



## Notat

OPPDRAG	Fv. 118 Ny Sarpsbru	DOKUMENTKODE	10245026-RIB-NOT-001
EMNE	Forprosjektsrapport - Ny Sarpsfossen vegbru K10	TILGJENGELIGHET	Begrenset
OPPDRAGSGIVER	Østfold Fylkeskommune	OPPDRAGSLEDER	Ottar Gundersen
KONTAKTPERSON	Lene Hermansen	UTARBEIDET AV	Filiph Banck
KOPI		ANSVARLIG ENHET	Konstruksjon

### SAMMENDRAG

Østfold fylkeskommune skal utarbeide detaljreguleringen av veiløsningen for fv. 118 ny Sarpsbru. Formålet for prosjekt *fv. 118 ny Sarpsbru* er å bedre forholdene for kollektivtrafikk og myke trafikanter. Dette kombinert med kort restlevetid for dagens vegbru over Glomma gir behov for en ny vegbru. Dette notatet beskriver ny vegbru over Glomma, «Ny Sarpsfossen vegbru».

Ny bru foreslås som en betongkassebru med fritt frambygg over Glomma og viadukt over land. Hovedspennet er 175m over Glomma og den totale brulengden er 755m. Føringsbredden på brua er 16.5m, dvs. fire kjørefelt. I tillegg til Glomma krysser brua Østfoldbanen, industrispor til Borregård, Øyveien, samt ny gangveg. Samtlige akser fundamenteres på stålrørspeler til berg, unntatt akse 7 som direktefundamenteres på berg.

REV.	DATO	BESKRIVELSE	UTARBEIDET AV	KONTROLLERT AV	GODKJENT AV
01	20.04.2026	Fagnotat K10 Ny Sarpsfossen vegbru (Sarp 2 utgått)	Filiph Banck	Per Norum Larsen	Ottar Gundersen
00	01.03.2025	Fagnotat K10 Ny Sarpsfossen vegbru	Filiph Banck	Per Norum Larsen	Ottar Gundersen

## Innholdsfortegnelse

<b>1</b>	<b>Innledning</b> .....	<b>3</b>
1.1	Revisjonshistorikk .....	3
1.1.1	Rev. 00 .....	3
1.1.2	Rev. 01 .....	3
1.2	Generelt.....	3
1.3	Omfang.....	6
1.4	Definisjoner og forkortelser .....	7
1.5	Vedlegg.....	7
<b>2</b>	<b>Løsningsutvikling</b> .....	<b>8</b>
2.1	Forutsetninger.....	8
2.1.1	Grunnforhold.....	8
2.1.2	Glomma .....	9
2.1.3	Grensesnitt jernbane .....	9
2.1.4	Grensesnitt elvekraftanlegg .....	11
2.2	Alternative bruløsninger .....	12
2.2.1	FFB - Viadukt - FFB.....	12
2.2.2	Skråstagsbru .....	15
2.3	Valgt bruløsning: Viadukt – FFB.....	16
<b>3</b>	<b>Beskrivelse/dimensjonering valgt bruløsning</b> .....	<b>23</b>
3.1	Veglinje.....	23
3.1.1	Horisontalkurvatur .....	23
3.1.2	Vertikalkurvatur .....	24
3.2	Overbygning .....	25
3.2.1	Valgt tverrsnitt .....	25
3.2.2	Alternative tverrsnitt .....	26
3.2.3	Beregninger .....	29
3.3	Underbygning.....	30
3.4	Belysning og lyssetting .....	32
3.5	Rekkverk .....	34
3.6	Estetikk.....	35
3.7	Vedlikehold.....	36
3.8	Bærekraft.....	36
3.9	Overvann .....	36
<b>4</b>	<b>Anleggsgjennomføring</b> .....	<b>37</b>
4.1	Byggemetode .....	37
4.1.1	Underbygning .....	37
4.1.2	Overbygning .....	39
4.2	Fremdriftsplan .....	45
4.3	Forberedende geotekniske tiltak.....	47
4.4	Anleggsveger/tilkomst .....	47
4.4.1	Rigg MSS .....	47
4.5	Kryssing over jernbaner (Østfoldbanen og industrispor til Borregård).....	48
<b>5</b>	<b>Anslag</b> .....	<b>54</b>
<b>6</b>	<b>Referanser</b> .....	<b>56</b>
<b>7</b>	<b>Vedlegg</b> .....	<b>58</b>

## 1 Innledning

### 1.1 Revisjonshistorikk

#### 1.1.1 Rev. 00

Den opprinnelige løsningen der nytt kraftverk, Sarp 2, blir bygget samtidig som brua. Fritt frambygg-akse 8 blir fundamentert i inntaket til det nye kraftverket.

Vegdirektoratet utførte teknisk kontroll av konseptet for brua den 8. november 2024. Teknisk kontroll av konsept har til hensikt å gi en uavhengig gjennomgang av forarbeidene og prosjekteringsgrunnlaget før detaljprosjekteringen igangsettes.

#### 1.1.2 Rev. 01

*Kraftverket Sarp 2, som var en sentral del av planforutsetningene i rev. 00, blir ikke realisert. Dette får direkte konsekvenser for fundamenteringen av akse 8. Søylen var tidligere plassert i kraftverksinntaket, direkte på berg. Nå plasseres den i dagens terrengnivå og fundamenteres med stålørspeler til berg. Som følge av dette blir søylen betydelig kortere, og den tidligere massive søylen er derfor erstattet med to skivesøyler. Endringen innebærer også at den massive søylen i akse 7 må oppdateres til skivesøyler. I tillegg må det lages støttemurer ved akse 7 og 8 slik at skivesøylene har fri bevegelse over sin lengde.*

*Overbygningen påvirkes i liten grad av disse endringene, og analyser samt dimensjonering av overbygningen oppdateres derfor ikke. Underbygningen for viadukten forblir uendret. Dimensjoneringen av akse 7 og 8 er oppdatert basert på en ny globalmodell.*

*Oppdatering av byggefase for fritt frambygg er tidkrevende og inngår ikke i rev. 01. Søylestivheten kan justeres ved hjelp av koblinger mellom skivene, og plasseringen av hjelpetårnet er relativt fleksibel. Dette gir et handlingsrom i detaljprosjekteringen, slik at mer detaljerte beregninger kan gjennomføres på et senere tidspunkt.*

*De mest omfattende oppdateringene i rev. 01 gjelder kapittel 3.3. Flere øvrige delkapitler er også revidert, hovedsakelig med oppdatert tekst.*

*Søyler og fundamentingsløsning i akse 7 og 8 er oppdatert, men i øvrig er konseptet for brua uforandret. Det har ikke blitt gjort teknisk kontroll av konsept for den oppdaterte bruløsningen.*

### 1.2 Generelt

Østfold fylkeskommune skal utarbeide detaljreguleringen av veiløsningen for fv. 118 ny Sarpsbru. Det er tidligere utarbeidet en felles teknisk hovedplan for både vei- og jernbane gjennom Sarpsborg kommune i forbindelse med kommunedelplan for Borg bryggerier - Klavestad.

Formålet for prosjekt fv. 118 ny Sarpsbru er å bedre forholdene for kollektivtrafikk og myke trafikanter. Prosjektet inngår Bypakke Nedre Glomma fase 2, og har høy prioritet i bypakkens portefølje. Det legges til grunn at planen avgrenses av kryss med fv. 109 i vest og fremtidig kryss med rv. 22 (ved Hafslund skole) i øst. I øst ligger tilgrensende detaljreguleringsplan for rv. 22 Hafslund-Dondern, vedtatt i juni 2023.

For å bedre forholdene for kollektivtrafikk og myke trafikanter må det til en ny bruløsning. I tillegg har dagens vegbru over Glomma kort restlevetid, hvilket øker tidspresset i prosjektet for å unngå temporære løsninger hvis dagens bru må stenges.

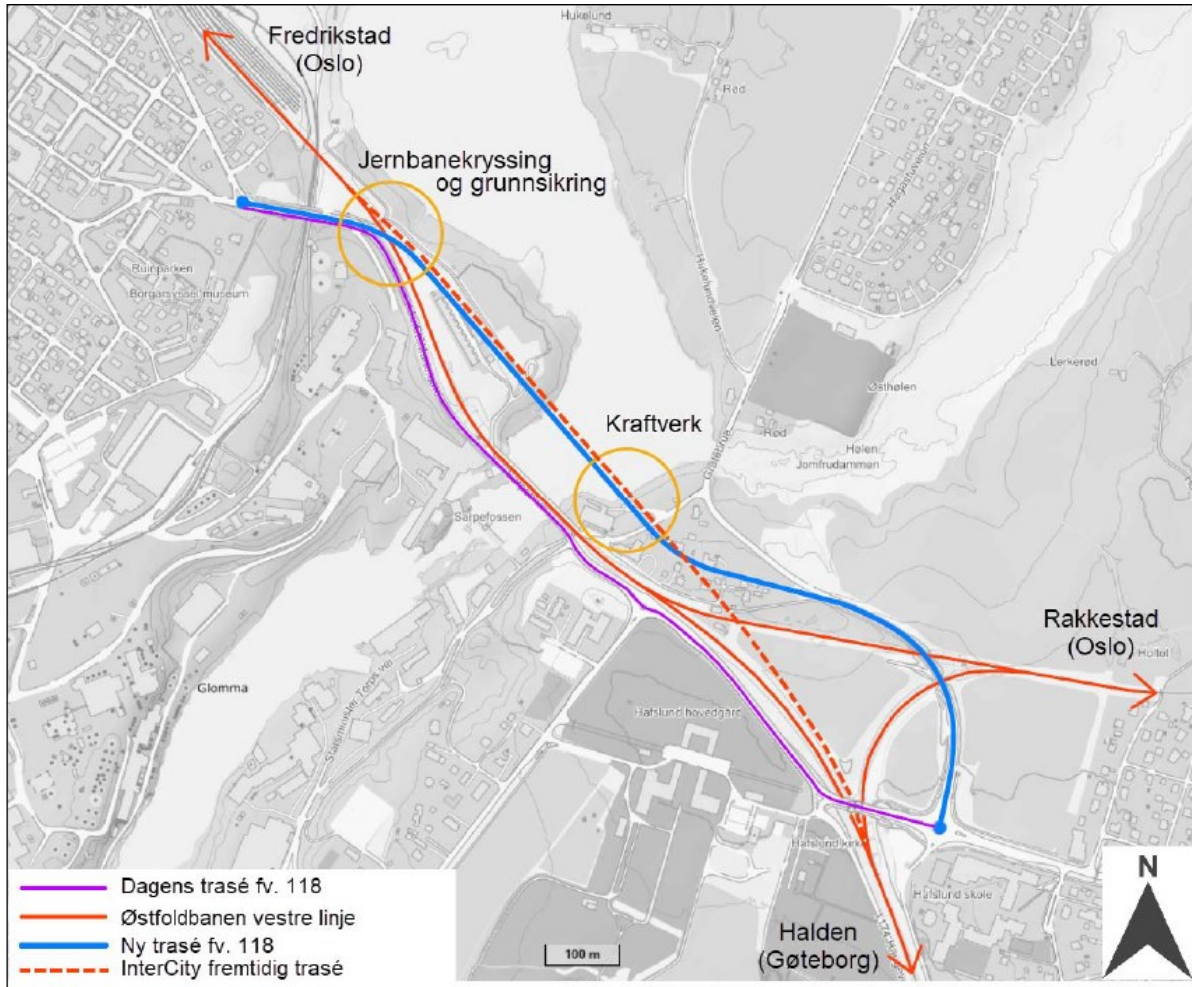
Det anbefales to nye bruer over Glomma; en vegbru som krysser Glomma i en ny trase og en gangbru som krysser Glomma der den eksisterende fv. 118 krysser i dag. Gangbrua vil bruke de eksisterende fundamentene til dagens bru. Det følgende notat omhandler kun vegbrua.

Multiconsult har tidligere i prosjektet utarbeidet et skisseprosjekt «*Multiconsult – Rapport skissefase fv. 118 Ny Sarpsbru, 01.06.2023*» der ny trasé ble valgt for vegbrua. Deretter gikk prosjektet videre i en mellomfase der risikovurdering for anleggsfasen ble utført, ref. «*Multiconsult – Anleggsfase risikovurdering av alternativ 2, 06.11.2023*». Dette har blitt brukt som grunnlag for forprosjektet for vegbrua. Begrunnelsen for valget av trasé vil derfor ikke gjentas i dette notatet. Linjekart for planområdet med valgt trasé fra skisseprosjektet er vist i Figur 1-1 under.

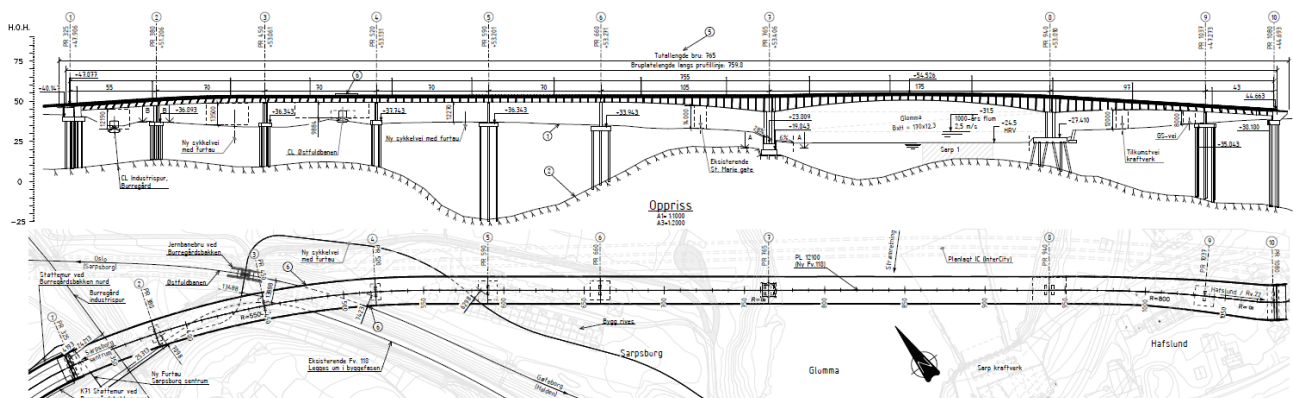
Hensikten med forprosjektet er å utføre mer detaljerte beregninger og vurderinger for å optimalisere bruløsningen på den valgte traséen med tanke på byggekostnad og redusere risikoene. Ny bru foreslås som en betongkassebru med fritt frambygg over Glomma og viadukt over land. Hovedspennet er 175m og den totale brulengden er 755m. Føringsbredden på brua er 16.5m, dvs. fire kjørefelt. I tillegg til Glomma krysser brua Østfoldbanen, industrispor til Borregård, Øyveien, samt ny gangveg. Samtlige akser fundamenteres på stålørspeler til berg, unntatt akse 7 som direktefundamenteres på berg. Brua vises i plan, oppriss og snitt i Figur 1-2, Figur 1-3 og Figur 1-4. PDF av oversiktstegningen presenteres i vedlegg 1.

Rapporten er inndelt i følgende kapitel:

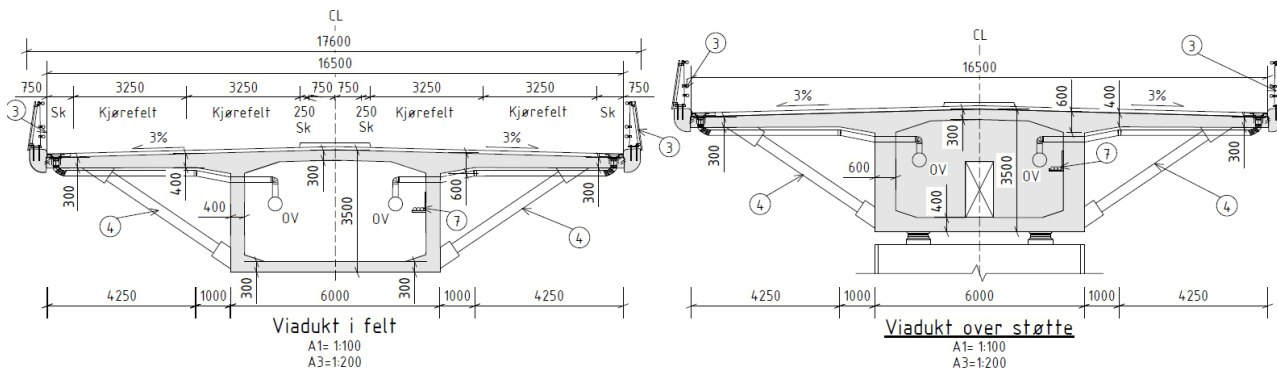
- Kapittel 1 innledning.
- Kapittel 2 presenterer løsningsutviklingen med forutsetninger, alternative bruløsninger og valgt bruløsning.
- Kapittel 3 presenterer den valgte løsningen i større detalj med beskrivelser og presentasjon av dimensjoneringen i denne fasen.
- Kapittel 4 presenterer anleggsgjennomføringen.
- Kapittel 5 presenterer anslaget.



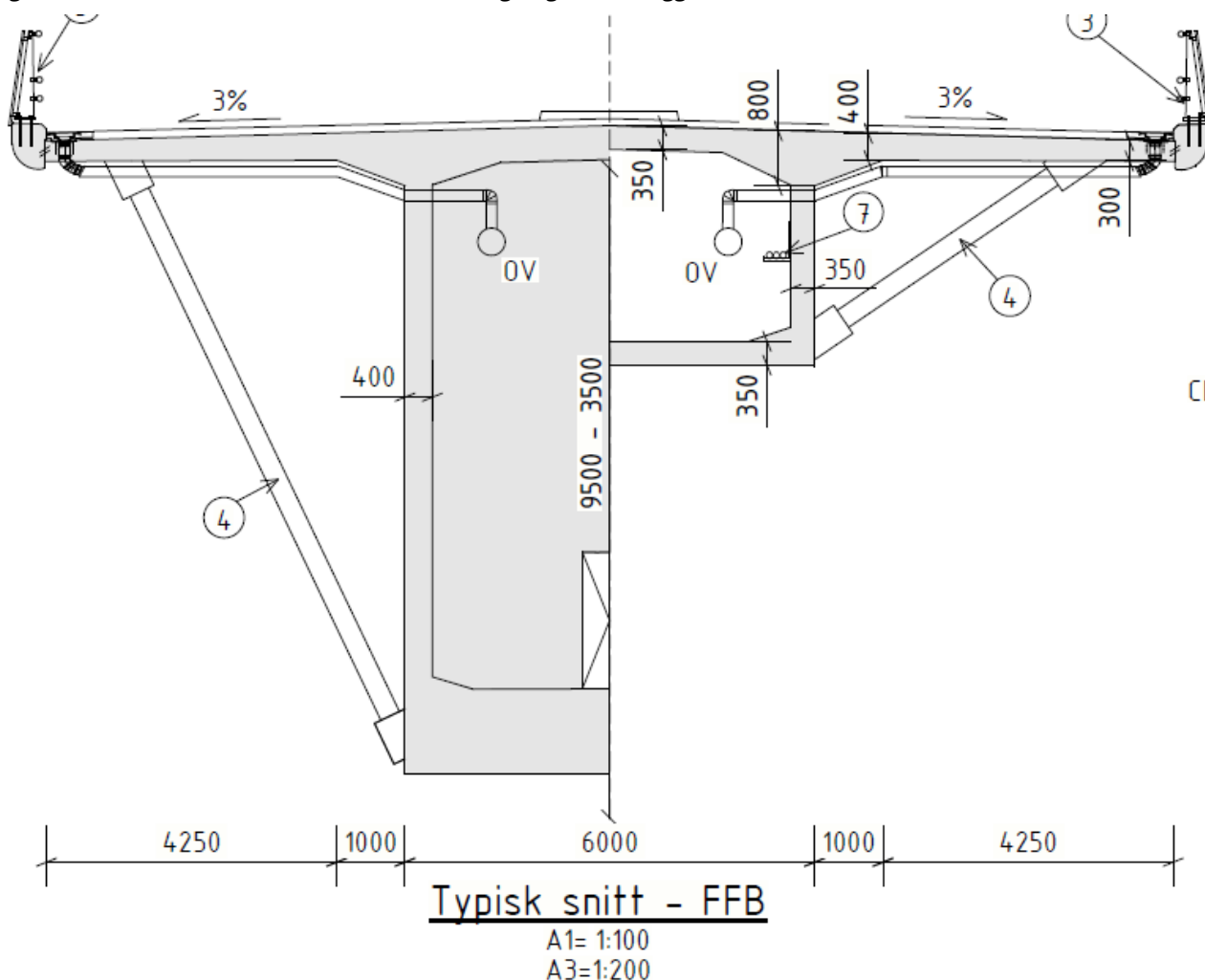
Figur 1-1. Linjekart for planområdet. Ny trasé for fv. 118 i tråd med alternativ 2 i skisseprosjektet. Bakgrunnskart: Kartverket.



Figur 1-2. Brua i oppriss og plan. PDF av oversiktstegningen i vedlegg 1.



Figur 1-3. Tverrsnitt viadukt. PDF av oversiktstegningen i vedlegg.



Figur 1-4. Tverrsnitt FFB. PDF av oversiktstegningen i vedlegg.

### 1.3 Omfang

Dette notatet beskriver den nye vegbrua, «Ny Sarpsfossen vegbru». Begrunnelse for valg av trasé er ikke inkludert. Dette er beskrevet i «Multiconsult – Rapport skissefase fv. 118 Ny Sarpsbru, 01.06.2023».

## 1.4 Definisjoner og forkortelser

BN	Bane NOR SF, eier og utvikler av Østfoldbanens østre- og vestre linje
CL	Senterlinje for vei eller jernbanespor
SOK	Topp laveste jernbaneskinne
SVV	Statens vegvesen, eier og forvalter av riksveinettet i området
VD	Vegdirektoratet, ansvarlig for bla. regelverk og godkjenning av bruer
ØFK	Østfold Fylkeskommunes prosjektorganisasjon for fv. 118 Ny Sarpsbru.
IC	Fremtidig InterCity
MSS	Moving scaffolding system (forskalingssystem)
FFB	Fritt frambygg
Viadukt	I denne forprosjektsrapporten blir viadukt brukt for et eller flere spenn av brua med konstant tverrsnittshøyde som bygges vha. MSS eller stillas fra bakken

## 1.5 Vedlegg

- Vedlegg 1: PDF oversiktstegning K10-01.
- Vedlegg 2: PDF øvrige tegninger K10-10, K10-11 og K10-12.
- Vedlegg 3: Fremdriftsplan
- Vedlegg 4: Anslag
- Vedlegg 5: Overbygning – Beregninger
- Vedlegg 6: Underbygning - Beregninger



### 2.1.2 Glomma

Brua må krysse Glomma og det er en forutsetning at det ikke skal plasseres fundamentert i Glomma. Brustedet ligger tett på kraftverket og det er mye strøm oppstrøms kraftverket, se figur under. Ev. arbeider i Glomma er uaktuelt med tanke HMS.



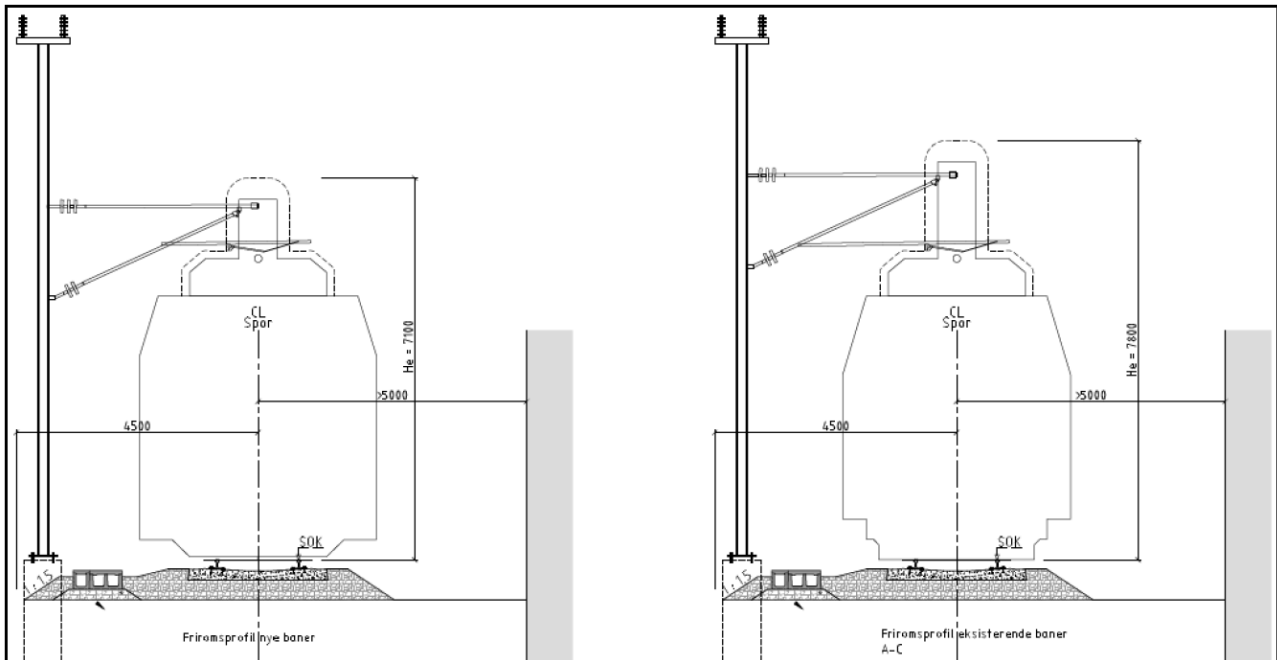
Figur 2-2. Fossen ved kraftverket. Dagens bru og jernbanebru i bakgrunnen. Ny vegbru vil ligge ca. 100m bak jernbanebrua i dette bildet.

### 2.1.3 Grensesnitt jernbane

Prosjektet skal:

- Utføres iht. bestemmelser om arbeider nær eksisterende jernbane. De mest sentrale kravene til arbeider nær bane:
  - Dimensjonerende frittromsprofil for jernbaneanlegg
  - Tilleggskrav for overgangsbruer
  - Sikkerhetsinstrukser for arbeider med nærhet til jernbane
- Utføres med mål om å ivareta samtidig drift av eksisterende jernbane
- Muliggjøre bygging av fremtidig InterCity og Østre linje innenfor båndlagt areal

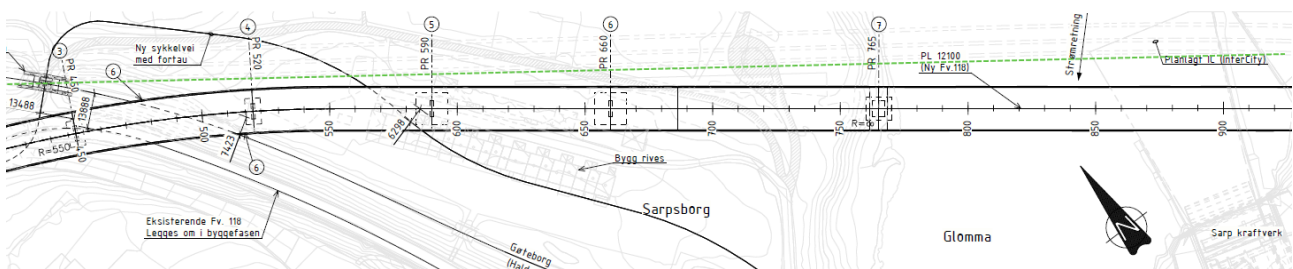
På figuren under vises frittromsprofilen, inkludert avstandskrav til faste hindringer og bakkant for KL-mast. Avstand fra senter jernbane til søyler blir 5.0m og frihøyde 7.6m. Det bør kommenteres at figuren viser frihøyde 7.8m, men TRV:05191 skriver at ved fri høyde på 7.6m over SOK vil brua ha liten eller ingen påvirkning på kontaktledningsnettet. I tillegg angir veileder i arealplan frihøyde krav på 7.6m. Frihøyde på 7.6m medfører ingen store ulemper eller kostnader og velges derfor som frihøyde.



Figur 2-3. Antatt dimensjonerende frittromsprofiler for jernbaneanlegg. Til venstre vises InterCity-profilen. Til høyre vises A-C type for eksisterende baner. /4/

Brua krysser to jernbaner; Østfoldbanen og industrispor Borregård. I tillegg skal prosjektet muliggjøre bygging av fremtidig InterCity og Østre linje innenfor båndlagt areal, ref. «Multiconsult – Anleggsfase risikovurdering av alternativ 2, 06.11.2023». Dette har stor innvirkning på valg av trasé da dette begrenser i nordøstlig retning. Østfoldbanen må derfor krysses i en slak vinkel for å ikke komme inn på det båndlagte arealet, hvilket gir en lengre strekning der brua krysser jernbanen, se Figur 2-4. Det har vært stort tverrfaglig fokus på akkurat dette punktet for å muliggjøre den valgt bruløsningen. Dette beskrives mer i detalj i kapittel 7.

Begrensning av togstopp ved bygging over Østfoldbanen er også svært viktig ved valg av brukonsept pga. høye kostander per togstopp. Østfoldbanen er sterkt trafikkert, spesielt av godstransport, og antatt kostnad per døgn med togstans kan gå opp mot 20 millioner NOK.



Figur 2-4. Fremtidig InterCity og Østre linje stiple rett nord for brua (og kant markert tydeligere med grønn farge).

