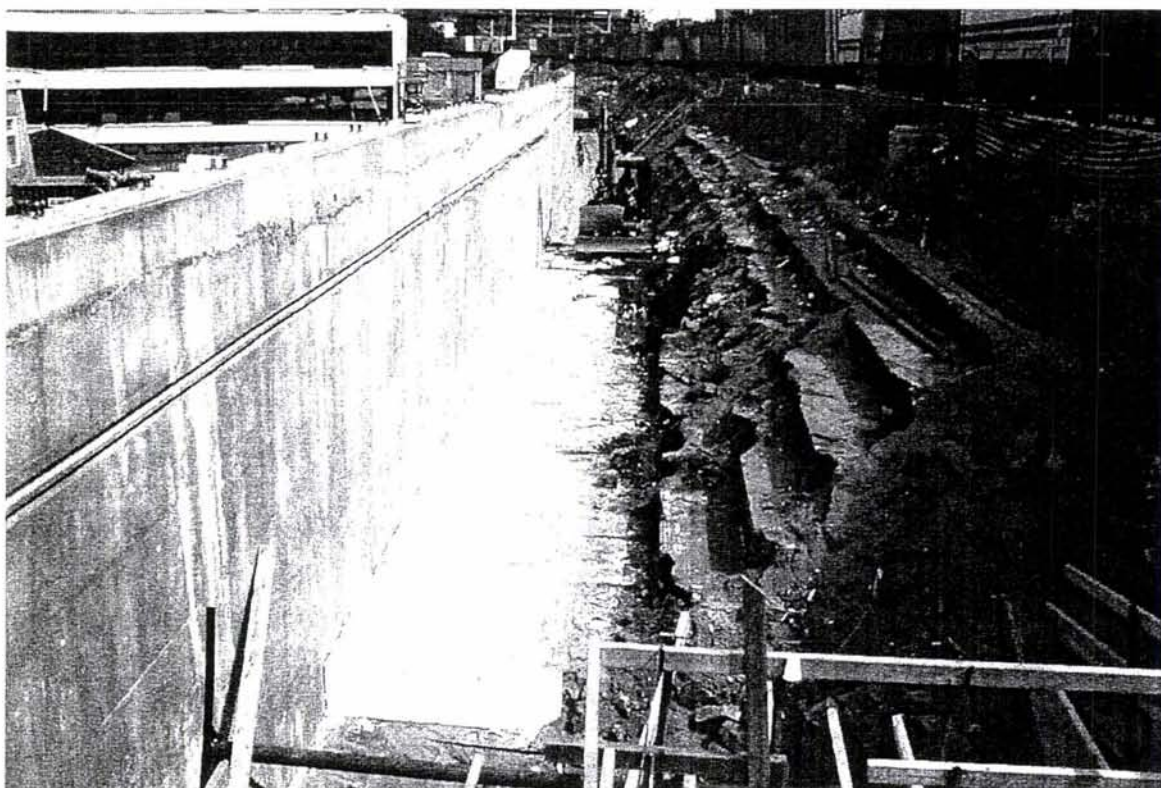
For byggherren er det en viktig forberedelse å finne et laboratorium som kan utføre laboratorietestene og kanskje hele prøvetakingen. Videre må man sikre at dette laboratoriet har kapasitet til å utføre prøvene raskt når de kommer. Man bør gjen-

nomgå rutinene ved laboratoriet, slik at man unngår at f.eks. leverandør eller entreprenør kan trekke prøveresultater i tvil.

Byggherren bør budsjettere med prøvetaking og analyser og sette av tid til at analysene utføres.

Det viktigste er likevel å forebygge for dårlig og ujevn kvalitet på de materialer som skal benyttes på byggeplassen. Det har stor økonomisk konsekvens å fjerne materialer fra byggeplassen. Avgjørelsene må tas raskt, og da har man ofte et spin-kelt grunnlag å treffe beslutningen ut fra.

Veiingen har tatt mye tid og kostet penger for både produsent og leverandør. Samtidig har byggherren har fått en fylling som man av tidsmessige årsaker ikke kunne kvitte seg med, selv om kvaliteten stedvis er for lav. Også av respekt for de som utfører selve leggingen skal man søke å unngå at arbeid må gjøres om igjen.



Figur 8 Område hvor EPS er fjernet. Legg merke til toget på toppen av fyllingen. Legg også merke til hvor godt sanden mot EPS-blokkene har vært komprimert.

Kontraktuelt kan man beskrive klarere de krav man ønsker, og ta høyde for tidsforbruk ved prøvetaking og dokumentasjon. Jevnhet i leveransen, både for materialene og plasseringen i fyllingen, kan beskrives slik at det ikke kan mistolkes.

6 KONKLUSJONER

Uten byggherrens stikkprøvekontroll ville den ujevne og for lave kvaliteten på trykkstyrke ikke blitt oppdaget i den første del av leveransen. Det var også av stor viktighet for byggherren å ha laboratorieanalyser som ble utført raskt og med god kvalitet. På den måten kunne avgjørelsene tas relativt raskt, slik at materialene kunne fjernes.

Veiing gir et godt bilde på kvaliteten, men man bør legge seg godt på sikker side av vekt-kriteriet. Resultatene er imidlertid ikke helt entydige. Spredningen i trykkstyrke og densitet internt i en blokk er en faktor som gir et svært godt bilde på materialkvaliteten og som bør kontrolleres. Produsenten bør også oppgi disse verdiene i sin dokumentasjon.

Prøveomfang hos produsent bør reflektere kvaliteten på prøvene, slik at omfanget økes når det opptrer unormale resultater eller uønskede hendelser på fabrikken. Volumet som prøven representerer bør oppgis sammen med prøveresultatene, for å sikre at kvaliteten er jevn i hele leveransen.

Det tar tid og koster penger å teste materialer, og dette må alle involverte parter være oppmerksomme på. Det billigste og enkleste for alle er å forebygge for dårlig kvalitet. Ved å klargjøre materialkrav og sikre at disse er videreført korrekt i alle ledd bør man kunne unngå å bygge inn materialer med for lav kvalitet.

7 REFERANSER

Jernbaneverket 2000. Detaljplan og byggeplan. Sandvika vest.

Statens vegvesen 1997. Håndbok - 014 Laboratorieundersøkelser.

Jernbaneverket
Biblioteket

JBV



09TU09370

71592613