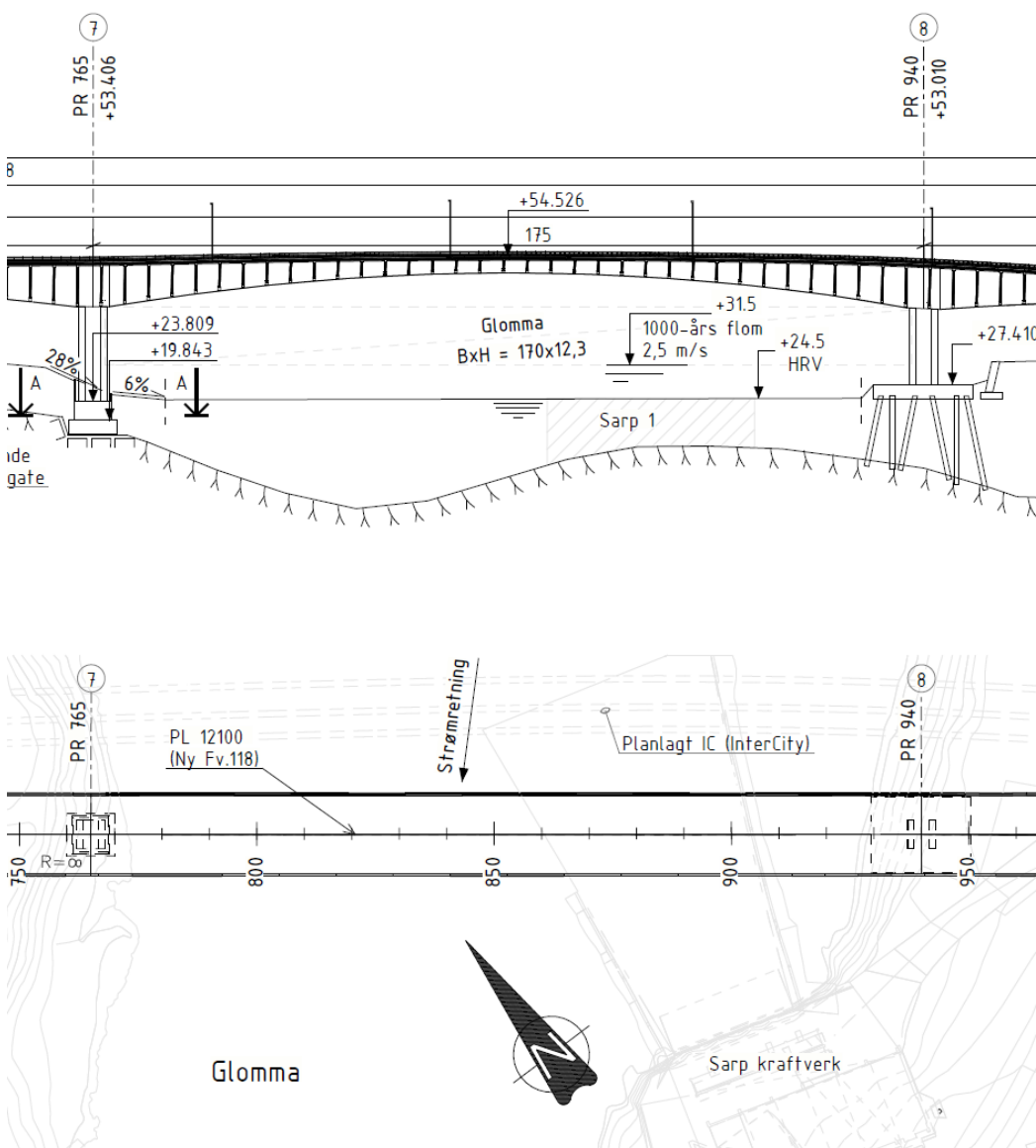
### 2.1.4 Grensesnitt elvekraftanlegg

Det skal tas hensyn til eksisterende kraftverk Sarp 1 som har arealkrav knyttet til vedlikeholdsrutiner for kraftverket ned mot Glomma på Hafslundsiden. Det skal sikres adkomst til Sarp 1 kraftverk for drift og vedlikehold, både i anleggs- og driftsfase.

Tidligere i prosjekteringen av Sarspsbrua søkte Hafslund ECO om konsesjon for et nytt kraftverk – Sarp 2. Sarspsborg kommune vedtok 15.12.2022 å legge til rette for økt kraftproduksjon i Sarspsfossen, og et nytt kraftverk var planlagt plassert i området rundt akse 8, øst for det eksisterende kraftverket. Denne forutsetningen påvirket søyle- og fundamenteringsløsning for akse 7 og 8 i den tidlige prosjekteringen.

I november 2025 besluttet Hafslund ECO å ikke videreføre planene om Sarp 2. Løsningen som beskrives i denne rapporten og i teknisk plan forutsetter derfor at Sarp 2 ikke blir bygget, med oppdaterte løsninger for søyler og fundamentering i akse 7 og 8.

Utklipp under viser brua i forhold til Sarp 1 kraftverk.

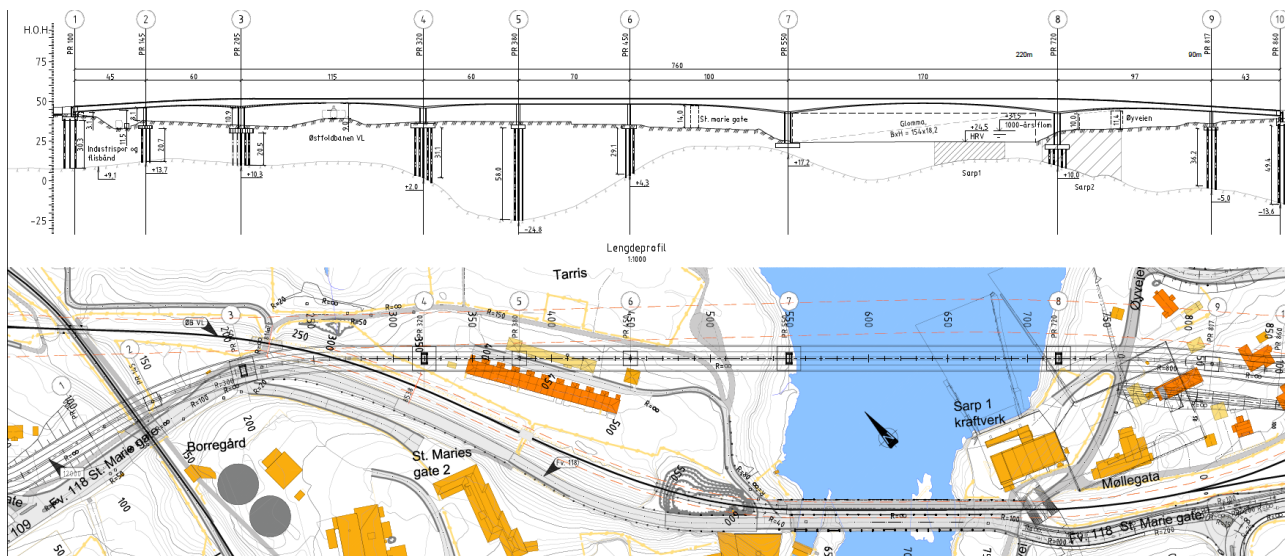


Figur 2-5. Utklipp fra oversiktstegning viser Sarp 1 kraftverk i forhold til brua.

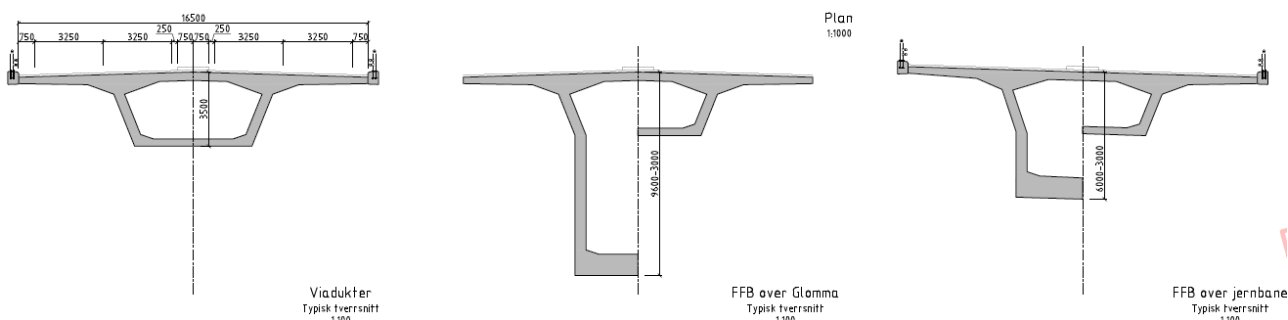
## 2.2 Alternative bruløsninger

### 2.2.1 FFB - Viadukt - FFB

Den anbefalte løsningen fra skissefasen, se figurer under på plan, oppriss og tverrsnitt.



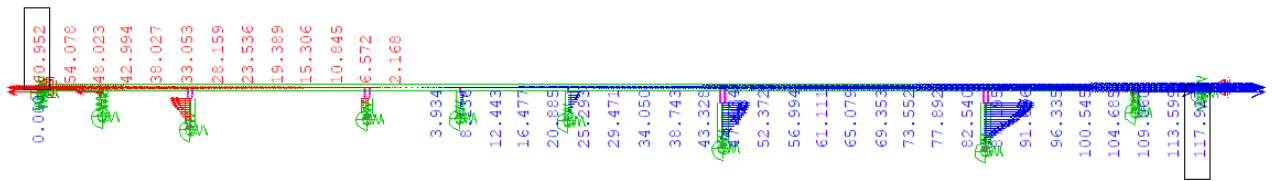
Figur 2-6. Plan og oppriss for bruløsning «FFB – Viadukt – FFB». Akse 8 skal ikke stå på peler, den ble senket til bergnivået men det er ikke oppdatert i denne skissen. Akse 3 er også senket sammenlignet med denne figuren. Merk: Sarp 2 vil ikke realiseres, men er fortsatt vist på skissen.



Figur 2-7. Forslag til tverrsnitt for bruløsning «FFB – Viadukt – FFB».

Kort beskrivelse av konseptet:

- Første spennet over Borregård industrispør er viadukt bygget med MSS. Deretter kommer FFB fra akse 3 og akse 4 som spenner over Østfoldbanen. Mellom akse 5 og 6 er det viadukt som enten bygges på reis fra bakken eller med MSS. Fra akse 7 og 8 er det FFB som spenner over Glomma. Sidespenn mellom akse 9 og 10 er viadukt, bygget med stillas fra bakken eller MSS.
- Spennlengde FFB over Østfoldbanen er 115m, spennlengde FFB over Glomma er 170m. Standardlengder for FFB, men FFB fra akse 3 har en radius hvilket gir noe økt kostnad sammenlignet med en FFB som er rett i plan.
- Brua har glidelager i akse 1, 2, 9 og 10. Øvrige akser er monolittiske. Termisk senter ligger mellom akse 4 og akse 5, se utklipp fra globalmodellen i Figur 2-8.



Figur 2-8. Forskyvning fra temperatur (sommer) i bruas lengderetning. Termisk senter mellom akse 4 og 5.

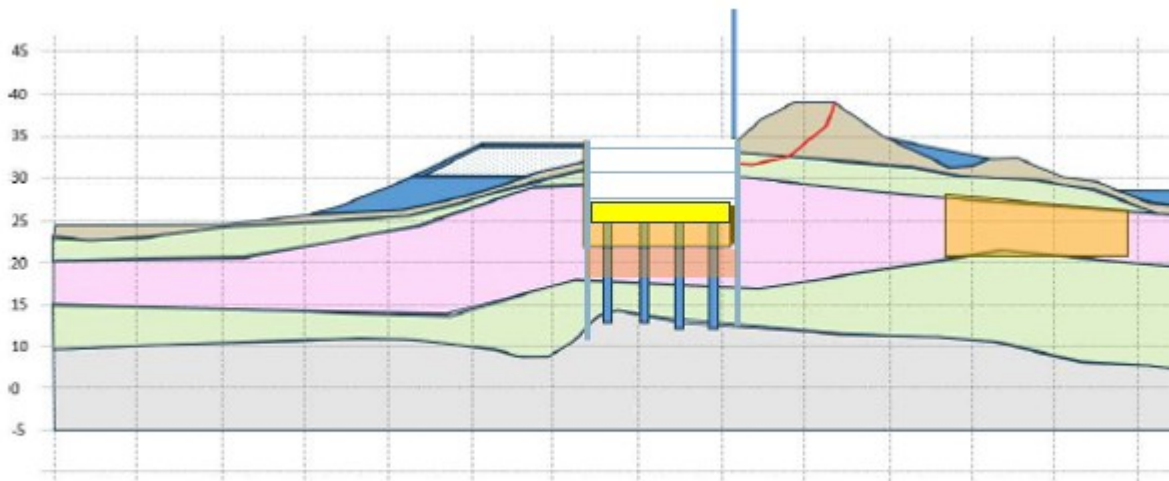
- FFB-aksene har søylepar. Søyleparene er armerte med 3-4 lag Ø32cc200. Øvrige akser har enkeltsøyler. Dimensjon 6m\*1m.
- Akse 7 og 8 er fundamentert på berg, øvrige akser er fundamentert på vertikale stålrørspeler. Pelene må være vertikale i akse 3 og 4 med tanke på nærheten til jernbanen. Akse 8 står i inntaket til det nye kraftverket Sarp 2. *Merk: Ettersom Sarp 2 ikke realiseres, vil akse 8 i den alternative løsningen fundamenteres på stålrørspeler.*

### Fordeler med bruløsningen

- FFB og viadukter er generelt billigere bruløsninger enn skråstag og hengebruer.
- Både FFB og viadukt har spennlengder som er standard.
- Stor avstand fra akse 3 og 4 til jernbanen.
- Beregninger i forprosjektsfasen tilsier at brua er byggbar.

### Ulemper med bruløsningen

- Det statiske systemet med stor avstand mellom to fritt frambygg er ugunstig. Søylene i FFB-aksene er monolittiske og de vil derfor trekke på seg store tvangskrefter. Akse 8 har stor avstand til termisk senter (ca. 370m). Akse 3 har kortere avstand (ca. 150m) men søylen er kortere og stivere. Det har blitt bygget fritt frambygg med lager, men dette er en veldig uvanlig og kompleks løsning. De store tvangskreftene gir flere utfordringer som øker kostnadene og risikoen med bruløsningen:
  - Det må legges inn søylepar i FFB-aksene da enkeltsøyler blir altfor stive. For å få tilstrekkelig stivhet mot torsjon fra vind i byggefasen må søylene kobles sammen i byggefasen og når brua støpes sammen må koblingene fjernes. Dette har blitt gjort mange ganger tidligere, men det øker kostandene.
  - Fundamentene har blitt senket i akse 3 og akse 8 for å gjøre søylene lengre (mykere) hvilket reduserer tvangskreftene. Til tross for dette er armeringsbehovet stort. Beregninger viser at søylene er byggbare, men det er komplekst med en stor armeringsmengde og i grenseland for hva som er mulig. Økning av søyledimensjonene ved dimensjonering er ikke et alternativ da dette trekker på seg større krefter. Senke fundamentene mer er ikke heller gunstig da knekking blir et større problem. Valgte dimensjoner og søylelengder i dimensjoneringen er optimale og det gjenstår små marginer til detaljprosjekteringen.
  - Senkningen av akse 3 gir geotekniske utfordringer, se Figur 2-9. Byggegroppen blir dyp med høye spunter. Det er store krefter i akse 3 og fundamentet og byggegropen blir store i horisontalplanet. De dårlige grunnforholdene i området og nærheten til jernbanen gjør dette til en kritisk og kostbar byggefase.



Figur 5-20: Snitt T03 - Anleggsfase - Fase 03 – Støp av fundament og tilbakefylling.

Figur 2-9. Anleggsfase akse 3. Spunt rundt fundament og stålørspeler ned til berg. Jernbanefylling til høyre.

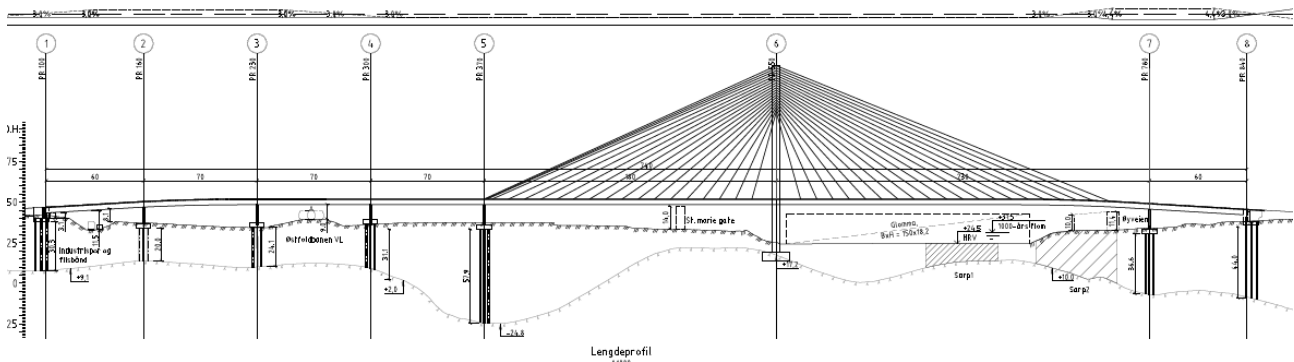
- Brua krysser Østfoldbanen med FFB over ca. 70m hvilket krever flere togstanser:
  - Basert på seksjoner om 5m for fritt frambygget blir det 7 seksjoner på hver side + koblingsseksjonen som må bygges over jernbanen.
  - Det forutsettes bygging parallelt fra begge sider.
  - Det er to støp per seksjon hvilket estimeres til togstans på ca. 1 døgn per støp. Flytting av vogn krever togstans på ca. 1 døgn. Dette gir 24 togstanser á 1 døgn for 7 seksjoner fra hver side og koblingsseksjon.
  - Tidsforbruket per seksjon er rundt 10-15 dager. Fritt frambygget over Glomma er i kritisk linje for fremdriften, det er derfor mulighet å tilpasse utbyggingen over jernbanen noe med tanke på togstanser. Men med det store antallet togstanser vil det uansett bli behov for flere ekstra togstanser enn de som er planlagt i utgangspunkt for Østfoldbanen, hvilket er en stor kostnad, ref. kapitel 2.1.3.
- Byggefase vindlaster FFB akse 3 og 4:
  - Brua står på vertikale pelere i akse 3 og 4. I byggefasen vil det komme store vindlaster hvilket gir torsjon ned i pelene. For å ta opp torsjonen i byggefasen må det til flere tiltak, f.eks. KS-stabilisering, ev. friksjonsplate. Det er ikke utført beregninger på dette hvilket er en usikkerhet med denne løsningen, spesielt med tanke på den dårlige områdestabiliteten.
- Estetikk:
  - Brua har ikke et tydelig midtpunkt. De store spennene over Glomma og Østfoldbanen ligger langt fra senter bru og det blir uryddig rent estetisk å finne bruas midtpunkt.
  - Det vil ikke være mulig å få til en vertikalkurvatur med toppunkt i begge fritt frambygg aksene. Enten ligger toppunktet for vertikalkurvaturen i midten av bru eller ved et av fritt frambyggene. Dette medfører at i hvert fall ett fritt frambygg vil gi inntrykket av at det synker på en side.
  - Brua får ingen kontinuitet da den veksler mellom viadukt og fritt frambygg. I tillegg varierer spennlengdene, hvilket forsterker følelsen av en uryddig konstruksjon.

## 2.2.2 Skråstagsbru

Oppriss av alternativet med skråstagsbru vises i figuren under. Spennlengde over Glomma er 230m og inn over Tarris 180m. Øvrige spenn 60m og 70m. Totallengde 740m. Tårnet i akse 6 fundamenteres på berg, øvrige akser på stålørspeler. Tårnets høyde over vegbanen er ca. 80m.

Fordelen er at man i stor grad unngår grensesnittet mot Sarp 2, får færre antall fundamenter, noe kortere bru, samt en estetisk god og spektakulær løsning. *Merk: Sarp 2 vil ikke realiseres.*

Ulempene er en brutype som har en høyere kostnad og større behov for vedlikehold. Med tanke på at andre, billigere bruløsninger er mulig å bygge, blir ikke skråstagsbru valgt.

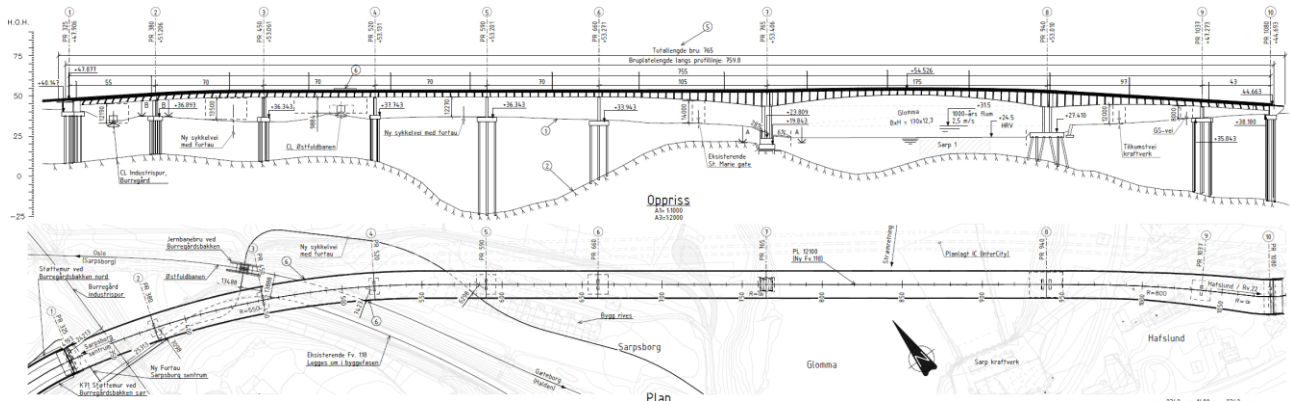


Figur 2-10. Oppriss alternativ med skråstagsbru over Glomma. Merk: Sarp 2 vil ikke realiseres, men er fortsatt vist på skissen.

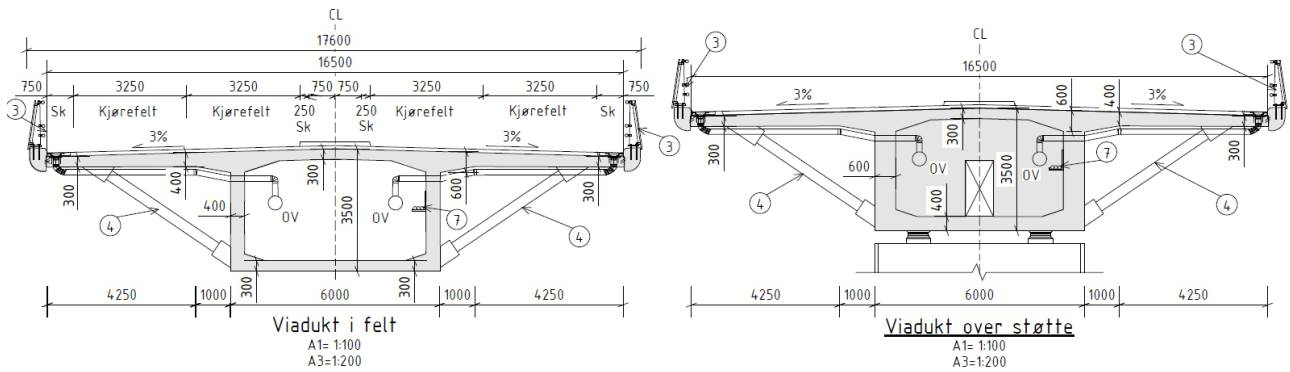
### 2.3 Valgt bruløsning: Viadukt – FFB

Den valgte løsningen i forprosjektet vises i figurer under i plan, oppriss og tverrsnitt. Se også vedlegg 1 for PDF oversiktstegning. Brukonseptet presenteres i korte trekk i dette kapittel med fokus på sammenligning mot konseptet fra skissefasen. I kapittel 3 presenteres dimensjoneringen i detalj og i kapittel 4 beskrives byggemetoden og anleggsgjennomføringen i detalj.

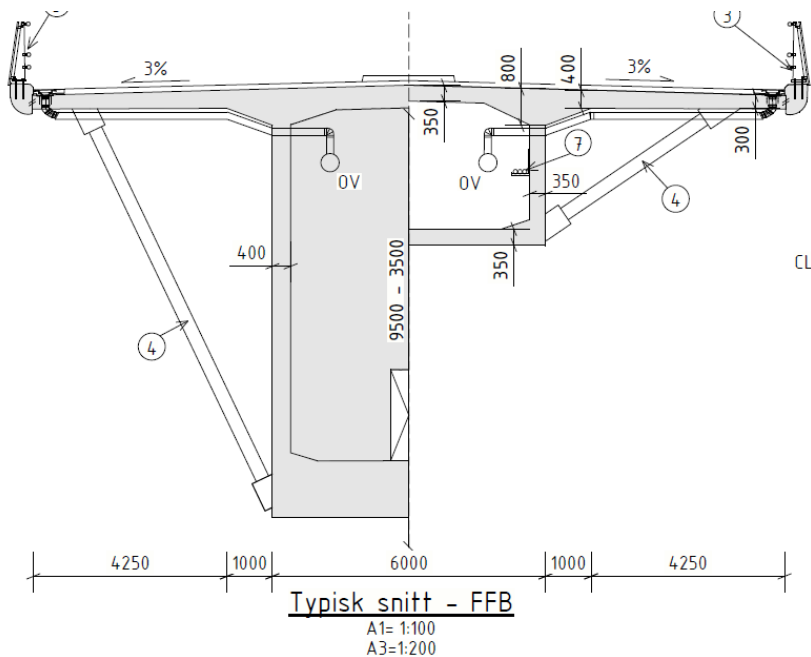
Som nevnt i revisjonshistorikken har vegdirektoratet utført teknisk kontroll av konseptet for brua basert på grunnlaget fra rev. 00. Søylar og fundamenteringsløsning i akse 7 og 8 har blitt oppdatert i rev. 01, men i øvrig er konseptet for brua uforandret. Det har ikke blitt gjort teknisk kontroll av konsept for den oppdaterte bruløsningen.



Figur 2-11. Plan og oppriss for bruløsning «Viadukt – FFB».



Figur 2-12. Tverrsnitt viadukt.



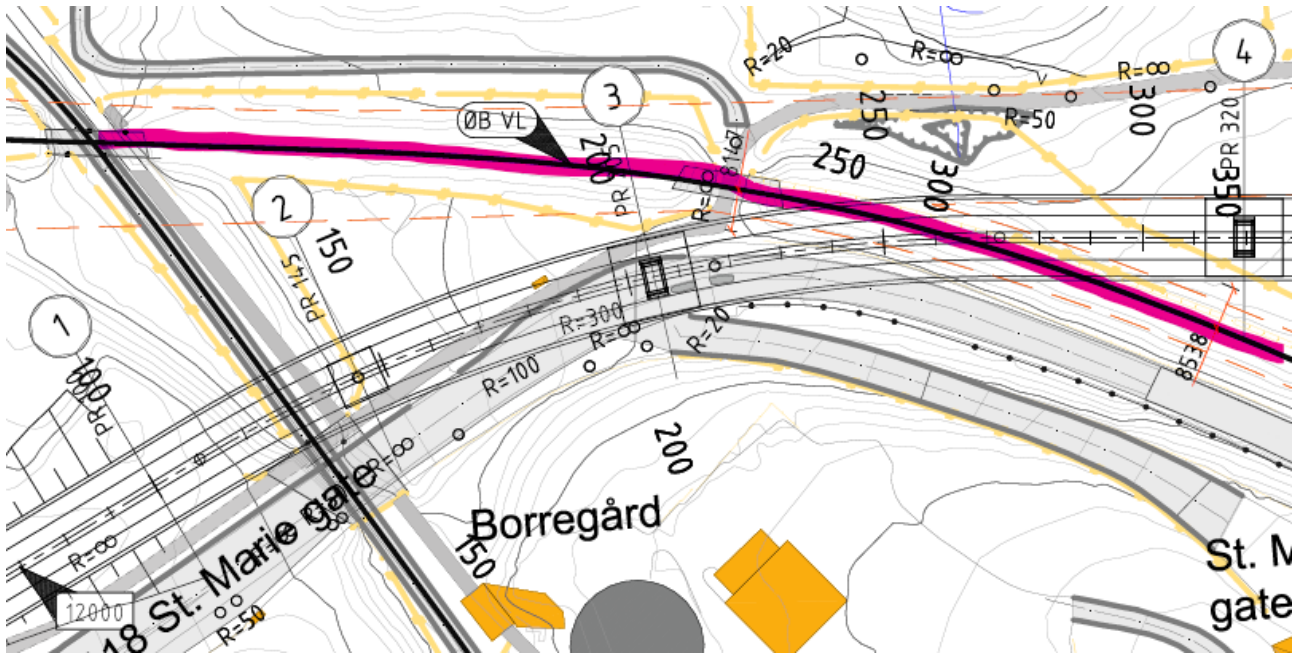
Figur 2-13. Tverrsnitt FFB.

Kort beskrivelse av konseptet sammenlignet med løsningen fra skissefasen:

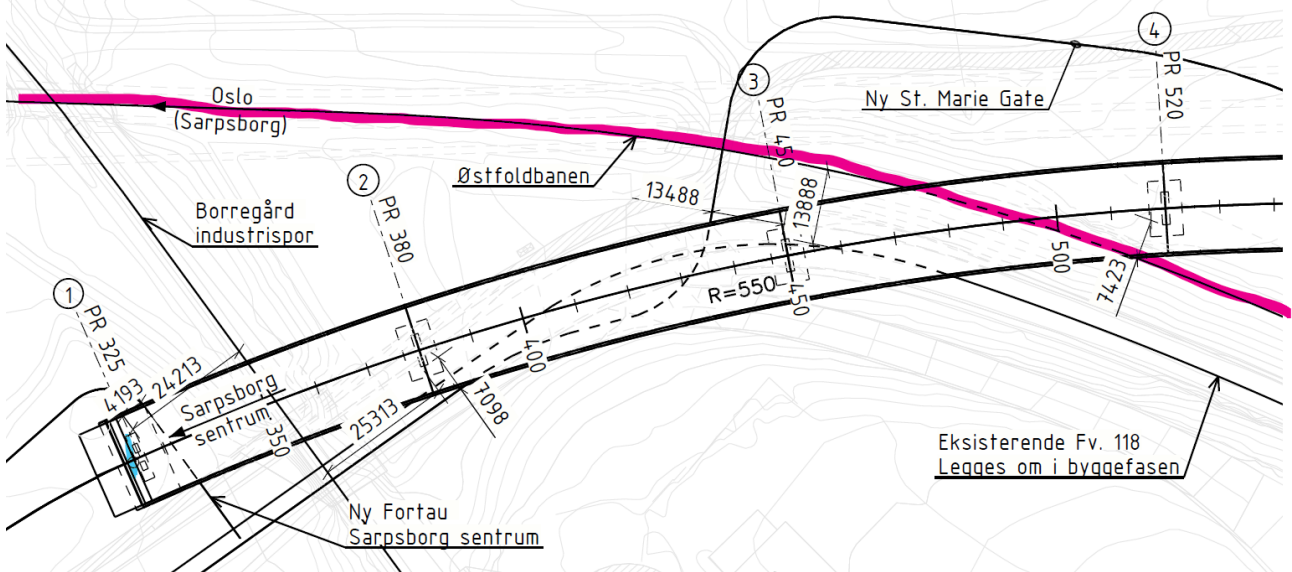
- Fritt frambygget over Østfoldbanen er fjernet. Det er prosjektert en viadukt del fra start av brua frem til fritt frambygget over Glomma. Viadukten bygges med MSS. Siste spennet mellom akse 9-10 er fortsatt en viadukt som bygges på reis fra bakken.
- Spennlengdene er justerte; 55m+70m+70m+70m+70m+105m+175m+97m+43m. Dvs. viaduktenes spennene har lik spennlengde, unntatt endespennene.
- Brua er monolittisk i akse 7 og 8 (FFB-aksene). Øvrige akser har glidelager. Termisk senter ligger mellom akse 7 og 8.
- Enkelt søyler akse 2-6 og akse 9, søylepar i FFB-aksene, dvs. akse 7 og 8. Dimensjon samtlige søyler 6m\*1.4m. Senteravstand søylepar i FFB-akser 4.6m.
- Akse 7 er fundamentert på berg, akse 8 er fundamentert på en kombinasjon av vertikale og skrå stålrørspeler, øvrige akser er fundamentert på vertikale stålrørspeler. Pelene må være vertikale i akse 3 og 4 med tanke på nærheten til jernbanen.

Følgende er gjort for å muliggjøre fjerning av fritt frambygget over Østfoldbanen:

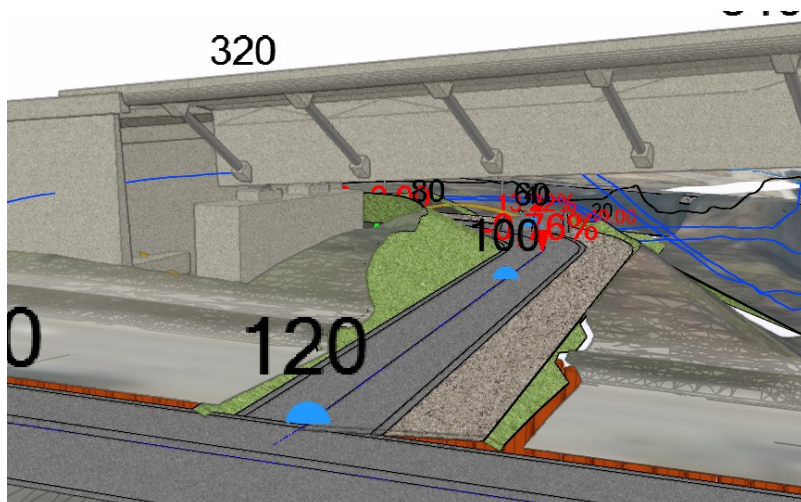
- Leverandører av MSS og tidligere erfaringer internt har satt en maksimal spennlengde til 70m ved bruk av MSS. Ved slike spennlengder er en radius på 300m i grenseland for hva som er mulig. Foretrukken radius er >500m, da reduseres kompleksitetene og kostnadene.
- Veglinjen har blitt justert slik at brua krysser mer vinkelrett og radiusen er økt fra 300m til 550m, se Figur 2-14 fra skissefasen og Figur 2-15 med dagens løsning. For å unngå en endring av radiusen på brua men samtidig få veggeometrien å gå opp inn mot Sarpsborg sentrum er landkaret i akse 1 og gangvegen under flyttet mot akse 2, se Figur 2-16, samtidig som radiusen er satt til 165m rett før brua.



Figur 2-14. Veglinje og akseplassering fra skissefasen. R=330m og spennlengde lik 115m. Østfoldbanen markert med rosa.

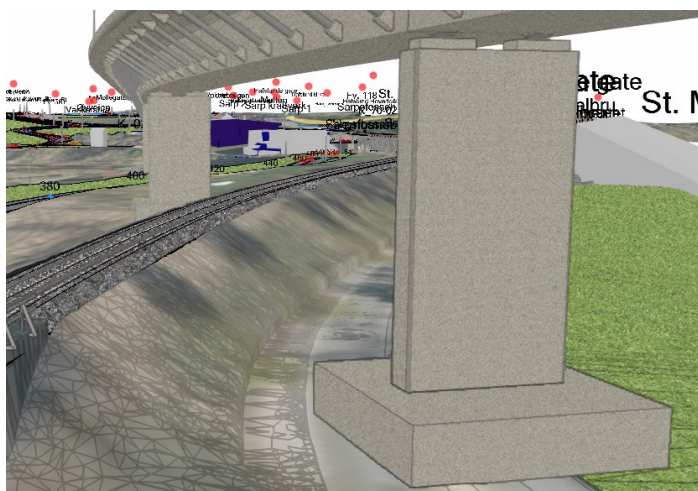


Figur 2-15. Veglinje og akseplassering for valgt løsning. R=550m og spennlengde lik 70m. Østfoldbanen markert med rosa.

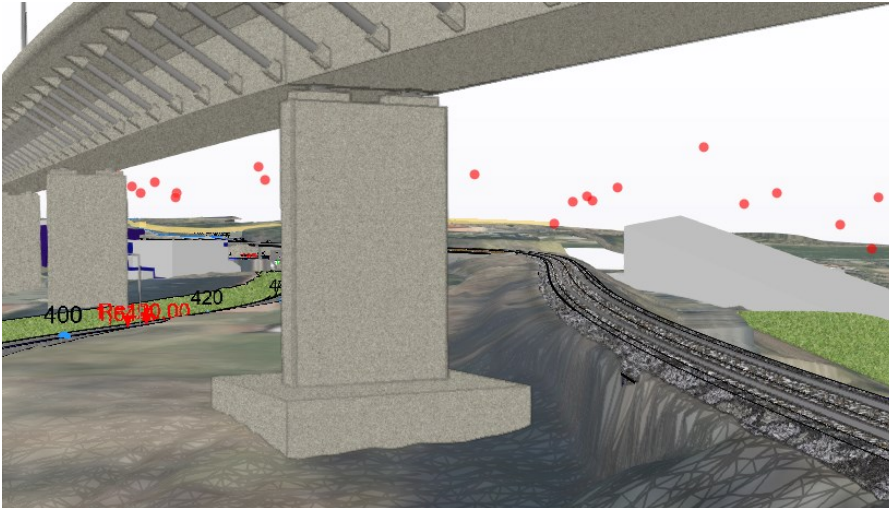


Figur 2-16. Oppdatert plassering av gangveg og landkar i akse 1 for å unngå endring av radius på brua, samt for å redusere brulengden.

- Til tross for den store reduksjonen av spennlengden fra 115m i skissefasen til 70m for den valgte løsningen gjør endringene av veggeometrien at søylene har god klaring til jernbanen, 13.9m i akse 3 og 7.4m i akse 4 sammenlignet med kravet på 5.0m, se Figur 2-15.
- Den største utfordringen med nærheten til jernbanen er egentlig ikke kravet til avstanden fra senterlinjen til søylene, men de geotekniske utfordringene i byggefasen. Dette løses til stor del av at fundamentene kan heves med denne løsningen (se forklaring i neste avsnitt). Situasjonen i akse 3 og 4 blir da geoteknisk gunstigere til tross for nærheten til jernbanen. I Figur 2-17 og Figur 2-18 vises tenkt plassering av aksene. Utgravingen i jernbanefyllingen blir veldig begrenset. Det fylles opp med lette fyllmasser rundt pelene. I Figur 2-19 vises eksisterende mur ved akse 4, her må det inn noen tiltak i byggefasen for å sikre muren. For å øke avstanden ytterligere mellom fundament og fylling kan fundamentene designes med heksagonform, dette kommenteres og vises i kapittel 0.
- Det har vært behov for nøyaktige beregninger, både full globalmodell og dimensjonering av fundament og pelegrupper for å sjekke at fundamentene ikke kommer inn i jernbanefyllingen eller muren i akse 4. Denne detaljeringsgraden er ikke mulig i skissefasen og derfor har det ikke vært mulig å anbefale denne løsningen tidligere. Antall peler og fundamentstørrelser har blitt beregnet nøyaktig i både ferdig- og byggefase.



Figur 2-17. Akse 3 i forgrunnen. Behovet for gravearbeider i jernbaneskråningen er små.



Figur 2-18. Akse 4. Den vertikale "veggen" ved jernbanen fra skanningen er en eksisterende mur.



Figur 2-19. Eksisterende mur ved akse 4 bak gjerde.

**Fordeler med bruløsningen sammenlignet med løsningen fra skissefasen**

- Gunstig statisk system uten store tvangskrefter.
  - Termisk senter ligger midt i FFB-spennet over Glomma. Tvangskreftene i FFB-aksene er relativt små. Øvrige akser har glidelager og trekker ikke på seg tvangskrefter.
  - Søylekapasiteten er ikke kritisk for konseptet. Det er rom for å øke dimensjonene og/eller legge inn mer armeringen i detaljprosjekteringen uten å risikere konseptet.
  - Fundamentene kan heves da søylene ikke må være myke. Dette er spesielt gunstig i akse 3 og 4 da fundamentene kan plasseres rett over bakken og dype byggegroper med spunter kan unngås i nærheten av jernbanen. Heving av bruas fundamenter forenkler og reduserer kostnadene for de geotekniske arbeidene betydelig. Grunnforsterking med kalk/semest-peler er redusert over hele Tarris-området, ref. geoteknisk rapport, «10245026-RIG-NOT-006».
  - Antallet peler reduseres betydelig, spesielt i akse 3 og 4 (fra 12-16 peler per akse ned til 6 peler per akse).
- Færre togstanser både i forbindelse med geotekniske arbeider og for overbygningen:
  - Hevingen av fundamentene forenkler de geotekniske tiltakene i akse 3 og 4, hvilket reduserer behovet for antall togstanser.
  - For overbygningen er det kun to spenn med tilhørende støp og forskyving av MSS som er i nærheten av jernbanen og trenger togstans. Estimert er 7 togstanser på 24h med denne løsningen, ref. kapittel 4.5, sammenlignet med 24 togstanser på 24h for FFB-løsningen, ref. kapittel 2.2.1.
- Kortere bru:
  - Spennlengdene med det nye konseptet tillater en justering av landkar i akse 1 slik at brua totalt blir 5m kortere sammenlignet med løsningen fra skissefasen. Spennlengden er fortsatt tilstrekkelig for å unngå løft i landkaraksen.
- Estetikk:
  - Bruløsningen blir ryddigere og viadukten får en kontinuitet med flere spenn med samme spennlengde, hvilket er veldig gunstig rent estetisk.
  - Brua får et tydelig midtpunkt, dvs. midt i FFB-spennet over Glomma. Dette forsterkes ytterligere av at vertikalkurvaturen har sitt toppunkt her. Vertikalkurvaturen for hele brua blir bedre, se beskrivelse og figurer i kapittel 3.1.



### Ulemper med bruløsningen sammenlignet med løsningen fra skissefasen

- Spennlengdene for viadukten er i grenseland for bruk av MSS. Dette er dog sjekket mot leverandører og med den økte radiusen skal det ikke være et problem med 70m. Kostnaden for MSS:en blir dog noe dyrere sammenlignet med kortere spennlengder.
- Overbygningen får store friksjonskrefter fra lagrene. Grunnen til dette er at de monolittiske aksene, som tar opp friksjonskreftene, ligger betydelig nærmere bruenden i akse 10 enn bruenden i akse 1. All friksjon fra akse 1-6 trekker i samme retning, men det er kun akse 9 og 10 som trekker i motsatt retning. Dette er i praksis vanskelig å unngå uten å forlenge brua for å oppnå bedre balanse mot Hafslund-siden, noe som ikke er hensiktsmessig med tanke på materialbruk og kostnader. De store kreftene innebærer imidlertid at akse 8 krever detaljerte beregninger og et stort fundament på peler.
- Utformingen av landskap rundt fundamentene i akse 3 og 4 som ligger over terrengnivået. Dette er en utfordring men kan eksempelvis løses med fyllinger, gjerne kombinert med steinmurer. Endelig høyde må avklares i forhold til utgraving av jernbanefylling kontra det estetiske.
- Søyleporene i akse 7 og 8 må ha fri bevegelse for å unngå at det oppstår uønsket kraftopptak. Dette medfører behov for støttemurer og terrengtilpasninger rundt aksene.

### 3 Beskrivelse/dimensjonering valgt bruløsning

I det følgende kapitlet følger en mer detaljert beskrivelse av den valgte løsningen:

- Tilpasning av veglinje
- Dimensjonering av overbygning
- Dimensjonering av underbygning
- Belysning og lyssetting
- Rekkverk
- Estetikk
- Vedlikehold
- Bærekraft

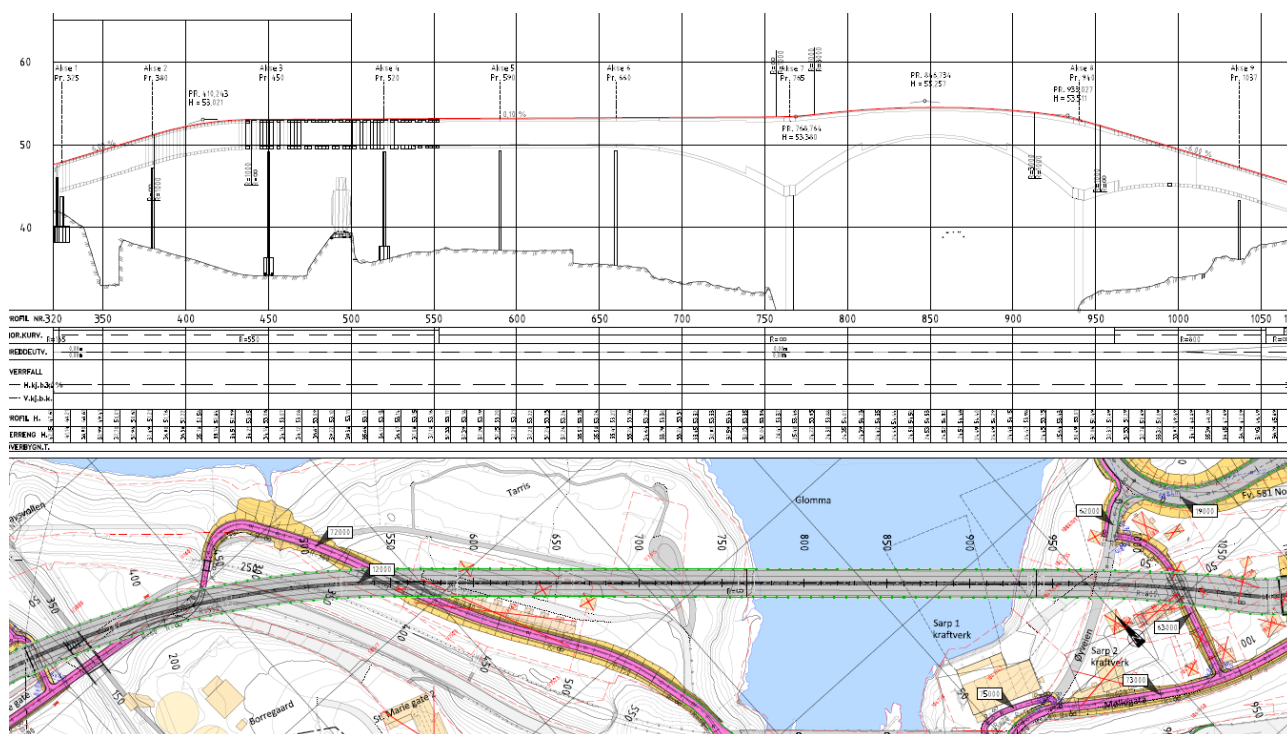
#### 3.1 Veglinje

##### 3.1.1 Horisontalkurvatur

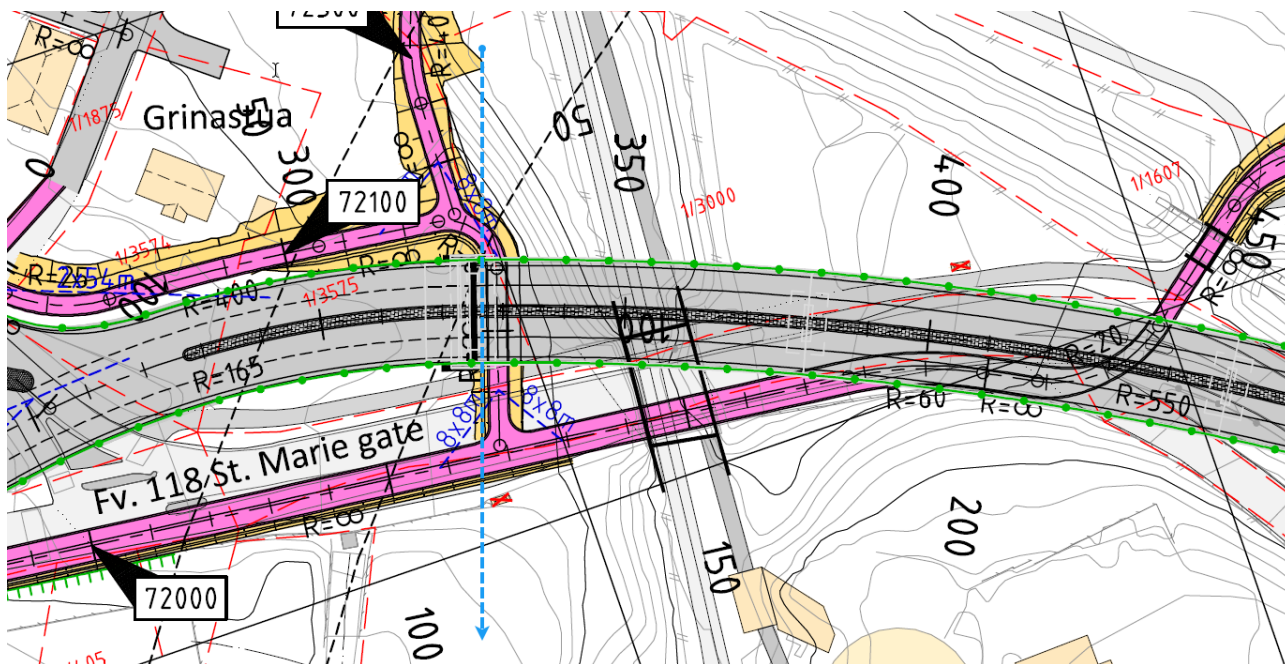
Som nevnt tidligere er horisontalkurvaturen viktig for den valgte løsningen. Større radius gir mulighet for lengre spenn med MSS og forenkler byggingen av forskalingen, hvilket reduserer kostnaden.

Før brua, inn mot Sarpsborg sentrum, har det blitt gjort oppdateringer av løsningen for å få til en større radius på brua. I tillegg har veglinjen og landkarets plassering blitt justert slik at endringen i radiusen kommer utenfor brua, hvilket reduserer kostnadene for bygging av viadukten, se figur under.

Brua er rett over fritt frambygget, hvilket forenkler betydelig. I slutten av brua mot Hafslund må det til en breddeutvidelse på brua. Denne delen kan bygges med reis fra bakken, hvilket er enklere sammenlignet med MSS ved breddeutvidelser.



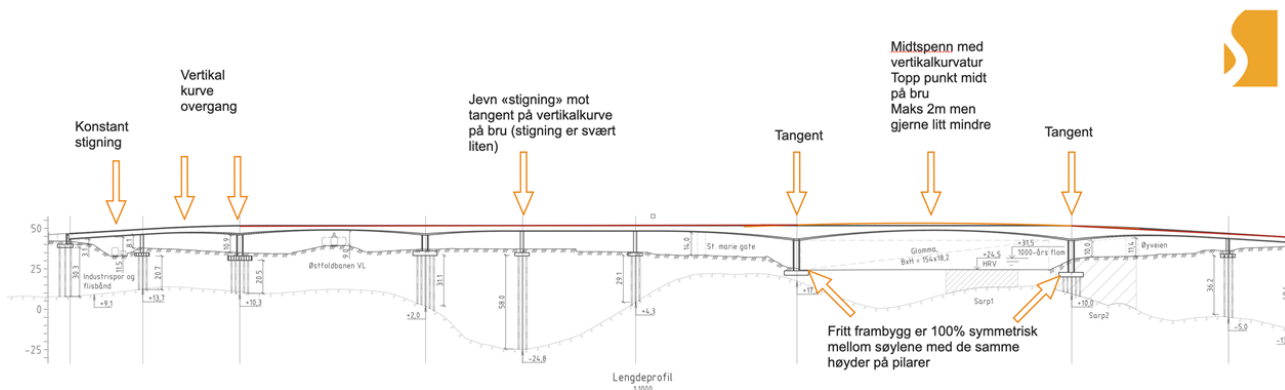
Figur 3-1. Veglinjen langs hele brua. Veglinjen er rett over hele FFB-delen. Merk: Sarp 2 vil ikke realiseres, men er fortsatt vist på skissen.



Figur 3-2. Veglinje ved brustart, akse 1 markert med blå stiptet linje. Endring i radius før start av brua.

### 3.1.2 Vertikalkurvatur

Vertikalkurvaturen er bestemt med utgangspunkt i tilstrekkelig frihøyde over jernbanene og toppunkt midt over Glomma. Toppunkt midt over Glomma gir et godt estetisk uttrykk. Brua holder seg generelt lavt i terrenget med en lett stigning fra Sarpsborg sentrum opp mot Glomma. Konseptet for vertikalkurvaturen vises i Figur 3-3. Se også oversiktstegningen i vedlegg.



Figur 3-3. Konsept vertikalkurvatur. Merk: Sarp 2 vil ikke realiseres, men er fortsatt vist på skissen.

Frihøyden ved Østfoldbanen fra SOK til UK bru er ca. 9.85m i ferdigfasen basert på tverrsnittshøyde lik 3.5m. I byggefasen er det antatt en byggehøyde for MSS:en under UK bru lik 1.5m, dvs. en frihøyde på 8.35m i byggefasen. Dette er tilstrekkelig i forhold til kravet i TRV [1] *trv:05191pa* 7.6m og gir i tillegg en god margin i neste fase for ev. endringer av tverrsnittet. Det bør kommenteres at denne ekstra marginen over jernbanen er neglisjerbart både for kostanden på brua og rent estetisk. Det gir dog en trygghet for konseptet med redusert risiko i neste prosjekteringsfase.

Frihøyde til Borregårds industrispor er ca. 12.2m i ferdigfasen.

Det er mulig å øke vertikalkurvaturen i neste prosjekteringsfase hvis ønskelig. Dette gir tilnærmet neglisjerbare kostnader både for prosjekteringen og entreprenøren.

## 3.2 Overbygning

**Merk:** Dimensjoneringen av overbygningen er basert på globalmodellen fra rev.00 da Sarp 2 fortsatt var en del av planforutsetningene. Spennlengder og overbygning er uendret siden den gang, men søyleutformingen i akse 7 og 8 er oppdatert. Det er gjennomført overslagsberegninger som viser at endringene i søyleutforming har relativt liten innvirkning på dimensjoneringen av overbygningen. Støttemomentene over akse 7 og 8 reduseres med opptil 10%, mens øvrige endringer i snittkrefter er neglisjerbare. Resultatene fra den tidligere globalmodellen legges derfor fortsatt til grunn for overbygningen, med litt større sikkerhetsmargin i snitt over støtte akse 7 og 8.

### 3.2.1 Valgt tverrsnitt

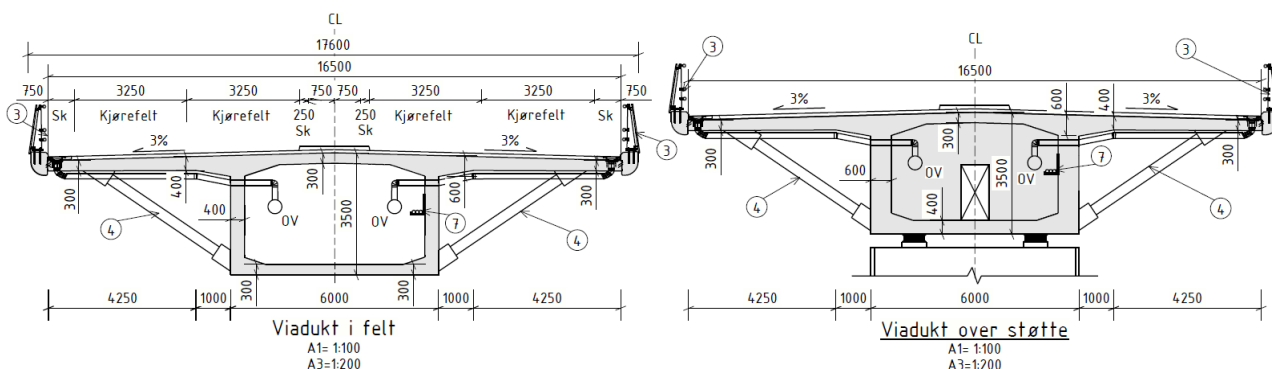
Figurene på valgt tverrsnitt fra kap. 2.3 gjentas under. Løsningen med skråstag i stål er vurdert som den mest kostnadseffektive totalt sett i denne fasen. Den gjør det mulig å unngå tverrsnitt med tre vegger, alternativt to skrå vegger med stort armeringsbehov i tverretningen. Samtidig er det knyttet usikkerhet til både materialpriser og fremtidige vedlikeholdskostnader, og dette bør vurderes på nytt i neste fase.

Det valgte tverrsnittet har to vertikale vegger. Dette gir et mer slankt og effektivt tverrsnitt, men innebærer også at utkragerne blir store. Dette medfører høye moment i overkant ved stegene og ville normalt krevd betydelige armeringsmengder i tverretningen over støtte. Bruken av skråstag i stål avlastet utkragerne og gjør det mulig å redusere armeringsmengden. Stagene har varierende lengde og føres inn i undergurten langs hele brua, mens horisontalkomponentene tas opp i undergurt og overgurt.

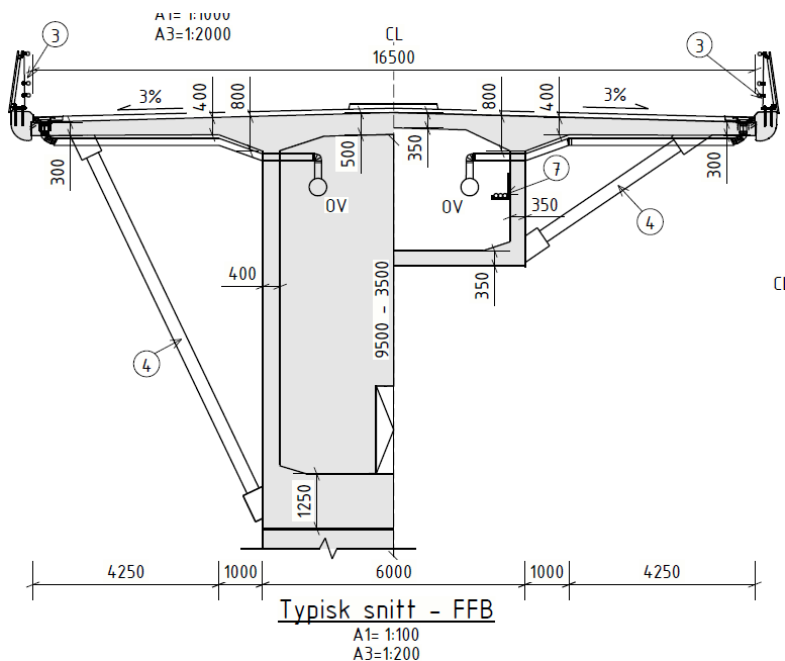
Stålstagene innebærer likevel et ekstra moment ved bygging og høyere vedlikeholdskostnader gjennom levetiden. Stål er utsatt for korrosjon, spesielt i nordisk klima med store temperatursvingninger, veisaltning og høy luftfuktighet. Dette krever jevnlig inspeksjon, overflatebehandling og eventuelt utskifting av komponenter. I tillegg kan spenningskorrosjon og utmatting oppstå i stålstag, noe som fordrer avansert overvåking og spesialisert kompetanse. Vedlikeholdsarbeider medfører også økt risiko for driftsavbrudd.

Det bør samtidig kommenteres at bruas bredde gjør at valg av tverrsnitt ikke er opplagt. En smal bru vil typisk ha to vegger, mens en svært bred bru vil ha tre. Med en bredde på 16,5 meter ligger denne brua midt mellom disse ytterpunktene. Alternative tverrsnitt som har vært vurdert, presenteres i neste delkapittel.

Det er også verdt å nevne at dette tverrsnittet er godt likt av arkitekt, særlig på grunn av skråstagen. Likevel er det kostnadene som ligger til grunn for anbefalingen; den arkitektoniske kvaliteten er en positiv tilleggseffekt.



Figur 3-4. Tverrsnitt viadukt.

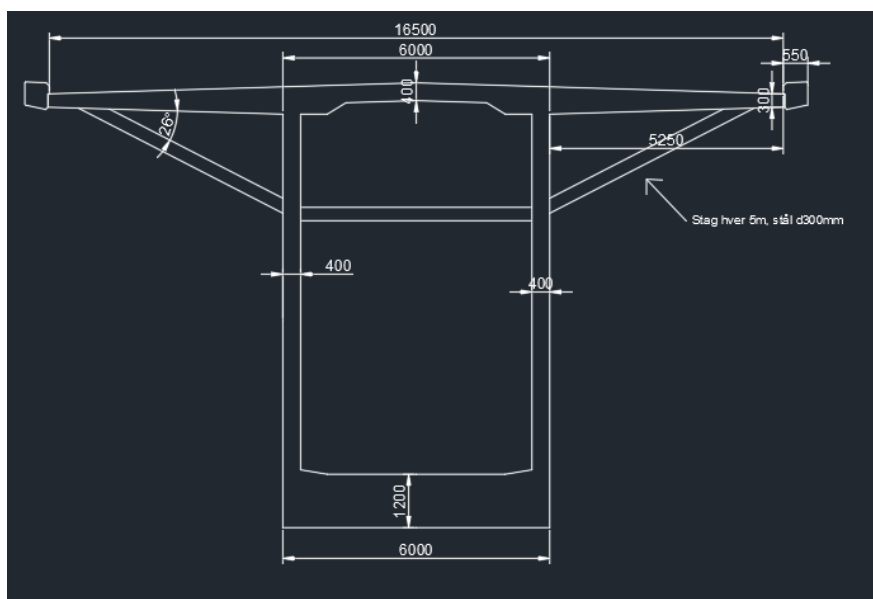


Figur 3-5. Tverrsnitt FFB.

### 3.2.2 Alternative tverrsnitt

Som nevnt over er det flere muligheter for utforming av tverrsnittet på brua. Noen av de vurderte alternativene vises under:

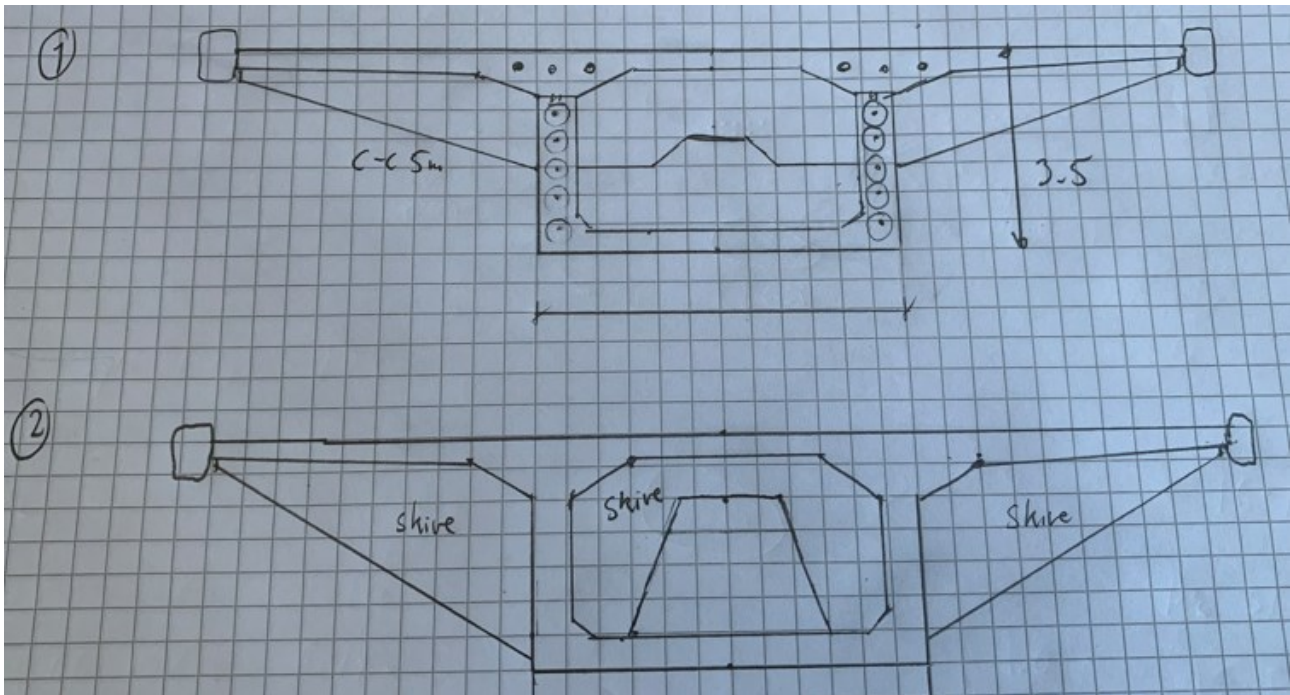
1. 2 vertikale vegger men konstante skråstag. Dvs. samme løsning som valgt tverrsnitt, men skråstagene går ikke ned til undergurt men har en konstant høyde. Noe bedre rent estetisk og enklere montasje av skråstagene, men behov for trykkstav i tverrsnittet. En utfordring ved inspeksjoner og et ekstra moment under bygging. Sannsynligvis dyrere, og en risiko med tanke på godkjenning av løsningen.



Figur 3-6. Alternativt tverrsnitt: 2 vertikale vegger men konstante skråstag.

2. Tilsvarende tverrsnitt som i punkt 1, men skråstagene erstattes med betongskiver. Enklere vedlikehold, men sannsynligvis vanskeligere ved bygging. Utklipp under viser skisser av to

alternativer, senteravstand 5m mellom skivene. Det vises også et utklipp fra google maps på Viaduc du Lac de la Gruyere, som har en tilsvarende løsning.

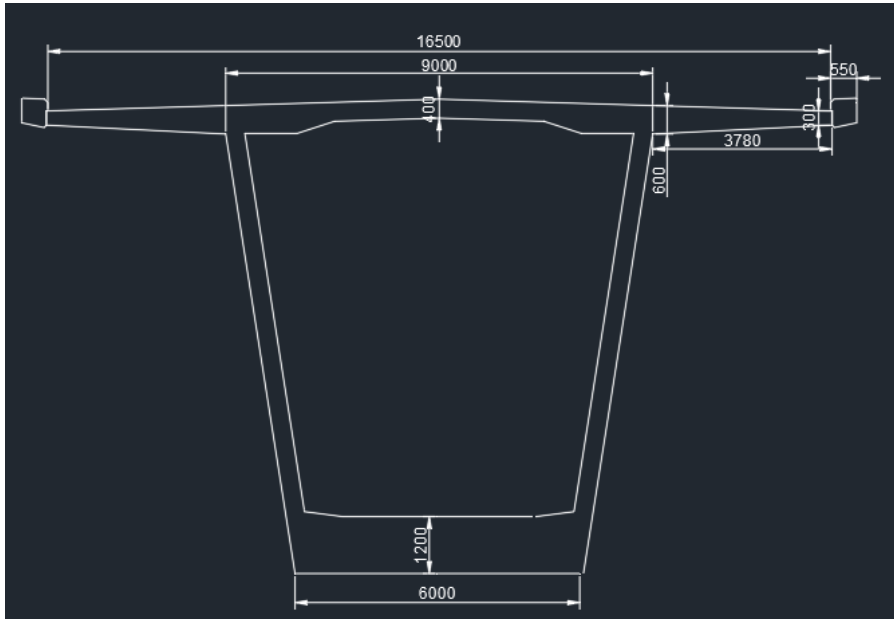


Figur 3-7. Skisse tverrsnitt med betongskiver.



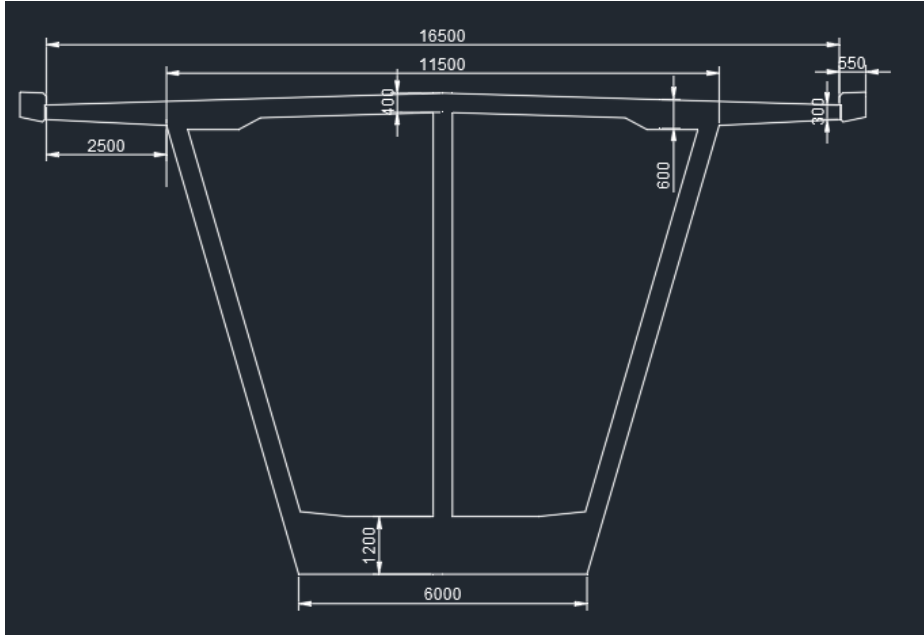
Figur 3-8. Utklipp fra google maps, Viaduc du Lac de la Gruyere.

3. 2 skrå vegger. Ikke behov for skråstag. Spennet i tverretningen mellom stegene i grenseland, krever en stor mengde armering på tvers av tverrsnittet.



Figur 3-9. Alternativt tverrsnitt: 2 skrå vegger. Ikke behov for skråstag.

4. 3 vegger, skrå på sidene. Ikke behov for skråstag. Korte spenn i tverretningen hvilket gir et lavt armeringsbehov på tvers av tverrsnittet. Mer kompleks løsning med tanke på bygging av tverrsnittet.



Figur 3-10. Alternativt tverrsnitt: 3 vegger, skrå på sidene. Ikke behov for skråstag.



### **3.2.3 Beregninger**

Detaljerte beregninger av overbygningen i både ferdigfase og byggefase presenteres i vedlegg 5.

### 3.3 Underbygning

Detaljerte beregninger for underbygningen presenteres i vedlegg 6. I dette kapittelet gis en oppsummering av fundamenteringsløsningene og søyletypene for hver akse, se tabellen under.

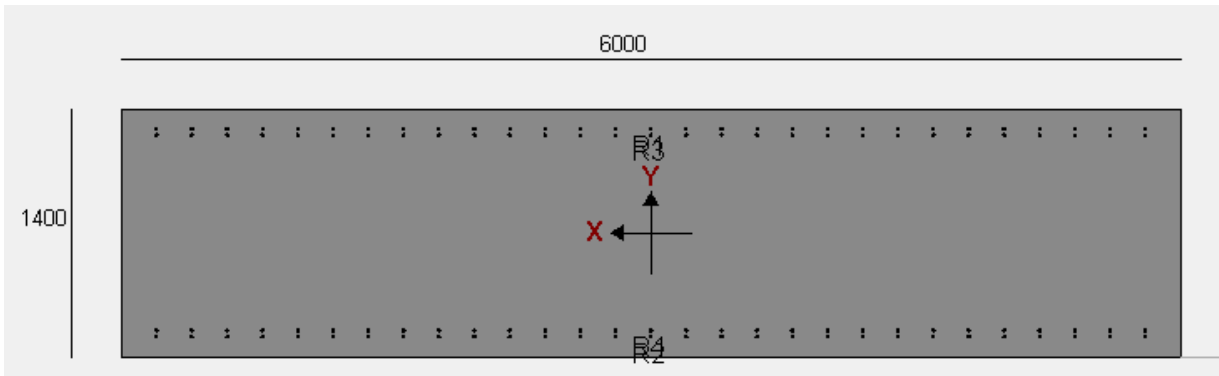
Akse 7 er fundamentert direkte på berg, mens de øvrige aksene er fundamentert på stålrørspeler til berg. Akse 8 er den peleaksen som tar opp de største lastene, og beregningene for denne er derfor mer omfattende og detaljerte allerede i denne fasen av prosjektet.

Tabell 3-1. Oversikt søyler og fundamentering samtlige akser.

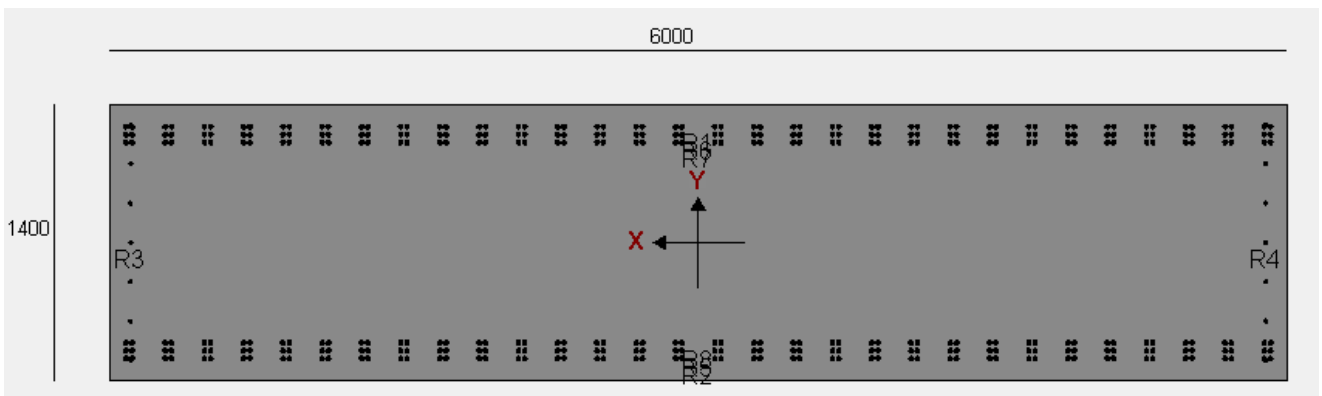
Akse	Fundamentering	Antatt pelelengde [m]	Fundamentstørrelse [m]	Søylelengde [m]	Søyletverrsnitt [m]
1	Stålrørspeler 6stk Ø813	32	18.5*7.2*2.5	-	-
2	Stålrørspeler 6stk Ø1016	21	10.2*6.1*2.8	14	1 skivesøyle 6*1.4
3	Stålrørspeler 6stk Ø1016	24	10.2*6.1*2.8	13	1 skivesøyle 6*1.4
4	Stålrørspeler 6stk Ø1016	26	10.2*6.1*2.8	12	1 skivesøyle 6*1.4
5	Stålrørspeler 8stk Ø1016	58	12.2*12.2*2.8	15	1 skivesøyle 6*1.4
6	Stålrørspeler 8stk Ø1016	37	12.2*12.2*2.8	18	1 skivesøyle 6*1.4
7	Direkte- fundamentert på berg	-		24	2 skivesøyler 6*1.4
8	Stålrørspeler 14stk Ø1220	12 – 22*	16*21*3.5	16	2 skivesøyler 6*1.4
9	Stålrørspeler 8stk Ø1016	39	12.2*12.2*2.8	11	1 skivesøyle 6*1.4
10	Stålrørspeler 8stk Ø813	48	23.1*7.2*2.5	-	-

\*Det er utført mer detaljerte beregninger for akse 8, derav mer presis verdi.

Søyleverrsnittene vises i figurer under:

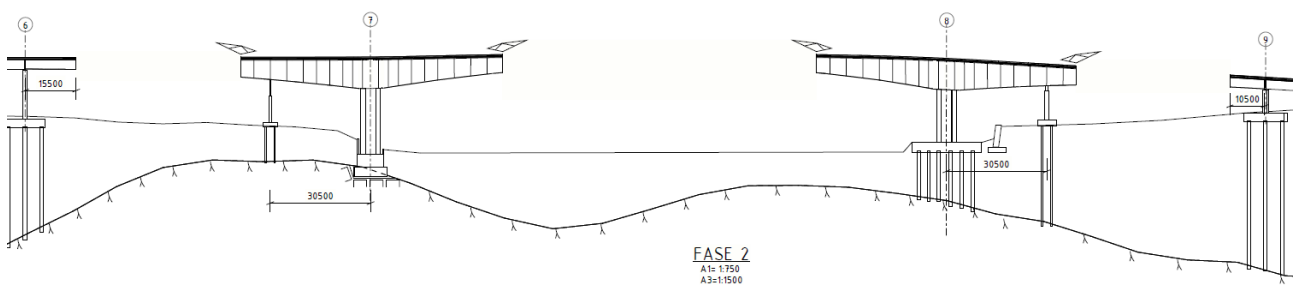


Figur 3-11. Søyleverrsnitt viadukt.



Figur 3-12. Søyleverrsnitt FFB-akser (armeringsmengde i kritisk snitt). To søyler per akse.

Hjelpetårnene blir ikke dimensjonert i denne fasen. Det er antatt en fornuftig stålmengde til anslaget, ev. endringer av dimensjonene vil være neglisjerbart for brukstnoden, samt at det ikke vil påvirke byggarheten. Hjelpetårn for akse 7 og 8 plasseres 30.5m fra aksene i retning mot akse 6 respektive akse 9, se figur under. Hjelpetårnene fundamenteres på stålkjernepeler.

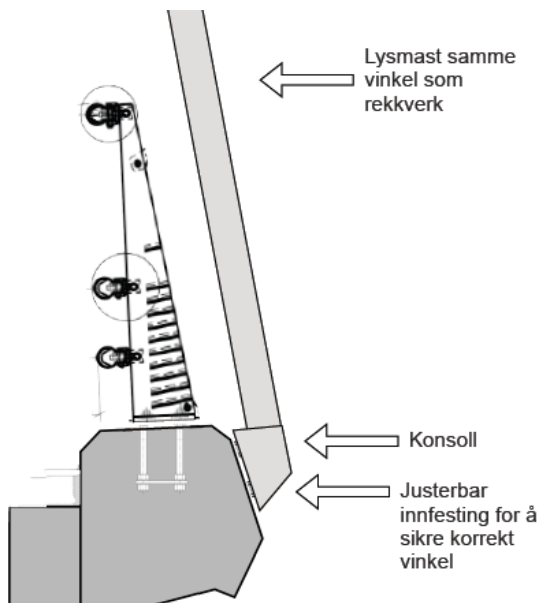


Figur 3-13. Hjelpetårnenes plassering. OBS! Skråpeler i akse 8 ikke vist i utklippet.

### 3.4 Belysning og lyssetting

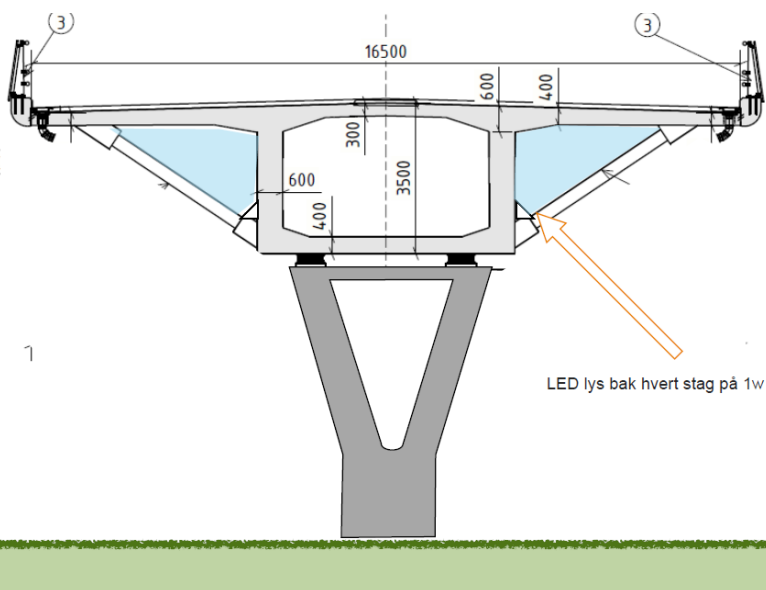
Belysning er det funksjonsbaserte lyset med sine normer og krav, dvs. veibelysningen i dette tilfelle. Lyssetting er effektbelysning for å vise fram og/eller framheve noe å gi en opplevelse av f.eks. en bru. Belysningen er nødvendig, ikke lyssettingen. Lyssettingen gir stor estetisk verdi i forhold til kostnaden for bruer som er godt synlige. Det er derfor lagt inn noen forslag til lyssetting utover den vanlige belysningen.

Anbefalt tosidig belysning:



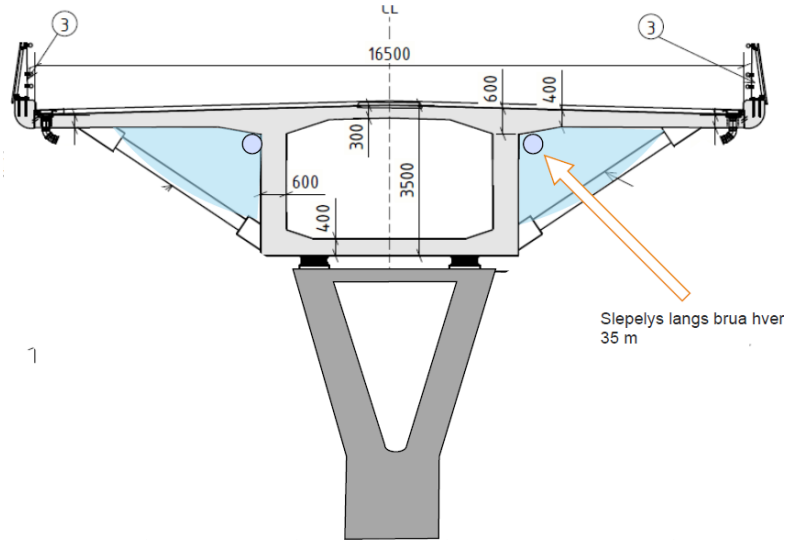
Forslag til lyssetting (utdatert søyleutforming på skissen):

#### Lyssetting prinsipp 1



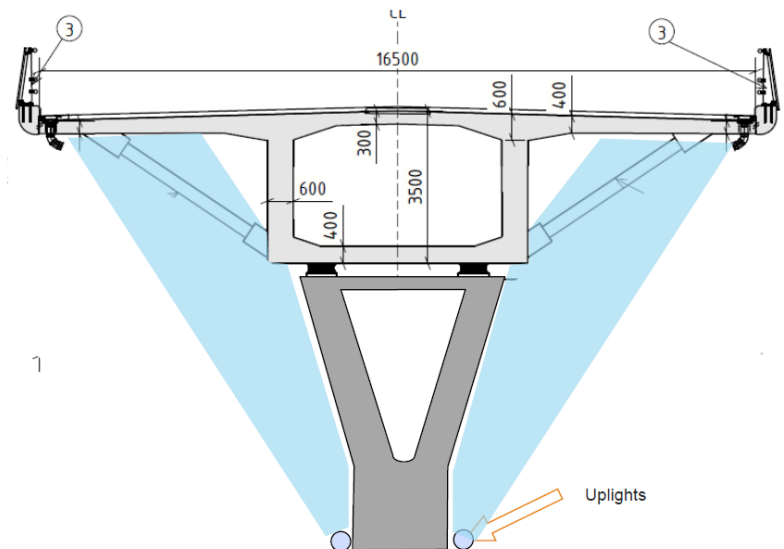
- LED slepelys bak hvert stag

## Lyssetting prinsipp 2



- LED slepelys hver 35 m langs brua

## Lyssetting prinsipp 3



- Denne kan kombineres med alt 1 og 2

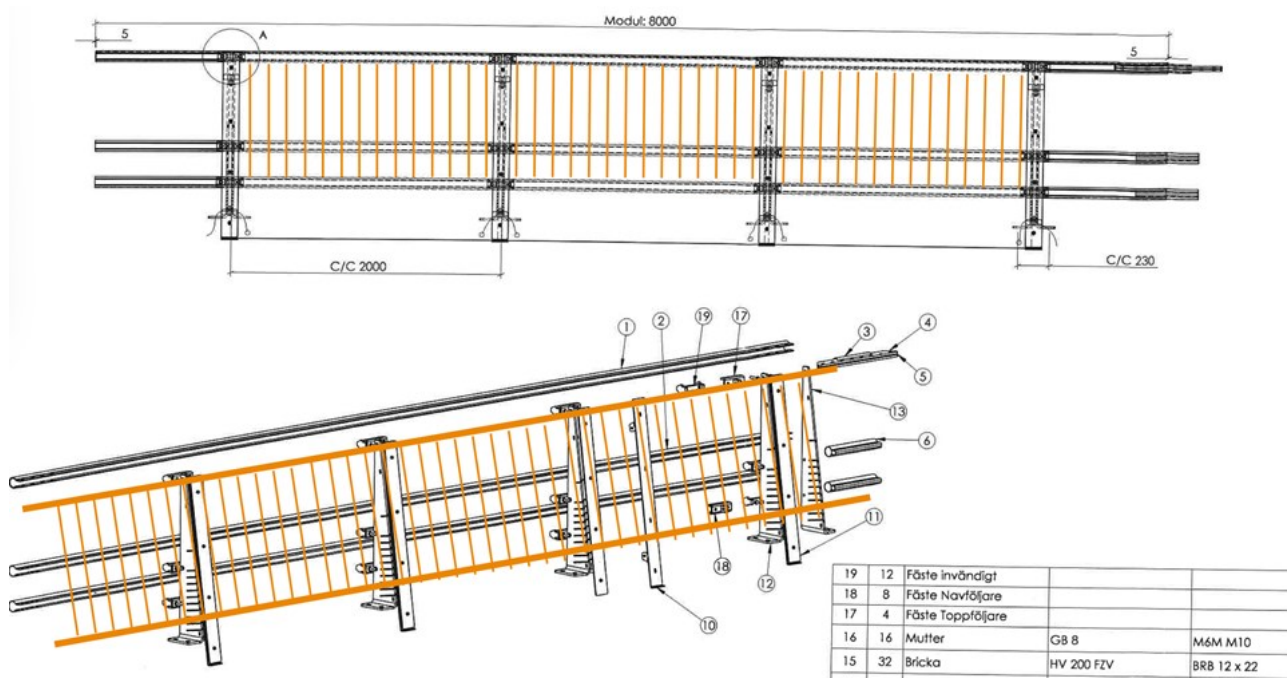
### 3.5 Rekkverk

Rekkverkets styrkeklasse velges iht. [4] N101, tabell 4.3.1-2. Det er krav til H4 over jernbanen og det velges samme styrkeklasse langs hele brua. Egenskaper er spesifisert under:

6. Rekkverk:

- Brurekkverk styrkeklasse H4. Snøklasse 3.  
 Arbeidsbreddeklasse W2 <0.8m.  
 Skaderisikoklasse A/B. Inntrengningsbredde VI4.  
 Høyde minst 1,2m.
- Godkjent overgang til vegrekkverk ved start og slutt av brua iht. N101.
- Brøytetett rekkverk over hele brua.

Estetisk god løsning vil være noe tilsvarende som på figuren under:



Figur 3-14. Forslag til utforming rekkverk.

### 3.6 Estetikk

Det er kostnadseffektive løsninger som er hovedfokus i prosjektet. Det blir ikke gjort noen valg som hever bruas estetikk hvis det gir en merkostnad. Der en relativt lav merkostnad gir en stor estetisk verdi er det kommentert i dette dokumentet (f.eks. lyssetting), men det er kun forslag.

Det er ofte slik at godt prosjektert bruer med ryddige statiske system gir de mest kostnadseffektive løsningene samtidig som de også er estetisk tiltalende. Dette er grunnlaget for at Ny Sarpsfossen vegbru kommer ut veldig godt estetisk til tross for at ingen kostnad går direkte på estetiske tiltak:

- Viadukten har kontinuitet med flere lange spenn med lik spennlengde. Dette er en enkel løsning som er kostnadseffektiv samtidig som det repetitive gir et rolig, godt estetisk inntrykk. Løsningen er mulig takk vare tverrfaglige tilpasninger mellom Bru, Veg, Geo og Lark.
- Brua har et tydelig hovedspenn som er sentrert over Glomma med høydebrett på midten. Kostnadseffektiv løsning med kun 1 FFB. Justeringer av veglinjen for høydebrettet over Glomma har ingen innvirkning på kostnadene ved bygging.
- Belysning og rekkverk er vurdert i detalj. Dette er viktige valg for bruas estetikk, samtidig som en godt gjennomtenkt løsning kan redusere kostnader ved bygging (f.eks. ensidig belysning).
- Utforming av tverrsnittet.
- Detaljerte beregninger for å finne best mulig statisk system og redusere tvangskrefter. Gir slankere konstruksjoner som både er godt estetisk og kostnadseffektivt.

### 3.7 Vedlikehold

Tverrsnittets stålstag og fugene ved hver bruende øker vedlikeholdet for brua. Det spesifiseres materialer som reduserer vedlikeholdet. Se også kapittel 3.2.1 for en diskusjon rundt valg av tverrsnitt og ulempene med stålstag.

*Merk: Når Sarp 2 ikke lengre er en del av planforutsetningene vil søyle i akse 8 ikke lengre stå i inntaket til kraftverket. Dette var tidligere et viktig punkt under vedlikehold av brua med tanke på grensesnittet mot kraftverket.*

### 3.8 Bærekraft

Hovedfokus i prosjektet er reduserte kostnader. Fordelene med valgt bruløsning, som ble presentert i kapittel 2.3, er i stor grad reduksjon i materialforbruk, både for brukonstruksjonen og grunnforsterkingen. Dette reduserer kostnadene, men samtidig har det en stor gunstig effekt for bærekraften i prosjektet. Hovedfokus har dermed ikke vært bærekraft, men arbeidende mot reduksjon av kostnad/materialforbruk har indirekte vært en jobb mot en mer bærekraftig løsning.

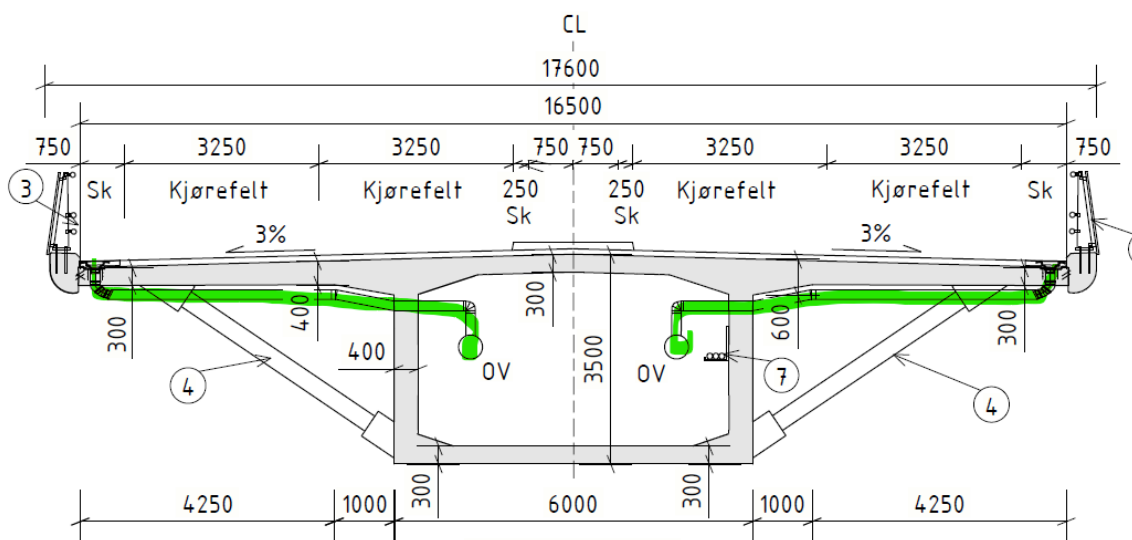
### 3.9 Overvann

Overvannssystemet er vist i tverrsnittet under. Brua har et takfall på 3 % slik at overvannet naturlig renner mot begge sidene. Det er også lengdefall langs brua, men dette er svært svakt mellom akse 3 og 7. For å sikre tilstrekkelig kapasitet under alle forhold er det derfor dimensjonert med sluk på hver side av brua, plassert med 18 meters avstand i lengderetningen.

Overvannssystemet er integrert på en måte som ikke påvirker bruas konstruktive virkemåte. Rørene ligger inne i kassen og er adskilt fra bæresystemets lastbærende soner, slik at verken statisk kapasitet, stivhet eller spenningsforløp endres. Løsningen er også utformet slik at vann ikke kommer i kontakt med konstruktive betong- eller stålelementer.

Overvannet ledes i lukkede rør og videre ned gjennom slisser i søylene ved akse 1, 5, 6, 9 og 10, slik at det ikke oppstår fuktbelastning, erosjon eller lokale vannansamlinger som kan påvirke konstruksjonen negativt over tid.

Systemet er utformet slik at det ikke slippes ut vann i Glomma.



Figur 3-15. System for overvann markert med grønn farge.

## 4 Anleggsgjennomføring

Anleggsgjennomføringen er premissgivende for hele bruløsningen. Det følgende kapitlet presenterer de viktigste punktene knyttet brubyggingen delt inn i følgende kapittel:

- Byggemetode.
- Fremdriftsplan.
- Forberedende geotekniske tiltak
- Anleggsveger/tilkomst.
- Kryssing over jernbaner (Østfoldbanen og industrispor til Borregård).

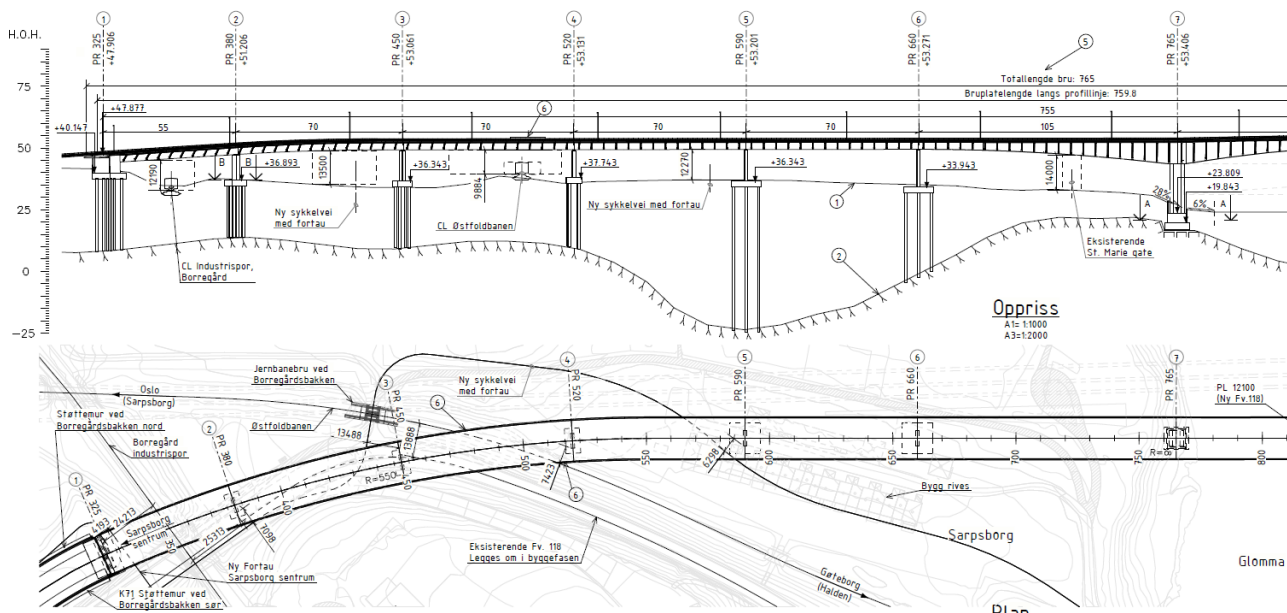
### 4.1 Byggemetode

I dette kapittel følger en oversiktlig beskrivelse over byggemetoden. Delene som er mer kritiske med tanke på grensesnitt beskrives i større detalj i de etterfølgende kapitlene.

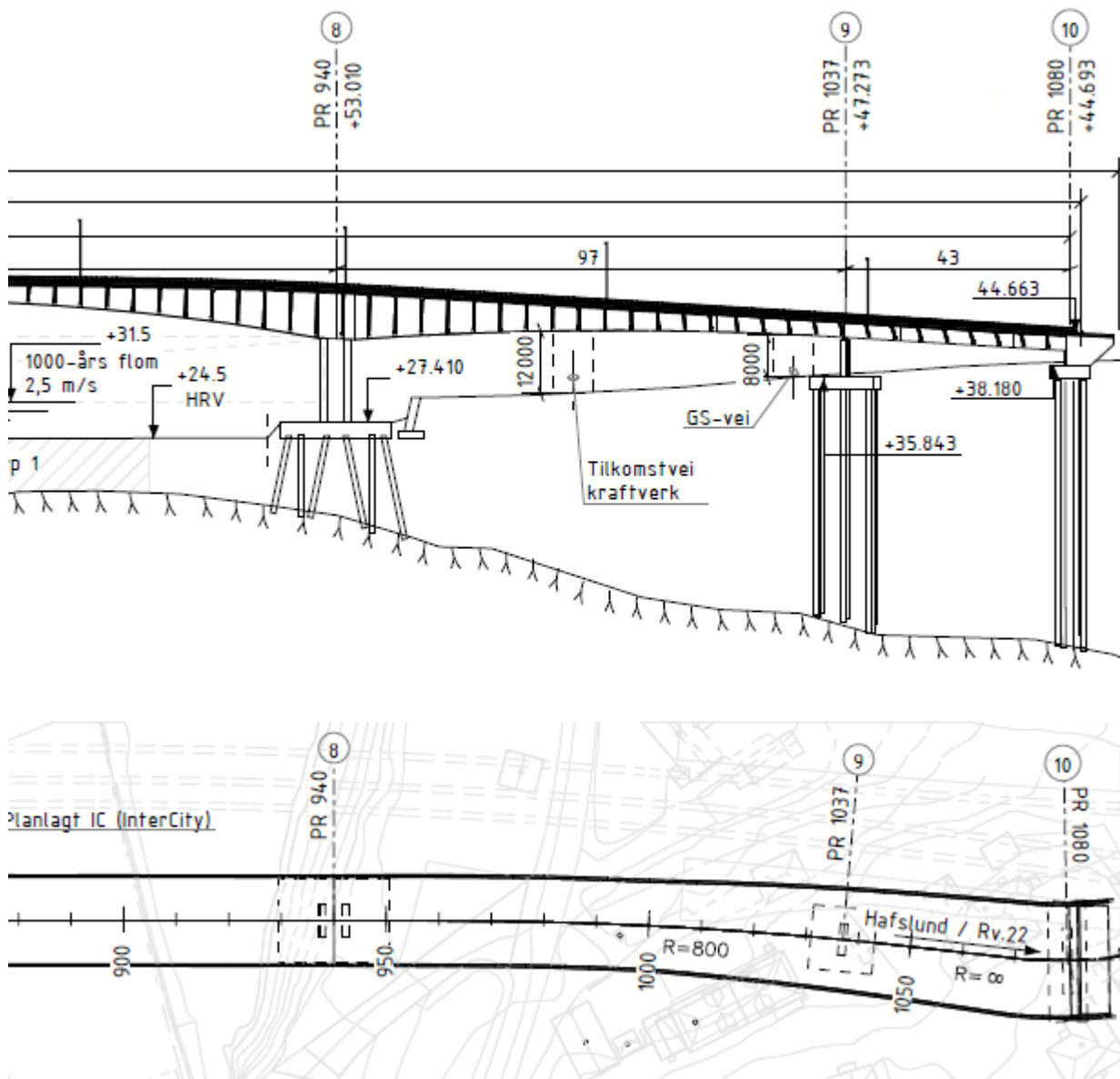
#### 4.1.1 Underbygning

For dimensjonering og beskrivelse av pelers, fundament og søyler henvises det til kapittel 0.

I Figur 4-1 vises delen av brua som fundamenteres på Tarris og i Figur 4-2 vises delen av brua som fundamenteres på Hafslund-siden av Glomma. Horisontalkurvaturen av brua gjør at visningen av pelene i oppriss blir noe misvisende.



Figur 4-1. Del av brua som fundamenteres på Tarris, nordvest for Glomma.



Figur 4-2. Del av brua som fundamenteres på Hafslund, sørøst for Glomma.

- Akse 7 fundamenteres direkte på berg.
  - Arbeidene i akse 7 kan begynne når de forberedende geotekniske tiltakene og anleggsvegene er ferdige.
- Akse 8 fundamenteres på borede stålørspeler Ø1220.
  - De forberedende geotekniske tiltakene og anleggsvegene må være ferdige før pelingen kan starte.
  - Borerigg for installasjon av borede peler vises i Figur 4-3. Det henvises til vedlegg 6 og geoteknisk notat «10245026-RIG-NOT-006» for mer detaljert beskrivelse av arbeidsmetodikken. Etter at pelene er installerte armeres og støpes fundamentene, deretter søylene.
  - Det er estimert total pelelengde i aksene på 273m, fordelt over 14 peler. Tidsforbruket for peling og pelerigg er satt til 55 dager.
- Akse 1-6 og 9-10 fundamenteres på borede stålørspeler Ø1016.
  - De forberedende geotekniske tiltakene og anleggsvegene må være ferdige før pelingen kan starte.

- Borerigg for installasjon av borede peler vises i Figur 4-3. Det henvises til vedlegg 6 og geoteknisk notat «10245026-RIG-NOT-006» for mer detaljert beskrivelse av arbeidsmetodikken. Etter at pelene er installerte armeres og støpes fundamentene, deretter søylene.



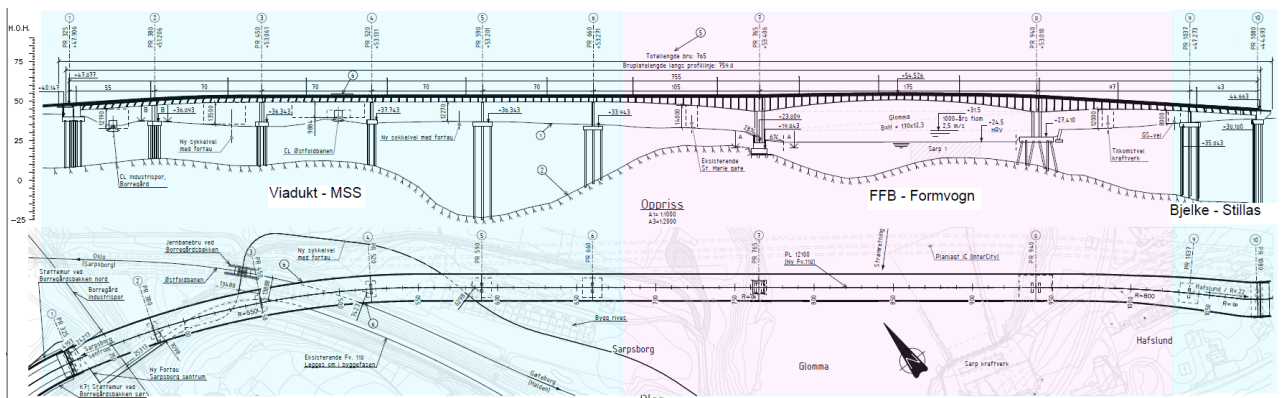
Figur 4-3. Borerigg for installasjon av borede stålørspeler. Bild hentet fra [39].

Designen av brua er ikke sensitiv for rekkefølgen av bygging av underbygningen. Samtlige akser kan bygges parallelt eller etter hverandre, det vil ha neglisjerbar påvirkning på bruonstruksjonen. Det avgjørende for rekkefølgen og mulighet for arbeider parallelt i flere akser er de forberedende geotekniske tiltakene, antall pelerigger, bemanning for betongarbeider, samt ev. gjenbruk av forskaling.

#### 4.1.2 Overbygning

Brua og byggemetoden for overbygningen kan deles inn i tre deler iht. Figur 4-4:

- Viadukt fra akse 1-6. Bygges vha. MSS.
- FFB fra akse 7 og akse 8. Bygges vha. formvogn.
- Bjelkebru i endespenn akse 9-10. Bygges på reis fra bakken.



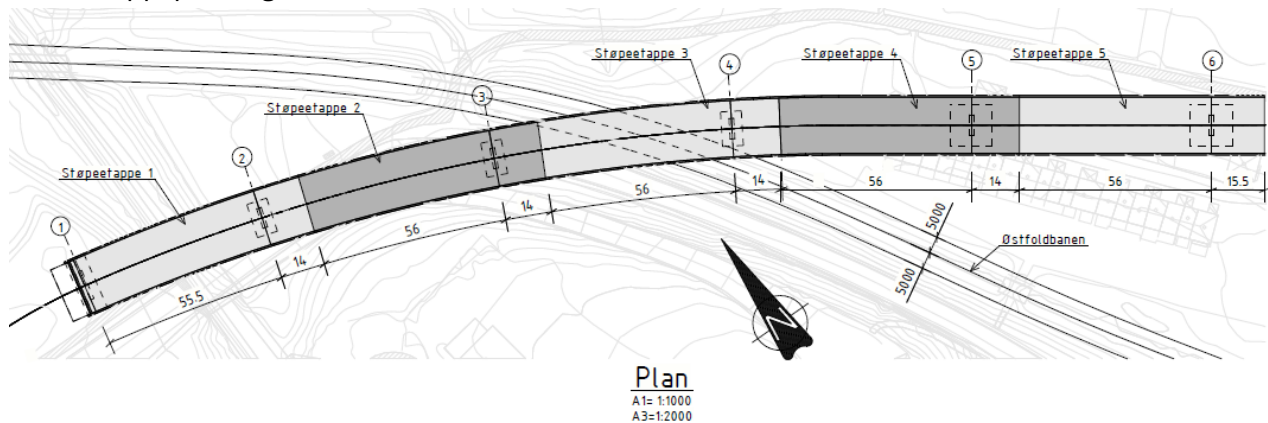
Figur 4-4. Brua delt inn i tre deler avhengig av brudel og tilhørende byggemetode.

## Viadukt

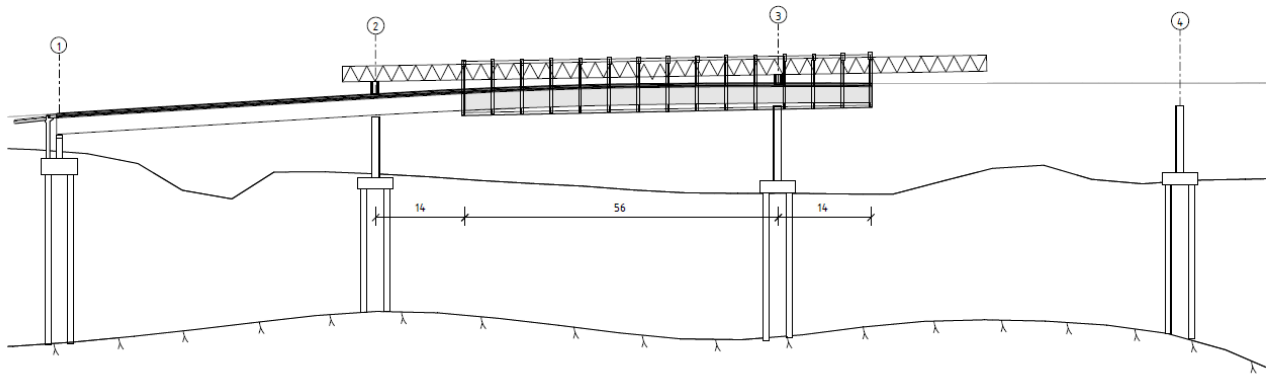
Metodikken for bygging av viadukten vises i figurene under. Figur 4-5 viser de forskjellige støpeetappene for viadukten i plan. Figur 4-6 viser støpeetappe 2 og Figur 4-7 viser støpeetappe 3. Erfaringsmessig bygger MSS:en ca. 1.3m under UK bru. Det er tatt høyde for at MSS:en bygger 1.5m under UK bru.

Metodikken er samme for samtlige støpeetapper fra akse 1 til akse 6 med følgende trinn:

- MSS:en monteres og skyves frem til riktig posisjon for aktuell støpeetappe. Støpeetappen utkrager 20% inn i neste spenn, dvs. 14m.
- MSS:en antas fastholdt i søylene, se eksempel i Figur 4-8.
- Ytre forskaling og innbygging av lager.
- Armering, innbygging av spennrør og spennanker for trau.
- Betongstøp av trau.
- Ev. oppspenning kabler i trau.
- Forskaling dekke.
- Armering, innbygging av spennrør og spennanker for dekke.
- Betongstøp av dekke.
- Oppspenning kabler i trau/dekke.

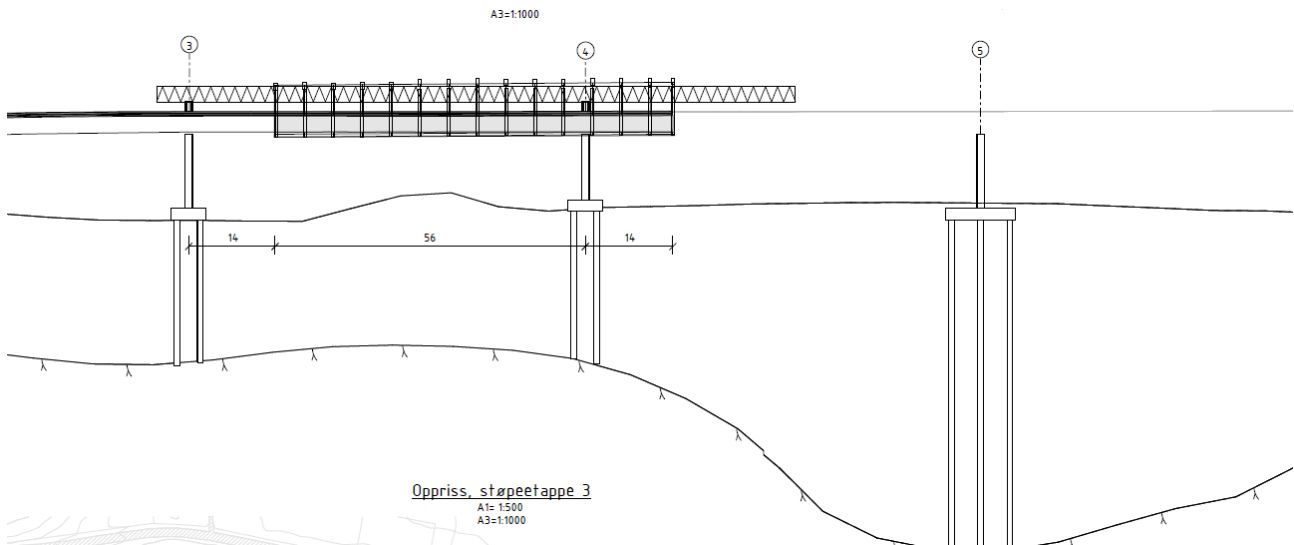


Figur 4-5. Støpeetappene for viadukten vist i plan.



Oppriss, støppestappe 2  
A1= 1:500  
A3=1:1000

Figur 4-6. Oppriss byggefase viadukt spenn 2. Betongen er støpt i MSS:en. Etter herding og oppspenning skyves MSS:en frem til neste spenn.



Oppriss, støppestappe 3  
A1= 1:500  
A3=1:1000

Figur 4-7. Oppriss byggefase viadukt spenn 3. Betongen er støpt i MSS:en. Etter herding og oppspenning skyves MSS:en frem til neste spenn.



Figur 4-8. Eksempel på bruk av MSS. Hentet fra [www.nrsas.com](http://www.nrsas.com) 03.10.2024.

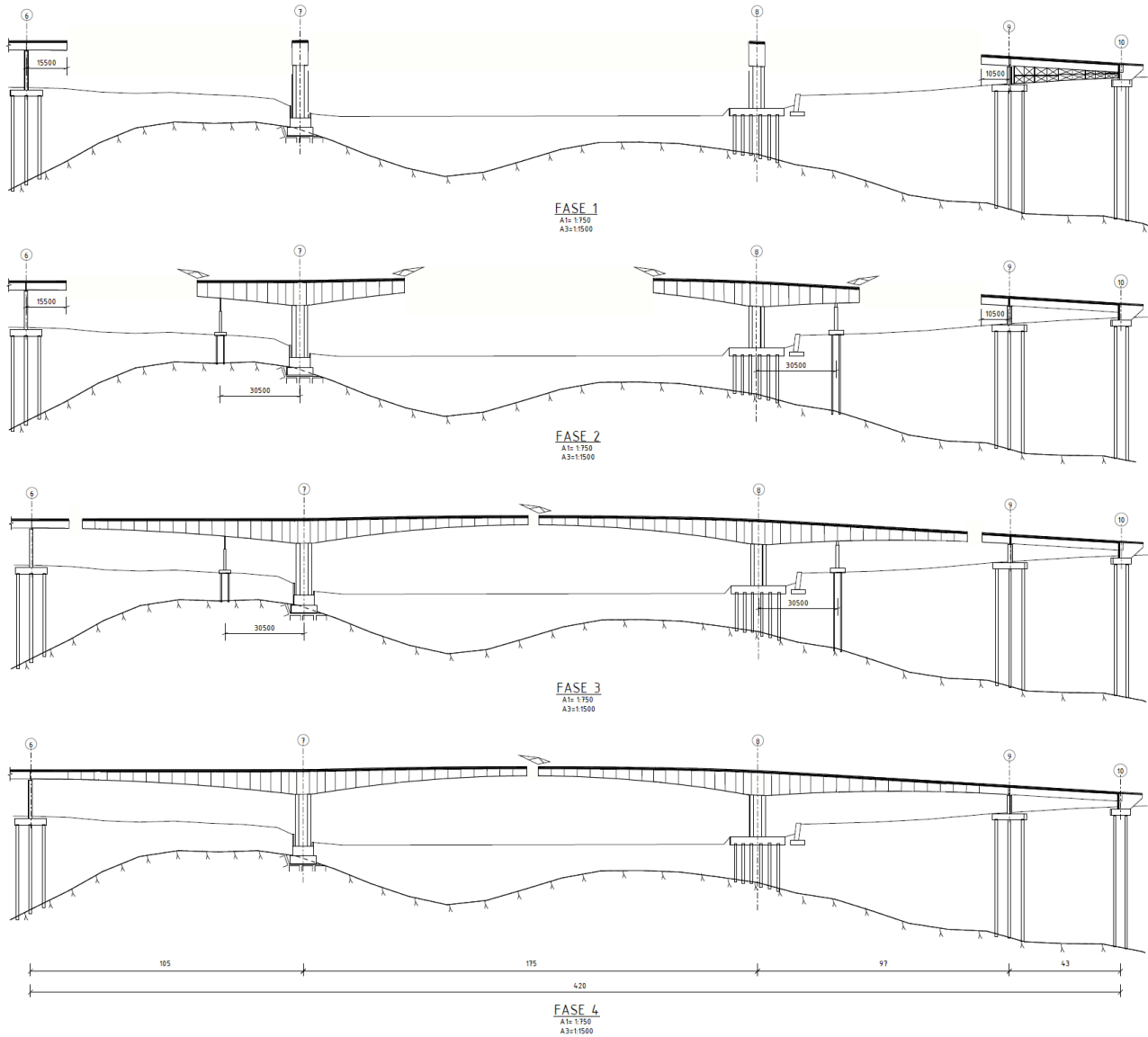
## FFB

Faser for utbyggingen av FFB vises i Figur 4-9 og eksempel på FFB vogn vises i Figur 4-10. Det tas utgangspunkt i en byggehøyde på 2m under UK bru. Frihøyde under brua ved FFB-delen er ikke kritisk.

Metodikken beskrives under:

- Etter ferdigstillelse av søylene begynner arbeidene med søylehodene. Søylehodene ferdigstilles.
- Formvognen installeres på søylehodene for utbygging i begge retningene. Utbyggingen må utføres parallelt i begge retningene.
- Det er tenkt 18 etapper i hver retning: 2\*3m, 3\*4m, 13\*5m (mulighet for justering i neste fase). Inkludert 50% av søylehodet,  $5m/2=2.5m$ , gir dette en total utkrager på 85.5m regnet fra senter av aksene. Etappene i starten må være kortere pga. begrensning i vekt for FFB-vogner. Tverrsnittene inn mot søylene har en større vekt enn de lengst ut på utkrageren.
- Vindlastene er kritiske før FFB kobles sammen i midtspennet eller til endespennene. Pga. dette bygges hjelpetårn som kobles til en av utkragerne, se Figur 4-9 (fase 2). Etter kobling fjernes hjelpetårnene.
  - Hjelpetårnene ved akse 7 og 8 er plassert 30.5m fra aksene, men kan plasseres opp til 60m fra aksene avhengig av faseplaner/anleggsveger/eksisterende infrastruktur på Tarris. Lengre avstand fra aksene vil påvirke pelelengder og ev. peletyper.
- Hver etappe har følgende aktiviteter:
  - Formvogn flyttes til riktig posisjon og forankres til bakomliggende etappe.
  - Armering, spennrør og spennanker monteres.
  - Trau støpes og herdes.
  - Dekke støpes og herdes.

- Spennkabler spennes opp. Typisk to spennkabler per etappe som er gjennomgående i dekke.
- Formvogn flyttes videre til neste etappe.
- Samtlige deler kobles sammen vha. koblingsseksjonene til kontinuerlig bru. Det kompletteres med spennarmering i felt som spennes opp i vouter.
- Kantbjelker og rekkverk monteres, samt belegning.



Figur 4-9. Faser for utbygging av FFB.



Figur 4-10. Eksempel på forskalingsvogn. Underlagsfoto: Peri Norge AS.

### **Bjelkebru endespenn**

Endespenn akse 9-10 er tenkt bygget på tradisjonell stillas fra bakken.

## 4.2 Fremdriftsplan

Det er satt opp en detaljert fremdriftsplan med avhengigheter, se vedlegg 3. En oppsummering er satt opp i tabellen under. Tabellen er delt inn i tre deler; Tarris, Hafslund og felles. Arbeidene på Tarris og Hafslund kan pågå parallelt. Felles arbeidene kan starte når arbeidene på både Tarris og Hafslund er ferdige. Aktiviteter med samme farge kan pågå parallelt i respektive del. Tabellen viser kun aktiviteter som er direkte knyttet brua, ikke forberedende tiltak.

Tabell 4-1. Forenklet fremdriftsplan bru.

Tarris	Tidsforbruk (måned)
Viadukt (akse 1-6)	11
FFB akse 7	20
Hafslund	Tidsforbruk (måned)
FFB akse 8	22
Endespenn akse 9-10	8
Felles	Tidsforbruk (måned)
Koblingseksjoner	2,5
Kantdrager, rekkverk og fugemontasje	3,5
Fuktisolering og asfaltering	3
<b>Total byggetid bru: 30 måneder (ca. 2,5 år), eks. forberedende tiltak</b>	

Forutsetninger for den detaljerte fremdriftsplanen oppsummeres under:

- Det forutsettes vanlige arbeidsuker, dvs. mandag - fredag. Anlegget pauser 1 uke over jul, 1 uke over påske, samt 3 uker under sommeren.
- Det forutsettes 4stk formvogner for bygging av FFB. Dvs. FFB akse 7 og FFB akse 8 kan bygges ut parallelt.
- Det forutsettes at viadukten på Tarris (akse 1-6) og endespennet på Hafslund (akse 9-10) kan bygges parallelt med FFB akse 7 og FFB akse 8. Dvs. 4 deler av brua bygges parallelt. Dimensjoneringen av brua er ikke avhengig av dette, det er mulig å bygge hvert trinn etter hverandre, men det er en forutsetning for fremdriften.
- Det er forutsatt at to pelerigger brukes parallelt i prosjektet. Det er også forutsatt at søylene på viadukten kan støpes parallelt. Med disse forutsetningene er FFB i kritisk linje med god margin sammenlignet med viadukt og endespenn. En reduksjon til én pelerigg og støp av søylene etter hverandre vil derfor ikke ha veldig stor innvirkning på den totale fremdriften, ev. 1-2 måneder.
- Det er antatt at pelene bores ned 2m per time for viadukt, men noe lengre for akse 8.
- Det er antatt togstans i forbindelse med følgende aktiviteter, se også kapittel 4.5:
  - Forberedende geotekniske tiltak på Tarris.



- Peling i nærhet av jernbanen (men kan utføres parallelt med de forberedende geotekniske tiltakene som trenger togstans, dvs. ingen ekstra togstanser).
- Forskyving av MSS, støp av trau og støp av dekke. Gjelder for både spenn 2 og 3.
- Fremdriftsplanen er ikke forskyvet for å tilpasse seg mot planlagte togstanser. Basert på forutsetningene i denne fremdriftsplanen er det ca. 8 måneder margin mellom ferdigstilling av viadukten og FFB som er i kritisk linje. Dette gir muligheter for å tilpasse utbygging av viadukten uten å risikere fremdriften.

### 4.3 Forberedende geotekniske tiltak

Før arbeidene med brua kan starte kreves det store forberedende geotekniske tiltak, både på Hafslund og Tarris. Det henvises til geoteknisk rapport «10245026-RIG-NOT-006» for mer detaljert info.

### 4.4 Anleggsveger/tilkomst

For brubyggingen er det behov for anleggsveger til samtlige akser.

- Til akse 1-6 og 8-10 er det behov for tilkomst for pelerigg.
- Til samtlige akser er det behov for tilkomst for betongbiler i forbindelse med støp av fundamenter og søyler.
- Til akse 7 og 8 er det behov for tilkomst av betongbiler under hele utbyggingen av FFB.
- Mellom akse 9-10 er det behov for tilkomst for bygging av stillas og støp av overbygningen.
- Fra akse 1 er det behov for tilkomst for MSS. MSS:en skyves deretter videre på søylene. Betong for viadukten transporteres via brua når den blir bygget.

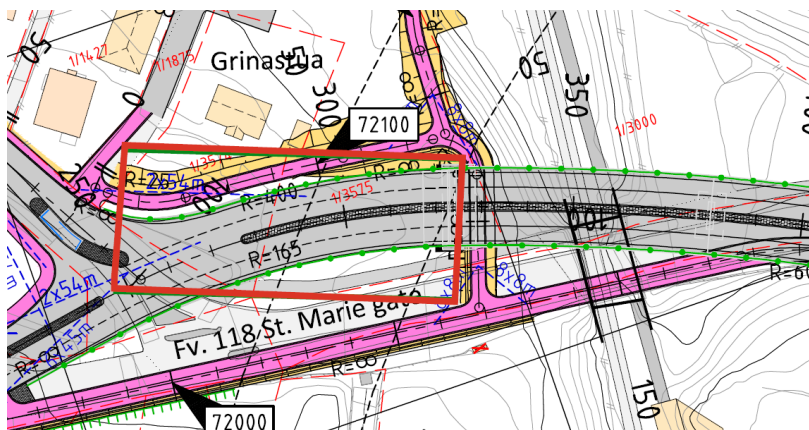
Mer detaljert beskrivelse av rigg for MSS presenteres under.

#### 4.4.1 Rigg MSS

Den største utfordringen for rigg og anleggsveger er ofte MSS som krever et stort areal i direkte anslutning til noen av spennene som skal støpes med MSS.

Det er tatt utgangspunkt i at MSS:en monteres i bakkant av landkar i akse 1 på midlertidige støtter og deretter lanseres frem til spenn 1. Dette er den billigste løsningen med tanke på selve MSS:en. Hvis det i neste fase er ønskelig å ta opp mindre areal bak brua er det mulig med montering av MSS direkte i noen av spennene, men dette krever større kraner og tar lengre tid. Ved montering i spenn 1 må det sannsynligvis brukes midlertidige pelefundamenter ved monteringen. Ved montering i de andre spennene er tilkomsten sannsynligvis begrensende, men kan vurderes.

Estimert plassbehov vises i figur under, 75m\*30m fra akse 1 (PR 325) og bakover. Dette er tilstrekkelig for å operere 1-2 mobilkraner. Arealet må ikke være sentrisk om senterlinjen, forskyver derfor området sørover for å unngå kollisjon med Grinastua. MSS:en bygger ca. brubredde + 3m = 20m, dvs. minimum avstand fra senterlinjen på en side er 10m. Grindstua kan dermed sannsynligvis gå klar for MSS:en, men det er en risiko og må fokuseres på i neste fase.

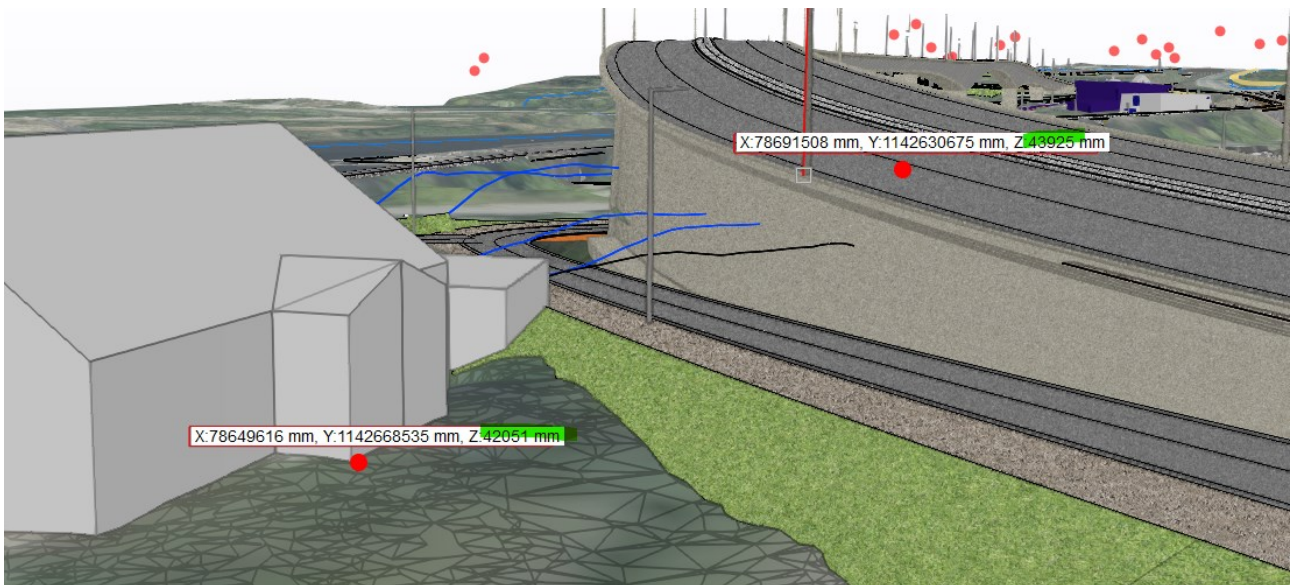


Figur 4-11. Estimert plassbehov for montasje av MSS. 75m fra landkaraksen og bakover. Bredde 30m. Inkludert plass for å operere 1-2 mobilkraner. Asymmetrisk plassering om senterlinjen for å komme lengst mulig bort fra Grinastua.

MSS:en blir transportert til byggeplass i smådeler og bør ha en mellomlagringsplass i nærheten av plassen for montering på min. 20m\*30m, for å minimere dobbel håndtering.

Det må fylles opp i området der MSS:en monteres slik at nivået bak landkaret er lik nivået for UK brukasse, se utklipp under (z=43.925m). I bakkant av området kan denne koten være -1m, dvs. ca. 42.925m. Grinastua, som vises til venstre i bilde, har en kote på ca. 42.051m. Oppfyllingen blir dermed begrenset fra dagens situasjon, estimert mellom 1-2m i området.

Nedrigging er tenkt utført direkte fra nybygget bru. MSS kan da demonteres og transporteres via nybygget bru til riggplassen bak akse 1.



Figur 4-12. Z-nivå lager vist til høyre, Z-nivå Grinastua vist til venstre.

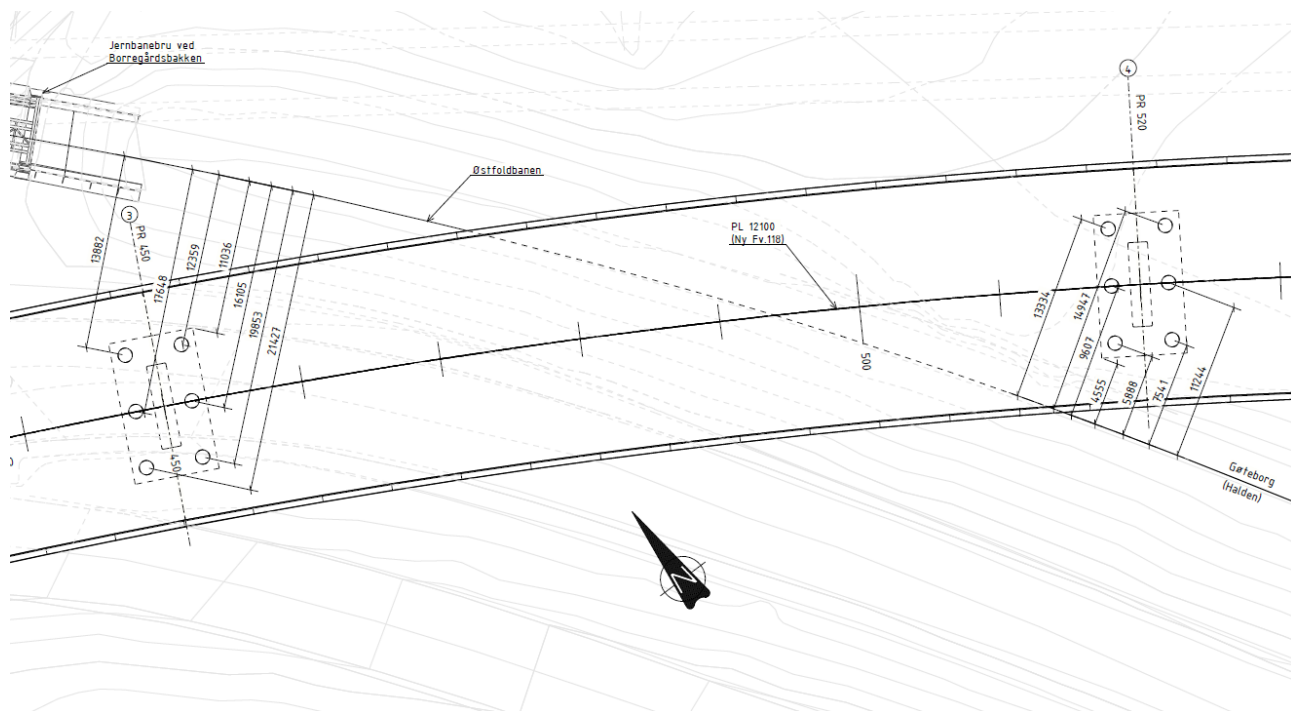
#### 4.5 Kryssing over jernbaner (Østfoldbanen og industrispor til Borregård)

Anleggsgjennomføringen ved kryssing over jernbanen er en viktig faktor til hele brukonseptet. Østfoldbanen er sterkt trafikkert, spesielt av godstransport, og antatt kostnad per døgn med togstans kan bli opp mot 20 millioner NOK. Valgt bruløsning reduserer gravegropene i nærheten av jernbanen og reduserer i tillegg antall togstanser for bygging av overbygningen, ref. kapittel 2.3. Under oppsummeres aktivitetene ved bygging av brua som har et grensesnitt mot jernbanen:

- Forberedende geotekniske tiltak, ref. i kapittel 4.3.
- Fundamentering av akse 3 og 4 som ligger tett på jernbanen, se Figur 4-13 og Figur 4-14. Graving og peling utføres parallelt med de forberedende geotekniske tiltakene og krever ikke ekstra togstans. Følgende delaktiviteter ligger under fundamenteringen:
  - Utgraving for byggegropen. Vil være minimal med denne bruløsningen da fundamentene ligger over terreng.
  - Etablering av peleriggen. Det er vurdert at det ikke er behov for togstans for denne aktiviteten, men den utføres uansett under togstans da den går parallelt med grunnforsterkingen vest om jernbanen.
  - Peling. Det er vurdert behov for togstans for pelene som ligger tettest på jernbanen. Denne aktiviteten utføres uansett parallelt med grunnforsterkingen vest om jernbanen, det er derfor ikke behov for ekstra togstans. Det er i tillegg valgt å ikke bruke

kapasiteten til stålrøret for pelene, ref. vedlegg 6. Dette reduserer risikoen for økt tidsforbruk i forbindelse med peling, da sveiseklassen blir redusert.

- Armering og støp av fundamentene. Trenger ikke togstans men skjerm mot jernbanen.



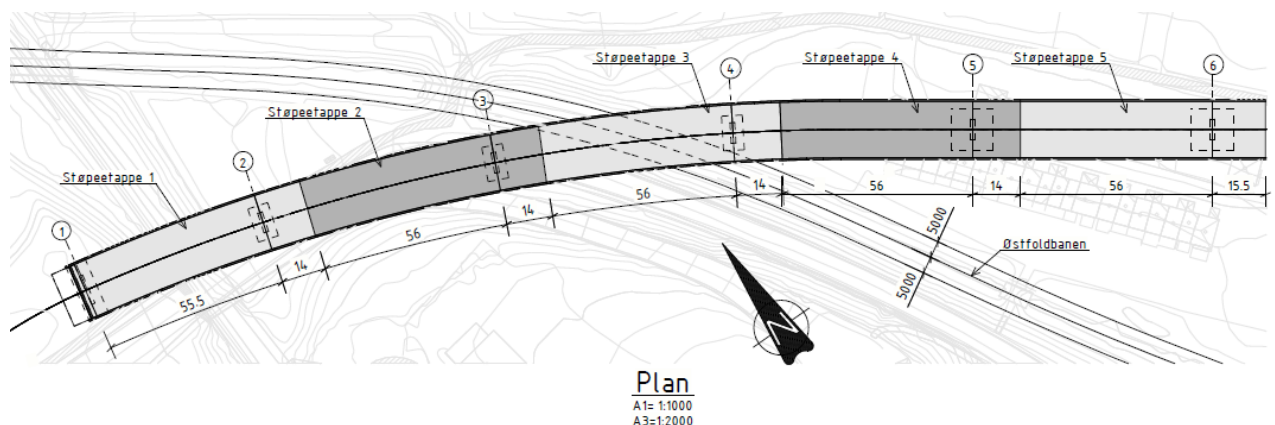
Figur 4-13. Fundament og peler i akse 3 og 4 relatert til senterlinjen for Østfoldbanen. Tegning i PDF finnes i vedlegg.



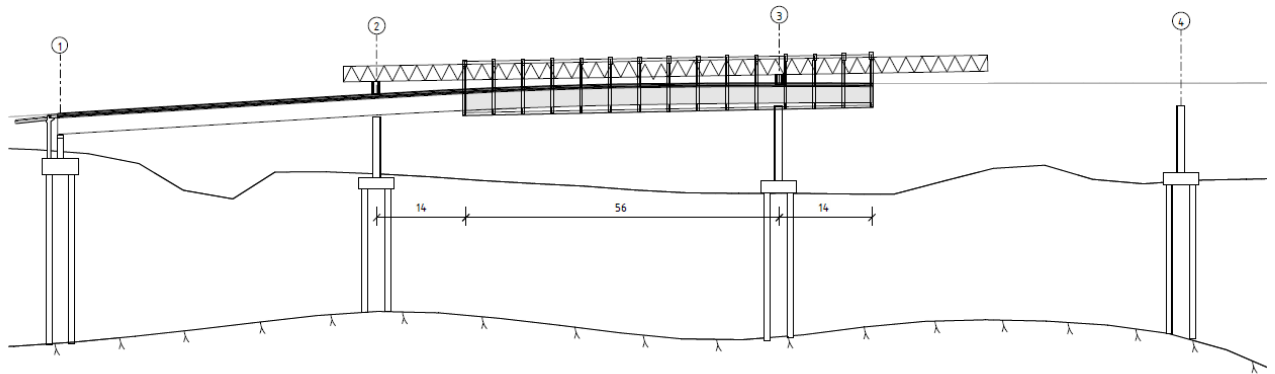
Figur 4-14. 3D-vy akse 4 og akse 3 i forhold til jernbanen. Vegen under akse 3 flyttes.

- Støp av søylene. Søylene kommer lengre fra jernbanen enn fundament og peler, det kreves ingen togstans i forbindelse med disse arbeidene. Skjerm settes opp.
- Overbygning. Følgende delaktiviteter:
  - Byggefasen er beskrevet i kapittel 4.1.2, men figurene derfra er gjentatt under.

- Figur 4-15 viser byggefasene i plan i forhold til senterlinjen av Østfoldbanen og en offset på 5m til hver side.
- Frihøyden fra SOK til UK bru er ca. 9.85m i ferdigfasen basert på tverrsnittshøyde lik 3.5m. I byggefasen er det antatt en byggehøyde for MSS:en under UK bru lik 1.5m, dvs. en frihøyde på 8.35m i byggefasen. Dette er tilstrekkelig i forhold til kravet i TRV [1] *trv:05191* på 7.6m og gir i tillegg en god margin i neste fase for ev. endringer av tverrsnittet.
- Støpeetappe 1 har ikke noe grensesnitt mot Østfoldbanen. Støpeetappe 1 krysser industrispor til Borregård og togstanser må avklares mot Borregård i forbindelse med:
  - Montering/forskyving av MSS.
  - Støp av trau.
  - Støp av dekke.
  - Montering/forskyving av MSS til spenn 2.
- Støpeetappe 2 har ikke noe grensesnitt mot industrisporet til Borregård, men henger 14m inn i spenn 3, hvilket kommer innenfor en avstand på 5m fra senterlinjen av Østfoldbanen. Dette vil medføre behov for togstanser på Østfoldbanen i forbindelse med følgende aktiviteter:
  - Montering/forskyving av MSS fra spenn 1.
  - Støp av trau.
  - Støp av dekke.
- Støpeetappe 3 ligger rett over Østfoldbanen og dette vil medføre behov for togstanser i forbindelse med følgende aktiviteter:
  - Montering/forskyving av MSS fra spenn 2.
  - Støp av trau.
  - Støp av dekke.
- Støpeetappe 4 ligger har ikke noe grensesnitt mot Østfoldbanen unntatt når MSS:en monteres/forskyves fra spenn 3.

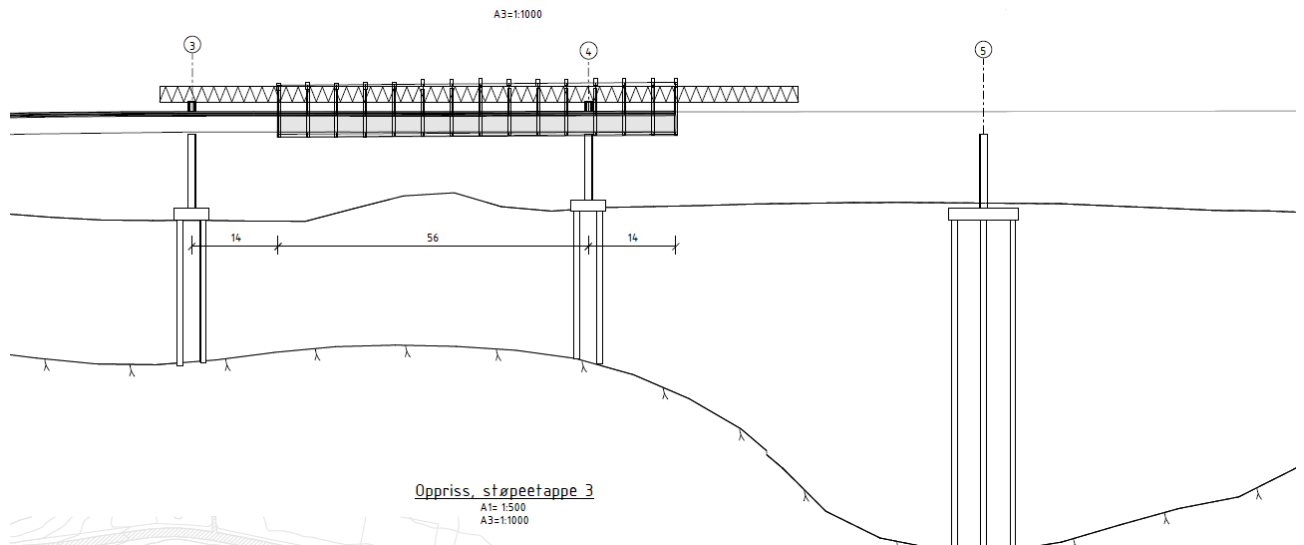


Figur 4-15. Støpeetappene for viadukten vist i plan.



Oppriss, støpeetappe 2  
A1= 1:500  
A3= 1:1000

Figur 4-16. Oppriss byggefase viadukt spenn 2. Betongen er støpt i MSS:en. Etter herding og oppspenning skyves MSS:en frem til neste spenn.



Oppriss, støpeetappe 3  
A1= 1:500  
A3= 1:1000

Figur 4-17. Oppriss byggefase viadukt spenn 3. Betongen er støpt i MSS:en. Etter herding og oppspenning skyves MSS:en frem til neste spenn.

Estimerte togstanser for Østfoldbanen i forbindelse med bygging av overbygning er presentert i fremdriftsplanen i vedlegg 3. Der er et tidsintervall mellom togstansene angitt basert på tidsforbruket for hver støpeetappe. Et utklipp vises under (start- og sluttdato er ikke riktig, men tidsforbruket er det som er antatt):

#	Aktivitet	Startdato	Arbetsdagar	Sluttdato
<b>Viadukt akse 1-6 overbygning med MSS</b>				
<b>Spenn 1 (starter direkte når underbygning akse 1 og 2 er ferdig)</b>				
	Forskyvning MSS til støppos.	30.01.2026	1	30.01.2026
	Forskaling og armering traub	02.02.2026	14	19.02.2026
	Støb traub	20.02.2026	1	20.02.2026
	Forskaling og armering dekke	23.02.2026	9	05.03.2026
	Støb dekke	06.03.2026	1	06.03.2026
	Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	09.03.2026	5	13.03.2026
<b>Spenn 2 (starter når både spenn 1 og underbygning akse 3 er ferdige)</b>				
<b>Togstans</b>	Forskyvning MSS til støppos.	13.03.2026	1	13.03.2026
	Forskaling og armering traub	16.03.2026	14	09.04.2026
<b>Togstans</b>	Støb traub	10.04.2026	1	10.04.2026
	Forskaling og armering dekke	13.04.2026	9	23.04.2026
<b>Togstans</b>	Støb dekke	24.04.2026	1	24.04.2026
	Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	27.04.2026	5	01.05.2026
<b>Spenn 3 (starter når både spenn 2 og underbygning akse 4 er ferdige)</b>				
<b>Togstans</b>	Forskyvning MSS til støppos.	01.05.2026	1	01.05.2026
	Forskaling og armering traub	04.05.2026	14	21.05.2026
<b>Togstans</b>	Støb traub	22.05.2026	1	22.05.2026
	Forskaling og armering dekke	25.05.2026	9	04.06.2026
<b>Togstans</b>	Støb dekke	05.06.2026	1	05.06.2026
	Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	08.06.2026	5	12.06.2026
<b>Spenn 4 (starter når både spenn 3 og underbygning akse 5 er ferdige)</b>				
<b>Togstans</b>	Forskyvning MSS til støppos.	12.06.2026	1	12.06.2026

Figur 4-18. Behov for togstanser i forbindelse med bygging av overbygningen, spenn 2,3 og 4, samt antatt tidsintervall mellom togstansene.

Da viadukten ikke er i kritisk linje for bruas totale fremdrift kan aktivitetene tilpasses noe for å legges samtidig som planlagte brudd i togtrafikken. Det totale antallet estimerte togstanser er oppsummert i tabellene under for Østfoldbanen og industrispor Borregård:

Tabell 4-2. Estimerte togstanser Østfoldbanen.

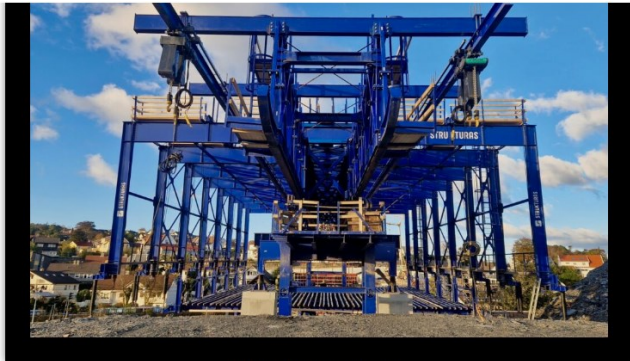
Aktivitet	Antall og lengde på togstans
Forberedende geotekniske tiltak	?
Underbygning	0h (trenger 2*48h men dette utføres parallelt med de forberedende tiltakene)
Overbygning	7*24h

Tabell 4-3. Estimerte togstanser industrispor Borregård.

Aktivitet	Antall og lengde på togstans
Forberedende geotekniske tiltak	?
Underbygning	0
Overbygning	4*24h

Det er antatt at følgende arbeider ikke trenger togstans:

- **Armeringsarbeider.** Det er tatt utgangspunkt i at MSS:en bygges tett med ekstra sikringsnett under slik at armeringsstenger og annet utstyr ikke kan falle ned på jernbanen. Slik MSS har blitt godkjent av BaneNOR tidligere, f.eks. i forbindelse med utbygging av «Bussveien» gjennom Jåttåvågen mellom Vaulen og Gausel i Stavanger. Se utklipp fra [strukturas.no](http://strukturas.no) under.
- **Herding og oppspenning av spennarmering.** Det er vurdert at det kritiske er i forbindelse med støpen av betongen, da lasten kontinuerlig økes på MSS:en. Når støpen er ferdig og betongen herdes øker ikke belastningen på MSS:en. Ved oppspenning avlastes MSS:en.



General Overhead MSS view



Movable Scaffolding System - MSS



MSS over the railway

Figur 4-19. Utklipp fra [strukturas.no](http://strukturas.no). MSS som er godkjent for armeringsarbeider med samtidig togtrafikk under.

## **5 Anslag**

Det har blitt utarbeidet anslag for brua. Detaljert anslag uten enhetspriser presenteres i vedlegg 4, her kommer en oppsummering.

Grensesnittene er følgende:

- GEO: Kun geotekniske arbeider som er direkte knyttet brua (peler, graving ved fundamenter, grunnforsterking pga. graving rundt fundamenter, spunt rundt byggegrop) er inkludert her. Fyllinger og tilhørende konstruktive tiltak bak landkarene blir tatt av GEO. Områdestabilitet blir tatt av GEO.
- VEG: Alt mellom landkarene er tatt med her. Alt bak landkarene inkluderes hos VEG.
- VA: Overvannsystem på brua er tatt med her.
- EL: Belysning på brua blir tatt av elektro.

I figuren under vises mengder per brudel (Viadukt Tarris/FFB/Viadukt Hafslund). Hver brudel er delt inn i 4 delelementer:

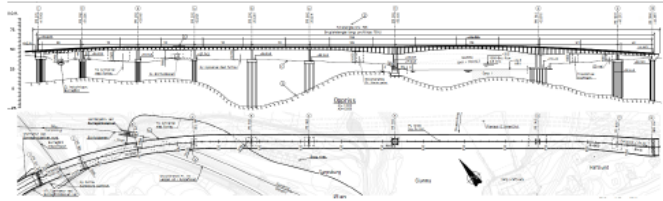
- Brubjelke (m<sup>3</sup>)
- Pelefundamentering (m)
- Betongfundamenter og søyler (m<sup>3</sup>) (inkluderer også geotekniske tiltak knyttet fundamentet)
- Utstyr (m<sup>2</sup>)

I vedlegg 4 er hvert delelement delt inn i flere poster: f.eks. betong, slakkarmering, forskaling, etc.

## Anslag Ny Sarpsfossen vegbru K10

Av: Filiph Banck  
Dato: 01.03.2026  
Rev.: 0

Brulengde: 755 [m]  
Føringsbredde: 16,5 [m]  
Total bredde: 17,6 [m]  
Areal føringsbredde: 12457,5 [m<sup>2</sup>]  
Areal brutto: 13288 [m<sup>2</sup>]



**Enhetspriser eks. riggpåslag**  
**Enhetspriser eks. MVA**  
**Enhetspriser eks. usikkerhet**  
**Kostnad togstans ikke med her**

**Grensesnitt GEO:** Kun geotekniske arbeider som er direkte knyttet brua (peler, graving ved fundamenter, grunnforsterking pga. graving rundt fundamenter, spunt rundt byggeproper) er inkludert her. Fyllinger og tilhørende konstruktive tiltak bak landkarene tas av GEO.

**Grensesnitt VEG:** Alt mellom landkarene er tatt med her. Alt bak landkarene inkluderes hos VEG.

**Endringer siden anslag 2025.03.09:** Kraftverket Sarp 2 var tidligere en del av planforutsetningene, men kraftverket vil ikke realiseres.

Søylen i akse 8 var tidligere prosjektert i inntaket til kraftverket, på berg, og kostnadene for gravegroppen ble tatt av Sarp 2. Nå fundamenteres søylen på stålrørspeler. Formen på søylene i akse 7 og 8 er oppdatert fra massive søyler til skivesøyler. Gravegrop og spunt for akse 8 innkluderes nå i dette anslaget. Endringene ligger under B12.2, B12.3 og B12.5. Merk at graving og spunt ligger under B12.3 "Betongfundament og søyler".

Usikkerheter er ikke med i enhetsprisene og den gunstige prisen effekten av at grensesnittet mot Sarp 2 bortfaller er derfor ikke reflektert i tallene.

Level 1	Level 2	Level 3	Enhet	Mengde	Enh.pris	Kostnad
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.1 Brubjelke	m3	4 117	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.2 Pelefundamentering	m	1 596	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.3 Betongfundament og søyler	m3	1 900	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.4 Utstyr	m2	5 759	0	0
<b>SUM B11</b>			<b>m2</b>	<b>6 142</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.1 Brubjelke	m3	5 565	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.2 Pelefundamentering	m	273	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.3 Betongfundament og søyler	m3	2 119	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.4 Utstyr	m2	5 848	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.5 Hjelpetårn	STK	2	0	0
<b>SUM B12</b>			<b>m2</b>	<b>6 237</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.1 Brubjelke	m3	623	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.2 Pelefundamentering	m	756	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.3 Betongfundament og søyler	m3	767	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.4 Utstyr	m2	851	0	0
<b>SUM B13</b>			<b>m2</b>	<b>908</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
					<b>SUM</b>	<b>0</b>

## 6 Referanser

- [1] Teknisk regelverk (JD) 525, *Bruer, prosjektering og bygging*. Elektronisk versjon, Bane NOR, 09.02.2023.
- [2] Statens vegvesens håndbok N100, *Veg- og gateutforming*. Vegdirektoratet, oktober 2022.
- [3] Statens vegvesens håndbok N200, *Vegbygging*. Vegdirektoratet, november 2022.
- [4] Statens vegvesens håndbok N101, *Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr*. Vegdirektoratet, desember 2022.
- [5] Statens vegvesens håndbok N400 2024, *Bruprosjektering*. Vegdirektoratet, januar 2023.
- [6] Statens vegvesens håndbok N400 2015, *Bruprosjektering*. Vegdirektoratet, 2015.
- [7] Statens vegvesens håndbok V412, *Bæreevneklassifisering av bruer, laster*. Vegdirektoratet, februar 2023.
- [8] Statens vegvesens håndbok V413, *Bæreevneklassifisering av bruer, materialer*. Vegdirektoratet, februar 2023.
- [9] Statens vegvesens håndbok N-V160, *Vegrekkverk og andre trafikksikkerhetstiltak*. Vegdirektoratet, desember 2022.
- [10] Statens vegvesens håndbok V161, *Brurekkverk*. Vegdirektoratet, 2016.
- [11] Statens vegvesens håndbok V220, *Geoteknikk i vegbygging*. Vegdirektoratet, 2022.
- [12] Statens vegvesens håndbok V221, *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. Vegdirektoratet, 2014.
- [13] Statens vegvesens håndbok R762, *Prosesskode 2: Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier. Hovedprosess 8*. Vegdirektoratet, 2018.
- [14] Trafikklastforskrift for bruer m.m., *Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet*. Lovdata, 2017.
- [15] NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2016, *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*.
- [16] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, *Eurokode 1, Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*.
- [17] NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster - Snølast*.
- [18] NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*.
- [19] NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger*.
- [20] NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-6: Allmenne laster - Laster under utførelse*.
- [21] NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster*.
- [22] NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 2: Trafikklast på bruer*.
- [23] NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021, *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*.
- [24] NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 2: Bruer*.
- [25] NS-EN 206:2013+A2:2021+NA:2022, *Betong - Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar*.
- [26] NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*.
- [27] NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*.

- [28] NS-EN 1993-2:2006+NA:2009, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 2: Bruer.*
- [29] NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler.
- [30] NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.*
- [31] NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014, *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer.*
- [32] NS-EN 1090-2:2018. *Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumskonstruksjoner. Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner.*
- [33] NS-EN 13670:2009+NA:2010. *Utførelse av betongkonstruksjoner.*
- [34] Statens vegvesen. Brudetaljer. <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/regelverk-og-veiledning/retningslinjer-og-veiledninger/brudetaljer/>
- [35] BBR Network, *The Ultimate Design Guide Volume 2: System Specifications. BBR VT CONA CMX.* 2013.
- [36] BBR Network, *European Technical Assessment, ETA-09/0286.* 19.09.2018.
- [37] KB Spenneteknikk AS. *TOBE FR4 potlager, utgave 2017.*
- [38] Norsk betongforening, Publikasjon nr. 14 «Spennarmeringsarbeider», 2016.
- [39] Peleveiledningen 2019. Norsk Geoteknisk Forening, 2019.
- [40] Strømmen. *Dynamisk respons for fritt-frembygg-bro i byggetilstanden.* Vindseminar Vegdirektoratet, 2014.



## **7 Vedlegg**

Vedlegg 1: PDF oversiktstegning K10-01.

Vedlegg 2: PDF øvrige tegninger:

- a. Viadukt byggefase K10-10
- b. FFB byggefase K10-11
- c. Fundamenter ved jernbanen K10-12

Vedlegg 3: Fremdriftsplan

Vedlegg 4: Anslag

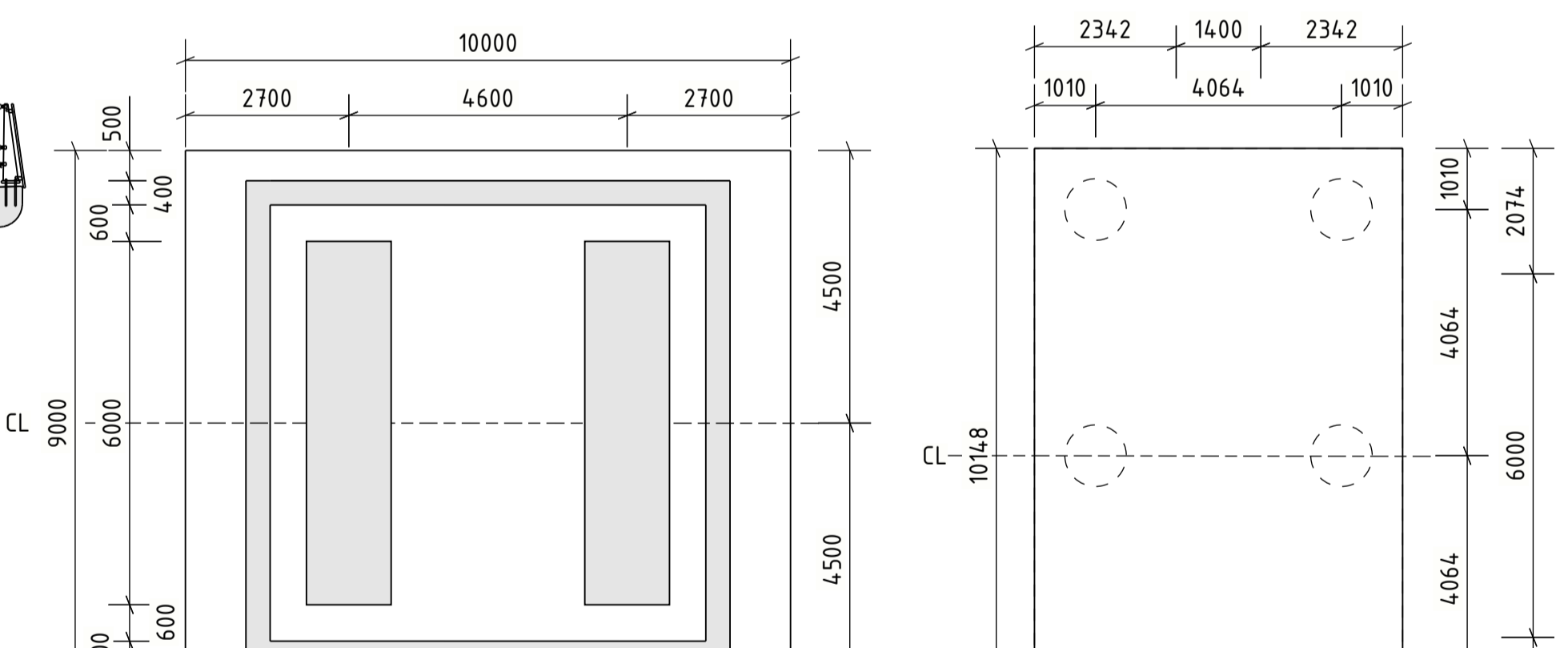
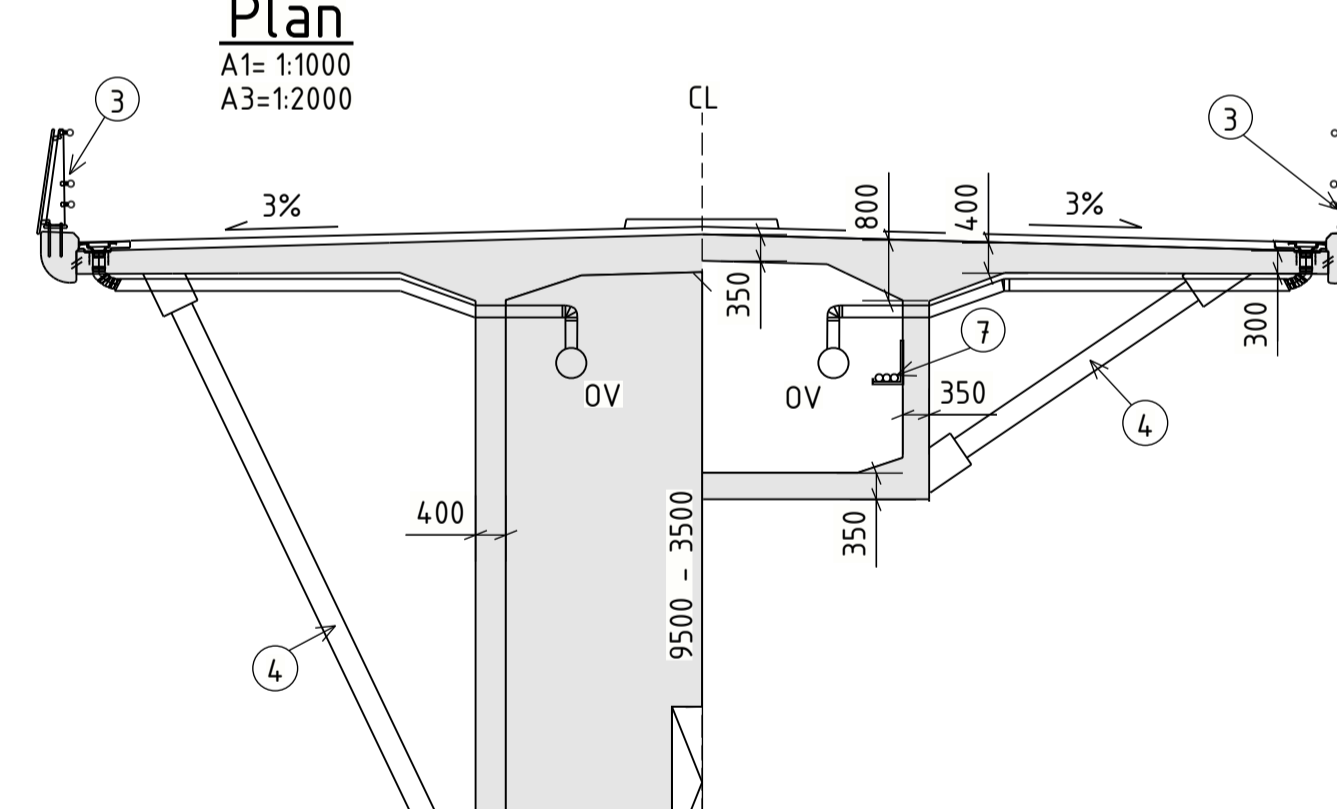
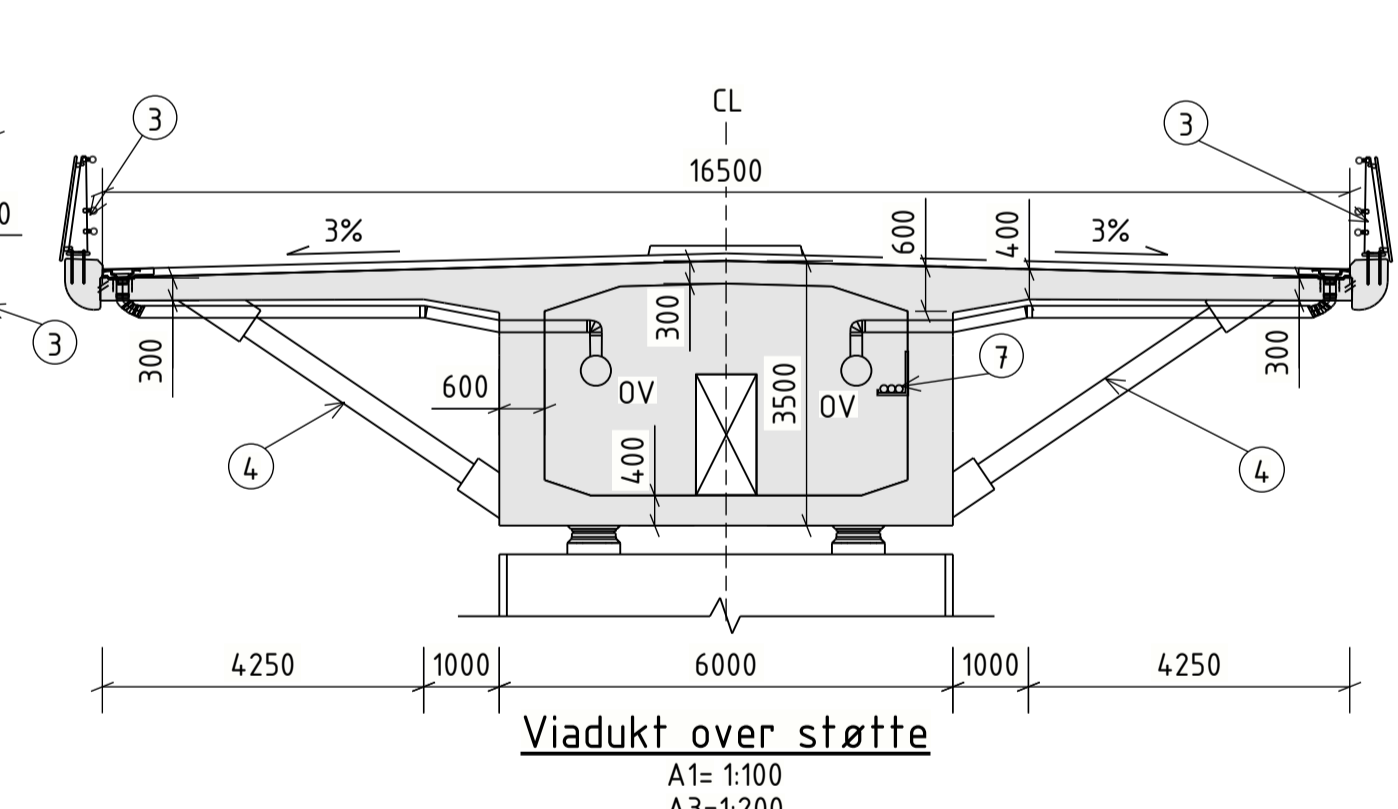
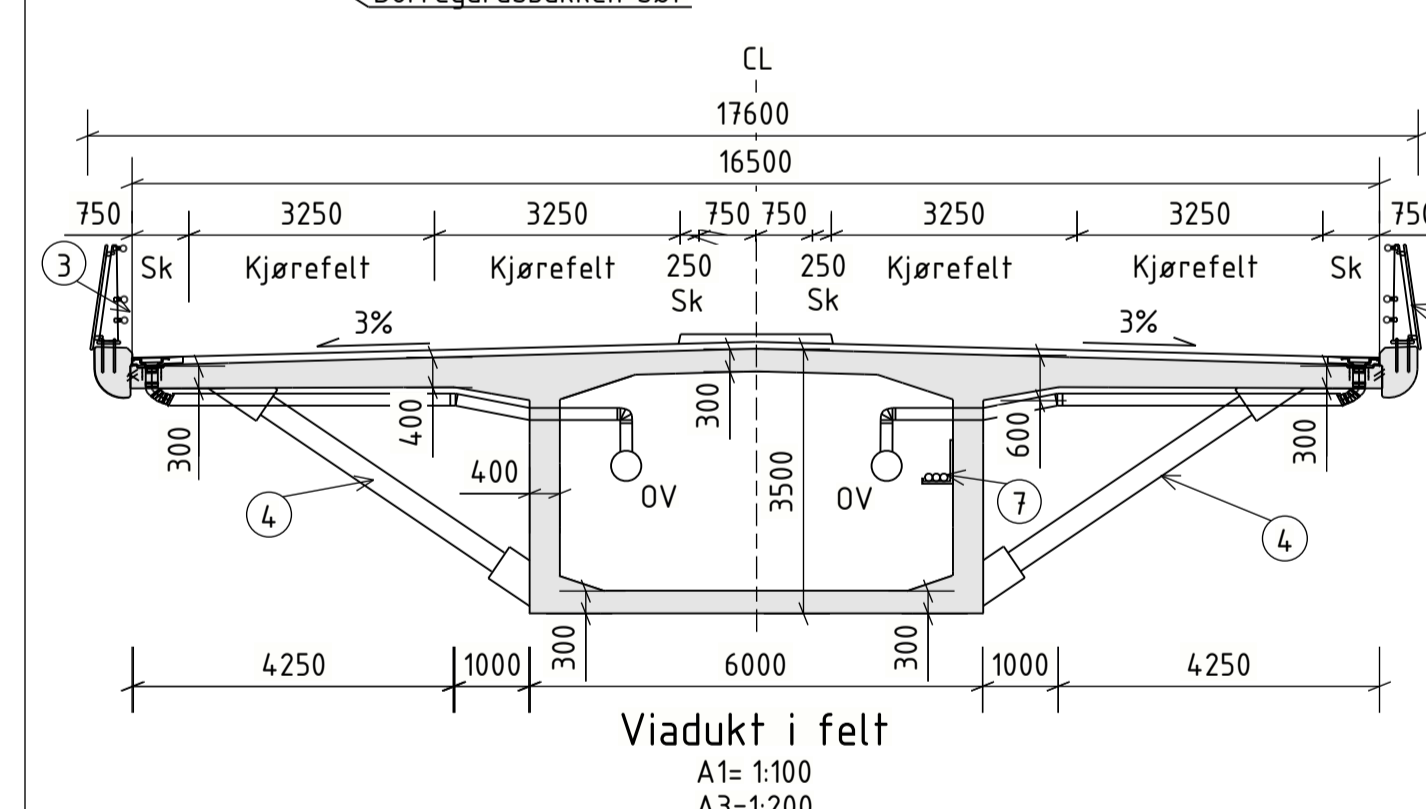
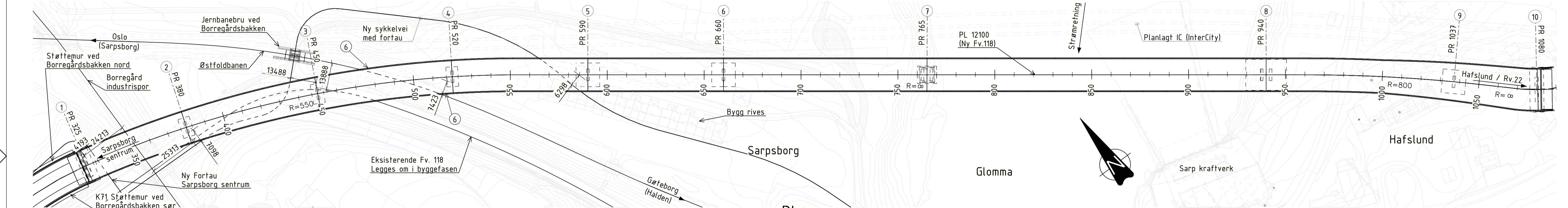
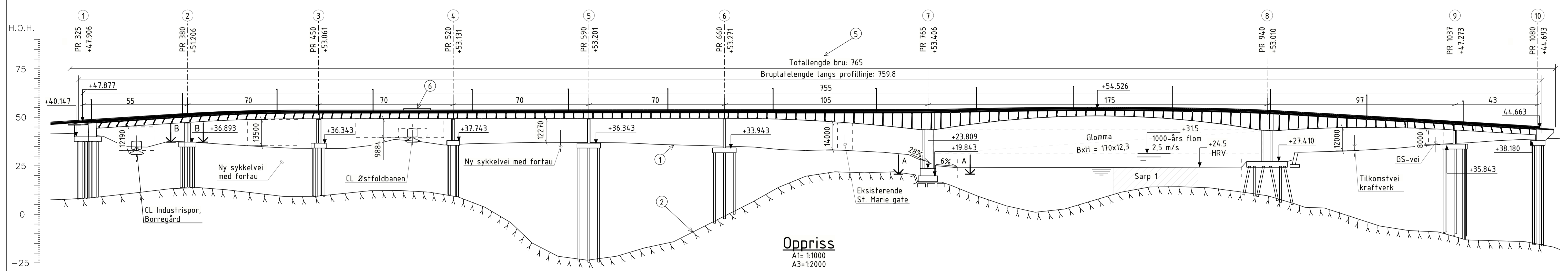
Vedlegg 5: Overbygning – Beregninger

Vedlegg 6: Underbygning - Beregninger



**Vedlegg 1: PDF oversiktstegning K10-01.**

Current road project: F-veg 1200	320	340	360	380	400	420	440	460	480	500	520	540	560	580	600	620	640	660	680	700	720	740	760	780	800	820	840	860	880	900	920	940	960	980	1000	1020	1040	1060	1080																							
PROFILHØYDE	47,606	48,806	50,006	51,206	52,222	52,836	53,051	53,071	53,091	53,111	53,131	53,151	53,171	53,191	53,211	53,231	53,251	53,271	53,291	53,311	53,331	53,351	53,375	53,650	54,067	54,350	54,500	54,517	54,400	54,150	53,751	53,010	51,893	50,693	49,493	48,293	47,093	45,893	44,693																							
TERRENG H.	42,052	38,896	37,704	37,494	36,375	35,139	34,211	34,155	36,814	39,381	36,124	37,083	37,330	37,289	37,203	37,243	35,569	35,411	34,637	33,236	32,969	32,233	28,407	24,223	24,349	24,424	24,499	24,520	24,490	24,480	24,451	30,489	32,368	32,784	33,967	35,387	36,190	38,188	39,148																							
VERT. KURVE	6%		R=1000										0,1%										R=1000										R=3000										R=1000										-6%									
HOR. KURVE	R=165										R=550										R=∞										R=800										R=∞										R=80											
BR. UTVIDELSE	-----																																																													
TVERRFALL	-----																																																													
	3,0%																																																													



**Merknader:**

- Generelt:
  - Brønnummer: 31-0006
  - Årstall for ferdigstilling: 202x
  - Veg på bru: Fv 118
  - ADT Ny Fv. 118: 23500 - Fartsgrense Ny Fv. 118: 60 km/t
  - Dimensjoneringsklasse Ny Fv. 118: Kapasitetssterk gate 60 km/t
  - Konstruksjonstype: Spennarmert betongkassebru. Fritt frambygg og viadukt.
  - Nøyaktighetsklasse B iht. håndbok R762
  - Prosesskode 2, for kanndrager benyttes nøyaktighetsklasse A.
  - Pålitelighetsklasse: 3, ref. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
  - Kontrollklasse: PKK3/UKK3, ref. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
  - Ufførelsesklasse 3 iht. NS-EN 13670
  - Alle hjørner avfases med 20mm trekantlist.
  - Synlige overflater påføres anti-grafitti opptil 3m over terreng.
  - Vann under bru: Glomma
  - Jernbane under bru: Østfoldbanen.
  - Ny sykkelvei med fortau under bru.
  - ADT: Innhøi 1500 sykklende og 200 gående i timen.
  - Fartsgrense bane: Østfoldbanen: 60 km/t, Industrispor 40 km/t.
- Normaler og retningslinjer:
  - Håndbok N400 Bruprosjektering (2024-01-01).
  - Håndbok N100 Veg- og gateutforming (2023-10-06).
  - Håndbok N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (2022-04-04).
  - Håndbok V161 Brurekkverk (2024-01-01).
  - Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging (2024-07-05).
  - Håndbok N200 Vegbygging (2024-07-05).
  - Håndbok R762 Prosesskode 2 (2023-08-01).
  - BaneNor Teknisk Regelverk.

**Fravik:**

- N100 okt. 2023, Krav 2.2.2-2. Krav til minste radius ved 60km/h er lik R=125m. Brukt radius PR 1070-1140 er lik R=80m
- N100 okt. 2023, Krav 2.2.1-2. Krav til stoppsikt 60m i 60km/t. Krav til stoppsikt 45m i 50km/t. Brukt stoppsikt ca. 45m ved kollektivfelt PR 1100.

**3. Lastdata**

- SVV 2010 (Eurokoder).
- Brua er dimensjonert for LM3, sentrisk kjøring uten annen trafikk på brua.
- Dimensjonerende belegningsvekt 25kN/m2.

**4. Typiske materialkvaliteter:**

- Betong overbygning: B55 SV-Standard.
- Betong underbygning: B45 SV-Standard.
- Betong stålørspeler: B45 SV-Standard.
- Generell lav-karbonklasse A iht. NB 37 (2020).
- Armering: B500NC, ref. NS 3576-3:2012.
- Spennarmering: 22 lissers spenntau i viadukt og 19 lissers spenntau i FFB, 150 mm2.
- Stålkvalitet:  $f_{yk} / f_{tk} = 1860 / 1640$  MPA.
- Rustfritt stål: A4-80 (NS-EN ISO 3506) og 1.4404 (NS-EN 10088).
- Stålkvalitet stålørspeler (ikke bærende): S355J2H, ref. NS-EN 10219.
- Stålstag: S355NLH iht. NS-EN 10210-1 med minst kvalitet Z25 iht. NS-EN 10164.

**5. Fundamentering:**

- Akse 7: Direkte fundamentering på berg.
- Akse 8: Borede stålørspeler. Antatt 14stk Ø1220. Innboringlengde: Typisk 2m inn i god berg. Spissbærende.
- Akser 1-6, 9-10: Borede stålørspeler. Typisk 6stk Ø1016. Innboringlengde: Typisk 2m inn i godt berg. Spissbærende.

**6. Rekkverk:**

- Brurekkverk styrkeklasse H4, Snøklasse 3. Arbeidsbreddeklasse W2 +0.8m. Skadersisoklasse A/B. Innrenningsbredde VI4. Høyde minst 1,2m.
- Godkjent overgang til vegrekker ved start og slutt av brua iht. N101.
- Brøytefelt rekkverk over hele brua.

**7. Lager:**

- Ensidig og allsidig pottelagre i akse 1-6 og 9, 10.
- Monolitisk forbindelse mellom overbygning og søyler i akse 7 og 8

**8. Fuger:**

- Fingerfuge i akse 1 og 10.

**9. Belegning:**

- Belegningsklasse A3-4 iht. Håndbok R762.
- Slitelag og bindelag Ab16, 80mm. Fuktsolering Topeka 4S, 12mm. Total tykkelse 92mm.

**10. Overvann:**

- Sluk hver 18m. Overvann samles opp i rørr inne i kassen og føres ned langs slisser i søylen ved akse 1, 5, 6, 9 og 10. Slipper ikke ut vann i Glomma.

**11. Elektro og VA:**

- Ensidig belysning på nordsiden av brua.
- Lysmaster er galvanisert og pulverlakkert i RAL 7016 Antracit Grey. Trekkerør i brukassen.

**12. Forutsatt byggerekkefølge:**

- Fv. 118 legges om under anleggsarbeidene.
- Viadukt bygges med MSS fra akse 1 forbi akse 6.
- Fritt frambygg fra akse 7 og akse 8 kan enten bygges parallellt eller etter hverandre. Det forutsettes hjelpepærn på landsiden av akse 7 og akse 8 ca. 30.5m fra aksene. dvs. PR 734.5 og PR 970.5. Rekkefølge for byggingen og detaljer knyttet plassering av hjelpepærn fastsettes når entreprenør er valgt. Det må påregnes togstanser under bygging av viadukten. Det kan være behov for togstanser i forbindelse med forberedende geotekniske arbeider.

**13. Krav til frihøyder:**

- Jernbane: 7.6m valgt
- Veger: 5.0m men 6.0m for å unngå påkjøringslast.
- Glomma: 0.5m over 200-årsflom.

**Tegnforklaringer:**

- Eksisterende terreng
- Antatt berg (datert 27.06.2024)
- Brurekkverk, styrkeklasse H4
- Skråsteg 300x300 hver 5m langs hele brulengden
- Mål viser lengde langs profilinje
- Vertikal beskyttelseskjerm over Østfoldbanen
- Mulig plassering trekkerør

**Henvvisninger:**

0 5 10 15 (m) 1:100 (A1)  
0 50 100 150 (m) 1:1000 (A1)

Revisjon	Revisjonen gjelder	Uttarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato

**ØSTFOLD**  
FYLKESKOMMUNE

FV118 S501 Hafslund r.kj. rv.22 x fv.1174 - Borregård fv.118 x fv.109

**Fv118. Ny Sarsbrubru, BPNG**  
Oversiktstegning  
K10 Ny Sarsfossen vegbrua

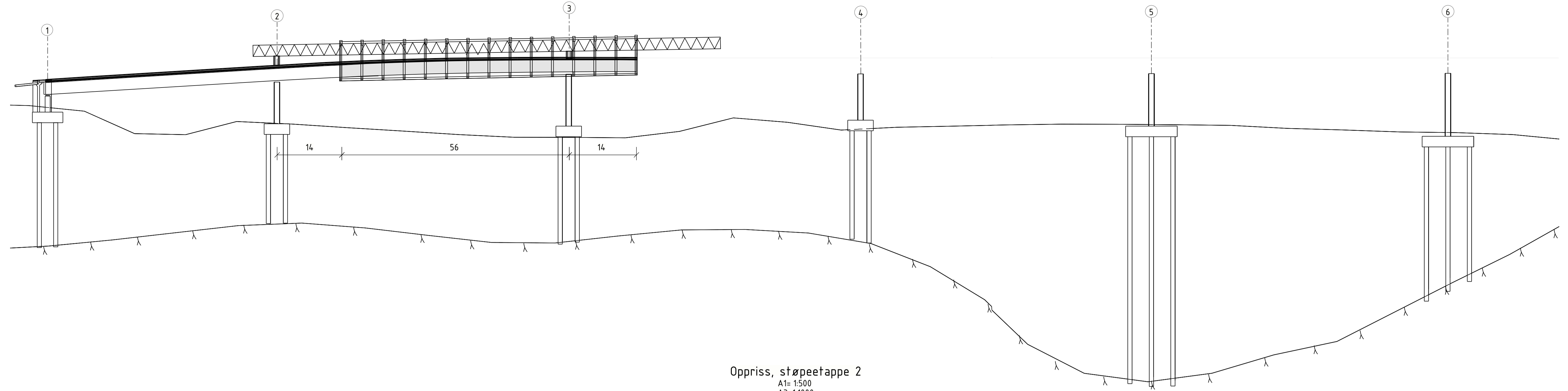
Tegningsdato	25.02.2026
Bestiller	Plan og prosjektering
Prosjektleder	Samferdsel
Prosjektansvar	Multiconsult
Prosjektnummer	30301
Prosjektfase	30301r
Aktiveringsdato	2024/12/785
Blåstakst. A1-fornal	1:100 1:1000
Byggeskisser	
Koordinatystem	euref89-11/m2000
Tegningsnummer / revisjonsbokstav	K10-01

Uttarb av: FIB    Kontrollert av: PNL    Godkjent av: DTG    Konsulentarkiv: 10245026-01

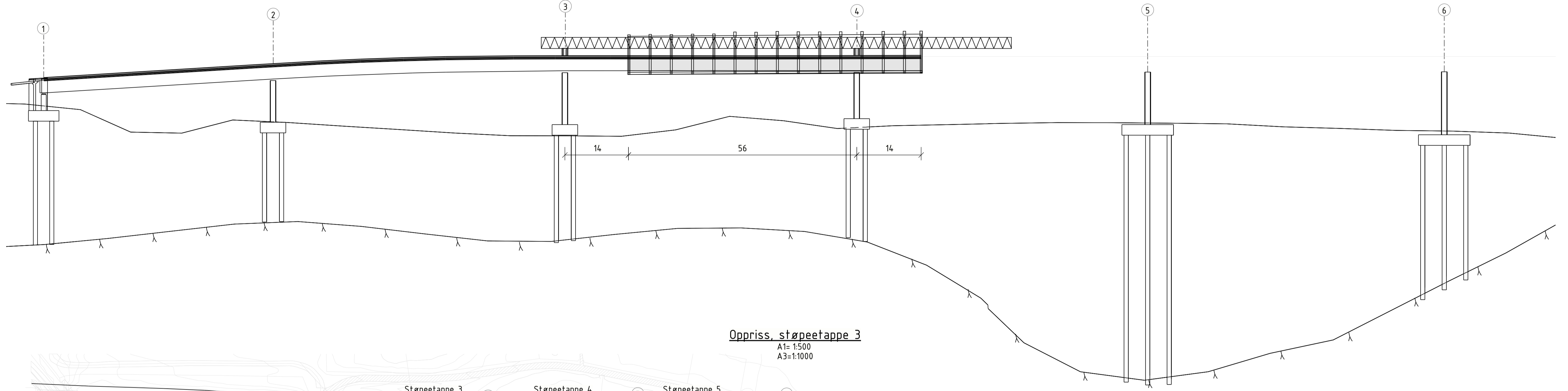


## **Vedlegg 2: PDF øvrige tegninger**

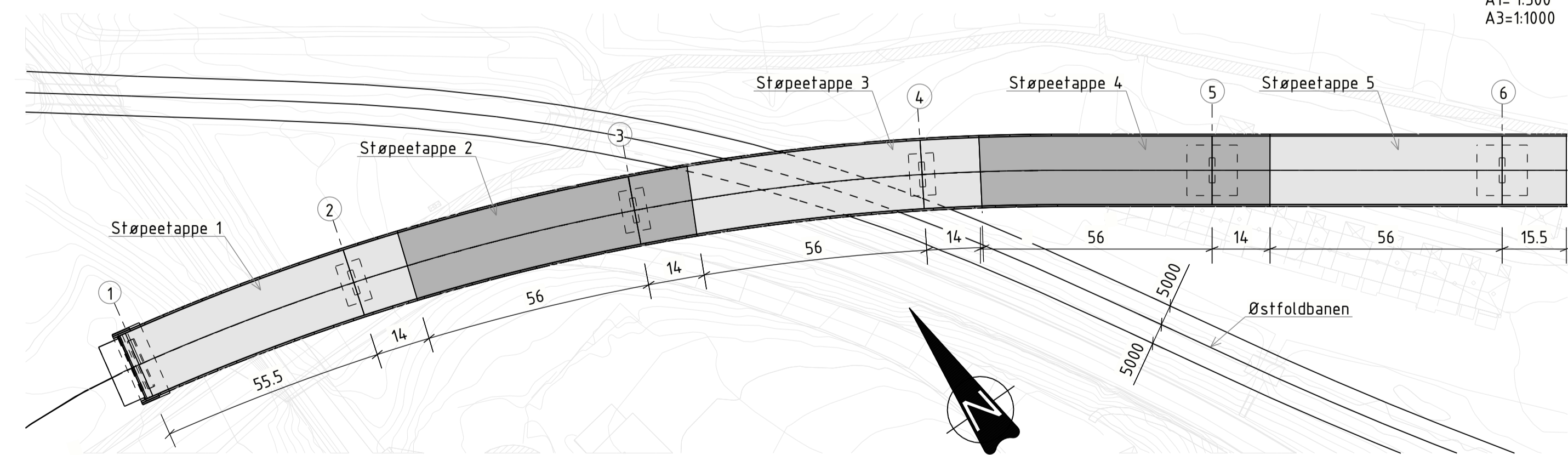
- Viadukt byggefase K10-10
- FFB byggefase K10-11
- Fundamenter ved jernbanen K10-12



Oppriss, støpeetappe 2  
 A1= 1:500  
 A3=1:1000

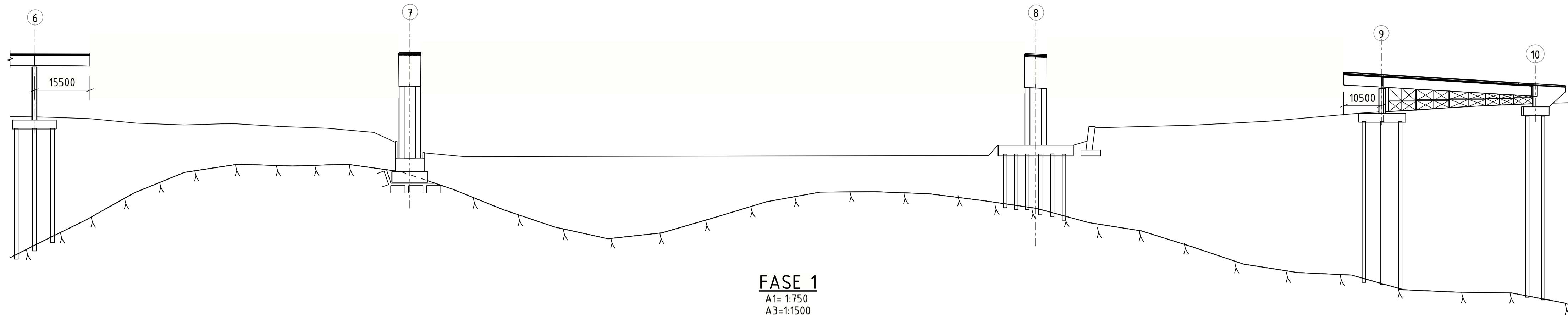


Oppriss, støpeetappe 3  
 A1= 1:500  
 A3=1:1000

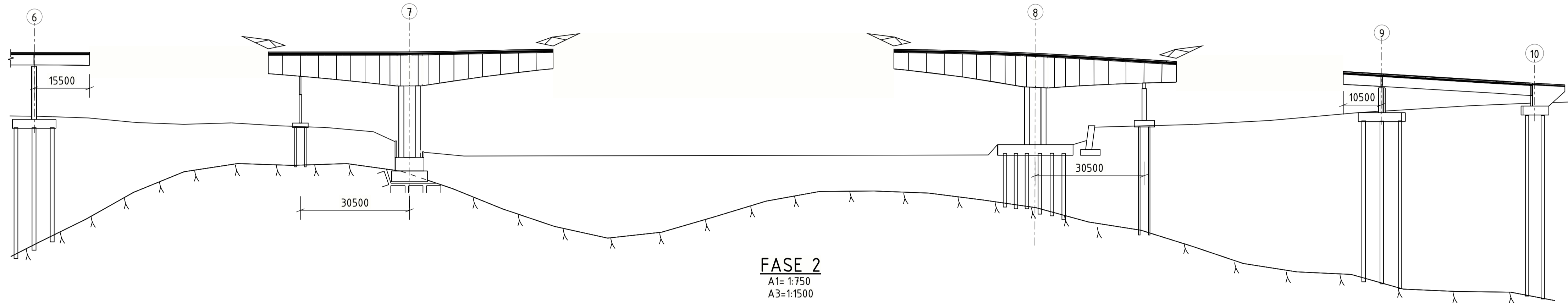


Plan  
 A1= 1:1000  
 A3=1:2000

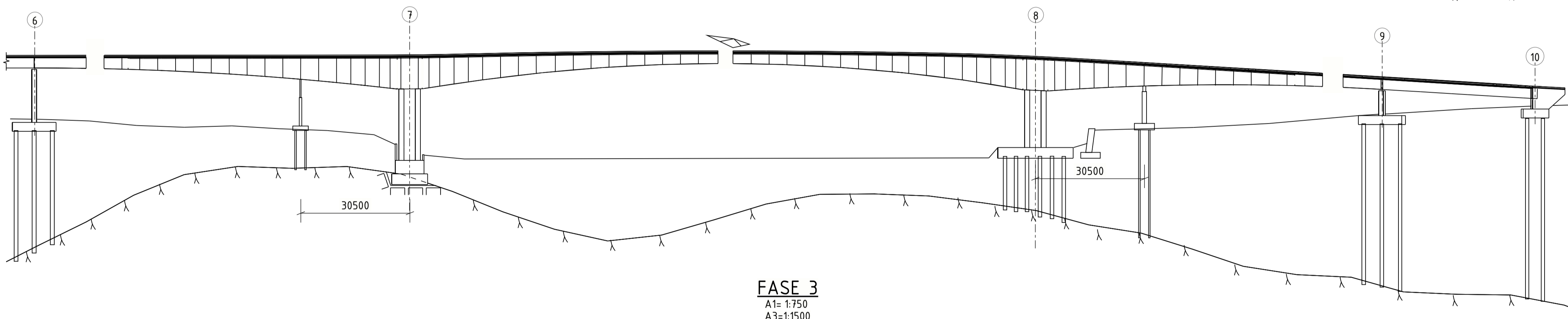
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdate	28.05.2025		
FV118 S501 Hafslund r.kj. rv.22 x fv.1174 - Borregård fv.118 x fv.109		Bestiller	Plan og prosjektering		
Viadukt byggefase		Produsert for	Samferdsdel		
K10 Ny Sarpsfossen vegbru		Prosjekt av	Multiconsult		
		Prosjektnummer	30301		
		Prosjektfasennummer	30301r		
		Aktiveringsnummer	2024/12785		
		Målestokk A1-format	1:500 1:1000		
		Byggeskisse	eurief89-11/rn2000		
		Koordinatssystem	eurief89-11/rn2000		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
FIB	PNL	DTG	10245026-01	K10-10	



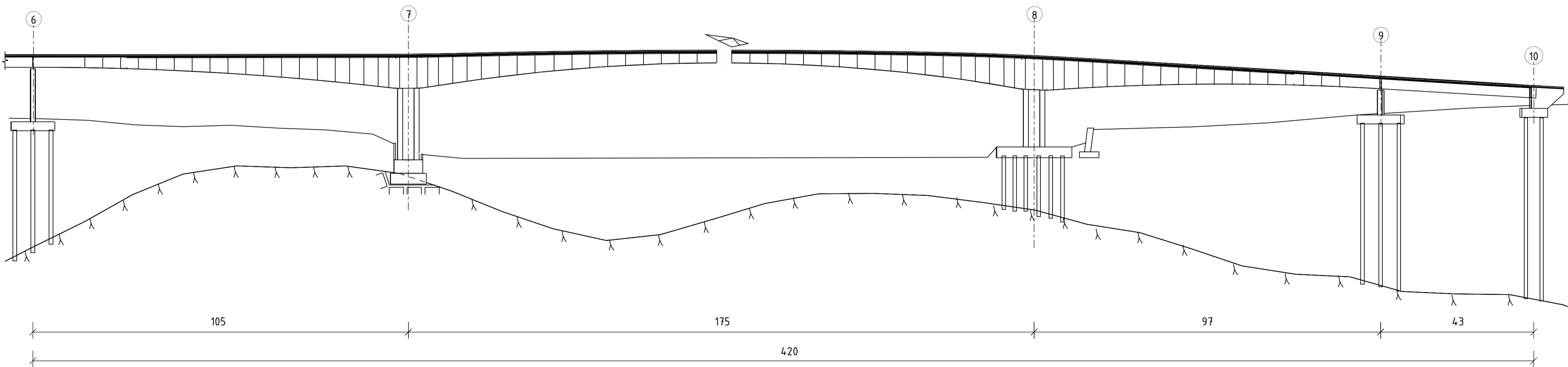
**FASE 1**  
A1= 1:750  
A3=1:1500



**FASE 2**  
A1= 1:750  
A3=1:1500



**FASE 3**  
A1= 1:750  
A3=1:1500



**FASE 4**  
A1= 1:750  
A3=1:1500


105

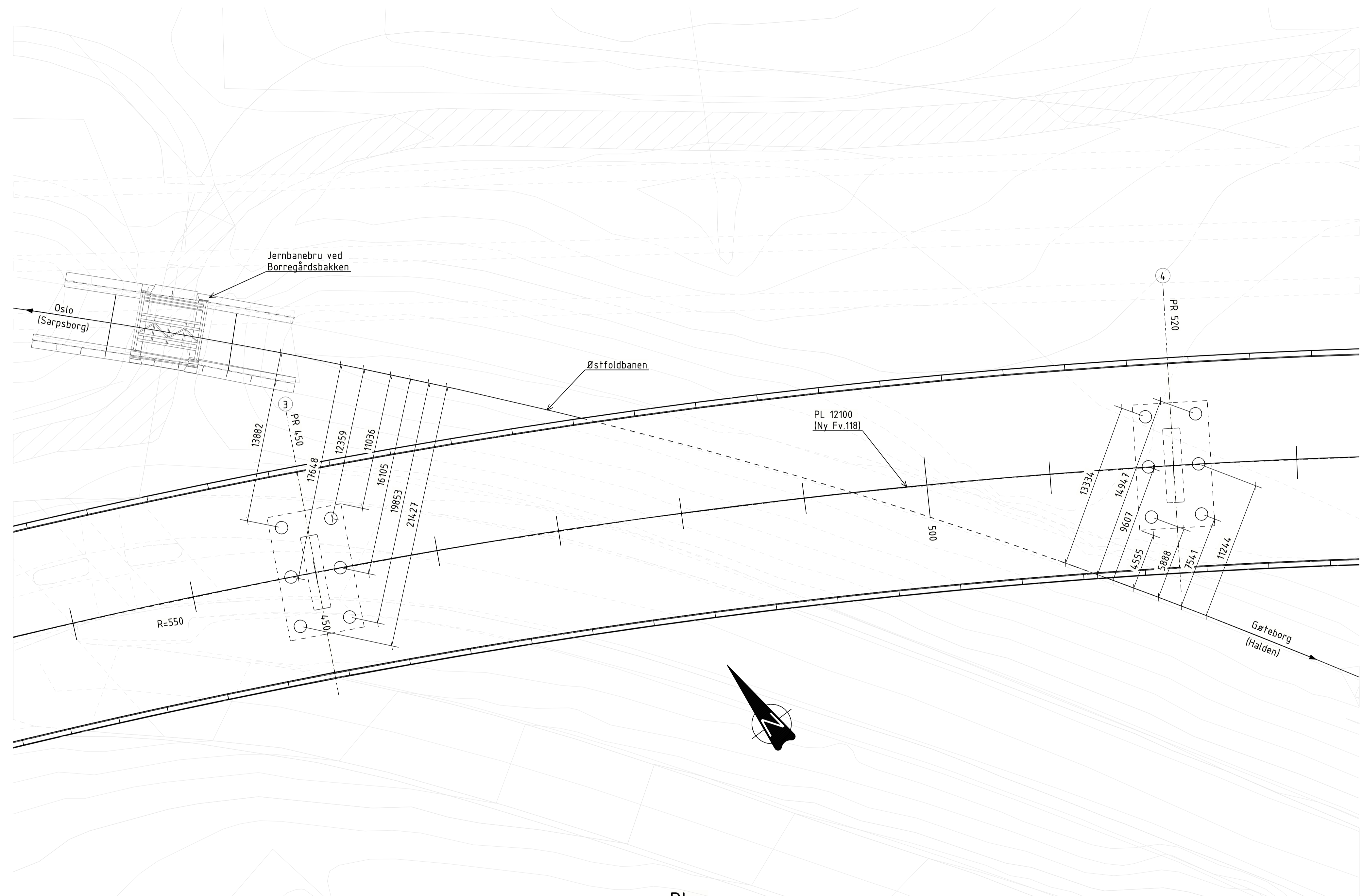
175

97

43

420

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdate		25.02.2026	
FV118 S501 Hafslund r.kj. r.v.22 x fv.1174 - Borregård fv.118 x fv.109		Bestiller		Plan og prosjektering	
Fv118. Ny Sarpsbru, BPNG		Prosjekt for		Samferdsdel	
FFB byggefase		Prosjekt av		Multiconsult	
K10 Ny Sarpsfossen vegbru		Prosjektnummer		30301	
		Prosjektfasennummer		30301r	
		Arkivreferanse		2024/12785	
		Målestokk A1-format		1:750	
		Byggeskisse			
		Koordinatystem		euref89-11/nm2000	
		Tegningsnummer / revisjonsbokstav		K10-11	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
FIB	PNL	DTG	10245026-01		



Plan  
 A1= 1:200  
 A3=1:400

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Tegningsdato: 28.05.2025 Bestiller: Plan og prosjektering Produsert for: Samferdsdel Produsert av: Multiconsult Prosjektnummer: 30301 Prosjektfasennummer: 30301r Arkivreferanse: 2024/12785 Målestokk A1-format: 1:200 Byggesaknummer: eurf89-11/m2000 Koordinatystem:			
FV118 S501 Hafslund r.kj. r.v.22 x fv.1174 - Borregård fv.118 x fv.109 <b>Fv118. Ny Sarpsbru, BPNG</b> <b>Fundamenter ved jernbanen</b> K10 Ny Sarpsfossen vegbru		Byggesaknummer: eurf89-11/m2000 Tegningsnummer / revisjonsbokstav:		<b>K10-12</b>	
Utarbeidet av:	Kontrollert av:	Godkjent av:	Konsulentarkiv:		
FIB	PNL	DTG	10245026-01		



## **Vedlegg 3: Fremdriftsplan**

# Ny Sarpsfossen vegbru K10

## Fremdriftsplan produksjon

Startdato produksjon:

02.09.2028

Sluttdato produksjon:

09.02.2032

#	Aktivitet	Startdato	Arbetsdagar	Sluttdato	Progress %
	<b>Forberedende geotekniske tiltak</b>				
	<b>Sørøst for Glomma (Hafslund)</b>				
	Avlastning, grunnforsterk, etc.	02.09.2028	250	17.08.2029	
	<b>Nordvest for Glomma (Tarris)*</b>				
**	Avlastning, grunnforsterk, etc.	02.09.2028	250	17.08.2029	
	<b>Akse 7 (FFB)</b>				
	Grunnarbeid	17.08.2029	10	30.08.2029	
	Fundament	31.08.2029	10	13.09.2029	
	<b>Søyle akse 7 (hjelpesøyle bygges parallelt)</b>				
	Tilrigging	14.09.2029	6	21.09.2029	
	Etappe 1, 0-4m	24.09.2029	12	09.10.2029	
	Etappe 2, 4-8m	10.10.2029	12	25.10.2029	
	Etappe 3, 8-12m	26.10.2029	8	06.11.2029	
	Etappe 4, 12-16m	07.11.2029	8	16.11.2029	
	Etappe 5, 16-20m	19.11.2029	8	28.11.2029	
	Etappe 6, 20-24m	29.11.2029	6	06.12.2029	
	Søylehode	07.12.2029	36	25.01.2030	
	Montere FFB 7	28.01.2030	18	20.02.2030	
	<b>FFB akse 7 (18 flytt x 2)</b>				
	S1 (3m)	21.02.2030	18	18.03.2030	
	S2 (3m)	19.03.2030	18	11.04.2030	
	S3 (4m)	12.04.2030	18	07.05.2030	
	S4 (4m)	08.05.2030	18	31.05.2030	
	S5 (4m)	03.06.2030	18	26.06.2030	
	S6 (5m)	27.06.2030	18	22.07.2030	
	S7 (5m)	23.07.2030	18	15.08.2030	
	S8 (5m)	16.08.2030	18	10.09.2030	
	S9 (5m)	11.09.2030	12	26.09.2030	
	S10 (5m)	27.09.2030	12	14.10.2030	
	S11 (5m)	15.10.2030	12	30.10.2030	
	S12 (5m)	31.10.2030	12	15.11.2030	
	S13 (5m)	18.11.2030	12	03.12.2030	
	S14 (5m)	04.12.2030	12	19.12.2030	
	S15 (5m)	20.12.2030	12	06.01.2031	
	S16 (5m)	07.01.2031	12	22.01.2031	
	S17 (5m)	23.01.2031	10	05.02.2031	
	S18 (5m)	06.02.2031	10	19.02.2031	
	<b>Demontasje FFB akse 7</b>				
	Demontere FFB mot akse 6	20.02.2031	10	05.03.2031	
	Demontere FFB mot akse 8	06.03.2031	10	19.03.2031	
	Demontere tårnkran	20.03.2031	5	26.03.2031	
	<b>Akse 8 (FFB)</b>				

Grunnarbeid	17.08.2029	23	18.09.2029
Pelerigg	19.09.2029	5	25.09.2029
Peling	26.09.2029	50	04.12.2029
Fundament	05.12.2029	15	25.12.2029
<b>Søyle akse 8 (hjelpesøyle bygges parallelt)</b>			
Tilrigging	26.12.2029	6	02.01.2030
Etappe 1, 0-4m	03.01.2030	12	18.01.2030
Etappe 2, 4-8m	21.01.2030	12	05.02.2030
Etappe 3, 8-12m	06.02.2030	8	15.02.2030
Etappe 4, 12-16m	18.02.2030	8	27.02.2030
Søylehode	28.02.2030	36	18.04.2030
Montere FFB 7	19.04.2030	18	14.05.2030
<b>FFB akse 8 (18 flytt x 2)</b>			
S1 (3m)	15.05.2030	18	07.06.2030
S2 (3m)	10.06.2030	18	03.07.2030
S3 (4m)	04.07.2030	18	29.07.2030
S4 (4m)	30.07.2030	18	22.08.2030
S5 (4m)	23.08.2030	18	17.09.2030
S6 (5m)	18.09.2030	18	11.10.2030
S7 (5m)	14.10.2030	18	06.11.2030
S8 (5m)	07.11.2030	18	02.12.2030
S9 (5m)	03.12.2030	12	18.12.2030
S10 (5m)	19.12.2030	12	03.01.2031
S11 (5m)	06.01.2031	12	21.01.2031
S12 (5m)	22.01.2031	12	06.02.2031
S13 (5m)	07.02.2031	12	24.02.2031
S14 (5m)	25.02.2031	12	12.03.2031
S15 (5m)	13.03.2031	12	28.03.2031
S16 (5m)	31.03.2031	12	15.04.2031
S17 (5m)	16.04.2031	10	29.04.2031
S18 (5m)	30.04.2031	10	13.05.2031
<b>Demontasje FFB akse 8</b>			
Demontere FFB mot akse 9	14.05.2031	10	27.05.2031
Demontere FFB mot akse 7	28.05.2031	10	10.06.2031
Demontere tårnkran	11.06.2031	5	17.06.2031
<b>Viadukt akse 1-6 underbygning (antatt to pelerigger men start i akse 9 og 10)</b>			
<b>Akse 1 (landkar)</b>			
Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
Pelerigg	26.09.2029	5	02.10.2029
Peling	03.10.2029	12	18.10.2029
Fundament	19.10.2029	18	13.11.2029
Rigg selvreisende kran	14.11.2029	5	20.11.2029
Betongarbeider landkar	21.11.2029	25	25.12.2029
Skumplastfylling akse 1***	26.12.2029	30	05.02.2030
<b>Akse 2</b>			
Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
Pelerigg	21.09.2029	5	27.09.2029
Peling	28.09.2029	8	09.10.2029
Fundament	10.10.2029	18	02.11.2029
Søyle	05.11.2029	30	14.12.2029
<b>Akse 3</b>			
Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
Pelerigg	19.10.2029	5	25.10.2029
Peling som krever togstans	26.10.2029	2	29.10.2029
Peling uten togstans	30.10.2029	6	06.11.2029

\*\*\*\*

\*\*\*\*

**Togstans ØB\*\*\*\***

	Fundament	07.11.2029	18	30.11.2029
	Søyle	03.12.2029	30	11.01.2030
<b>Akse 4</b>				
	Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
	Pelerigg	10.10.2029	5	16.10.2029
<b>Togstans ØB****</b>	Peling som krever togstans	17.10.2029	2	18.10.2029
	Peling uten togstans	19.10.2029	7	29.10.2029
	Fundament	30.10.2029	18	22.11.2029
	Søyle	23.11.2029	30	03.01.2030
<b>Akse 5</b>				
	Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
	Pelerigg	07.11.2029	5	13.11.2029
	Peling	14.11.2029	29	24.12.2029
	Fundament	25.12.2029	18	17.01.2030
	Søyle	18.01.2030	30	28.02.2030
<b>Akse 6</b>				
	Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
	Pelerigg	30.10.2029	5	05.11.2029
	Peling	06.11.2029	19	30.11.2029
	Fundament	03.12.2029	18	26.12.2029
	Søyle	27.12.2029	30	06.02.2030
<b>Viadukt akse 1-6 overbygning med MSS</b>				
<b>Spenn 1 (starter direkte når underbygning akse 1 og 2 er ferdig)</b>				
<b>Togstans BO</b>	Forskyvning MSS til støppos.	25.12.2029	1	25.12.2029
	Forskaling og armering traue	26.12.2029	14	14.01.2030
<b>Togstans BO</b>	Støp traue	15.01.2030	1	15.01.2030
	Forskaling og armering dekke	16.01.2030	9	28.01.2030
<b>Togstans BO</b>	Støp dekke	29.01.2030	1	29.01.2030
	Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	30.01.2030	5	05.02.2030
<b>Spenn 2 (starter når både spenn 1 og underbygning akse 3 er ferdige)</b>				
<b>Togstans ØB+BO</b>	Forskyvning MSS til støppos.	05.02.2030	1	05.02.2030
	Forskaling og armering traue	06.02.2030	14	25.02.2030
<b>Togstans ØB</b>	Støp traue	26.02.2030	1	26.02.2030
	Forskaling og armering dekke	27.02.2030	9	11.03.2030
<b>Togstans ØB</b>	Støp dekke	12.03.2030	1	12.03.2030
	Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	13.03.2030	5	19.03.2030
<b>Spenn 3 (starter når både spenn 2 og underbygning akse 4 er ferdige)</b>				
<b>Togstans ØB</b>	Forskyvning MSS til støppos.	19.03.2030	1	19.03.2030
	Forskaling og armering traue	20.03.2030	14	08.04.2030
<b>Togstans ØB</b>	Støp traue	09.04.2030	1	09.04.2030
	Forskaling og armering dekke	10.04.2030	9	22.04.2030
<b>Togstans ØB</b>	Støp dekke	23.04.2030	1	23.04.2030
	Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	24.04.2030	5	30.04.2030
<b>Spenn 4 (starter når både spenn 3 og underbygning akse 5 er ferdige)</b>				
<b>Togstans ØB</b>	Forskyvning MSS til støppos.	30.04.2030	1	30.04.2030
	Forskaling og armering traue	01.05.2030	14	20.05.2030
	Støp traue	21.05.2030	1	21.05.2030
	Forskaling og armering dekke	22.05.2030	9	03.06.2030
	Støp dekke	04.06.2030	1	04.06.2030
	Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	05.06.2030	5	11.06.2030
<b>Spenn 5 (starter når både spenn 4 og underbygning akse 6 er ferdige)</b>				
	Forskyvning MSS til støppos.	11.06.2030	1	11.06.2030
	Forskaling og armering traue	12.06.2030	14	01.07.2030
	Støp traue	02.07.2030	1	02.07.2030
	Forskaling og armering dekke	03.07.2030	9	15.07.2030

Støp dekke	16.07.2030	1	16.07.2030
Etterarbeider (fjern forskal. Etc.)	17.07.2030	5	23.07.2030
<b>Endespenn akse 9-10 på stillas</b>			
<b>Akse 10 (landkar)</b>			
Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
Pelerigg	24.08.2029	5	30.08.2029
Peling	31.08.2029	18	25.09.2029
Fundament	26.09.2029	18	19.10.2029
Rigg selvreisende kran	22.10.2029	5	26.10.2029
Betongarbeider landkar	29.10.2029	25	30.11.2029
<b>Akse 9</b>			
Grunnarbeid	17.08.2029	5	23.08.2029
Pelerigg	24.08.2029	5	30.08.2029
Peling	31.08.2029	15	20.09.2029
Fundament	21.09.2029	18	16.10.2029
Søyle	17.10.2029	30	27.11.2029
<b>Overbygning</b>			
Reis	30.11.2029	22	31.12.2029
Betongarbeider	01.01.2030	30	11.02.2030
<b>Koblingsseksjoner (når resterende overbygning er ferdig)</b>			
Koblingsseksjon spenn 6	26.03.2031	18	18.04.2031
Koblingsseksjon spenn 7	17.06.2031	18	10.07.2031
Koblingsseksjon spenn 8	10.07.2031	18	04.08.2031
<b>Kantdrager, rekkverk og fugemontasje</b>			
Kantdrager fra akse 1 (755m/2)m x2	04.08.2031	76	14.11.2031
Kantdrager fra akse 10 (755m/2)m x2	04.08.2031	76	14.11.2031
Rekkverk og fugemontasje	15.08.2031	75	27.11.2031
<b>Fuktisolering og asfaltering</b>			
Blastring og priming	27.11.2031	36	15.01.2032
Topeka	03.12.2031	36	21.01.2032
Asfalt	22.01.2032	13	09.02.2032

\* mangler input tidsforbruk på tarris

\*\*\*kun antatt tid

\*\*\*\*hvis behov for togstans industrispor, del da denne I to

\*\*\*\*\* Krever ikke ekstra togstans, arbeidene utføres samtidig som togstansen for grundforsterking på Tarris.

BO=Borregård industrispor

ØB=Østfoldbanen

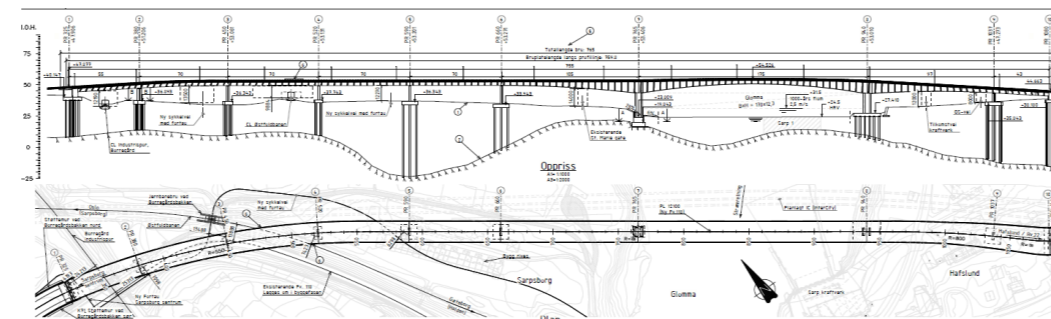


## **Vedlegg 4: Anslag**

## Anslag Ny Sarpsfossen vegbru K10

Av: Filip Banck  
 Dato: 01.03.2026  
 Rev.: 0

Brulengde: 755 [m]  
 Føringsbredde: 16,5 [m]  
 Total bredde: 17,6 [m]  
 Areal føringsbredde: 12457,5 [m<sup>2</sup>]  
 Areal brutto: 13288 [m<sup>2</sup>]



**Enhetspriser eks. riggpåslag**  
**Enhetspriser eks. MVA**  
**Enhetspriser eks. usikkerhet**  
**Kostnad togstans ikke med her**

**Grensesnitt GEO:** Kun geotekniske arbeider som er direkte knyttet brua (peler, graving ved fundamenter, grunnforsterking pga. graving rundt fundamenter, spunt rundt byggegroper) er inkludert her. Fyllinger og tilhørende konstruktive tiltak bak landkarene tas av GEO.

**Grensesnitt VEG:** Alt mellom landkarene er tatt med her. Alt bak landkarene inkluderes hos VEG.

**Endringer siden anslag 2025.03.09:** Kraftverket Sarp 2 var tidligere en del av planforutsetningene, men kraftverket vil ikke realiseres. Søylene i akse 8 var tidligere prosjektert i inntaket til kraftverket, på berg, og kostnadene for gravegroppen ble tatt av Sarp 2. Nå fundamenteres søylen på stålrørspeler. Formen på søylene i akse 7 og 8 er oppdatert fra massive søyler til skivesøyler. Gravegrop og spunt for akse 8 innkluderes nå i dette anslaget. Endringene ligger under B12.2, B12.3 og B12.5. Merk at graving og spunt ligger under B12.3 "Betongfundament og søyler". Usikkerheter er ikke med i enhetsprisene og den gunstige prisen effekten av at grensesnittet mot Sarp 2 bortfaller er derfor ikke reflektert i tallene.

Level 1	Level 2	Level 3	Enhet	Mengde	Enh.pris	Kostnad
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.1 Brubjelke	m3	4 117	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.2 Pelefundamentering	m	1 596	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.3 Betongfundament og søyler	m3	1 900	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B11 Viadukt Tarris	B11.4 Utstyr	m2	5 759	0	0
<b>SUM B11</b>			<b>m2</b>	<b>6 142</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.1 Brubjelke	m3	5 565	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.2 Pelefundamentering	m	273	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.3 Betongfundament og søyler	m3	2 119	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.4 Utstyr	m2	5 848	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B12 Fritt frembygg	B12.5 Hjelpetårn	STK	2	0	0
<b>SUM B12</b>			<b>m2</b>	<b>6 237</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.1 Brubjelke	m3	623	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.2 Pelefundamentering	m	756	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.3 Betongfundament og søyler	m3	767	0	0
B Ny Sarpsfossen vegbru K10	B13 Viadukt Hafslund	B13.4 Utstyr	m2	851	0	0
<b>SUM B13</b>			<b>m2</b>	<b>908</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>SUM</b>					<b>0</b>	<b>0</b>





























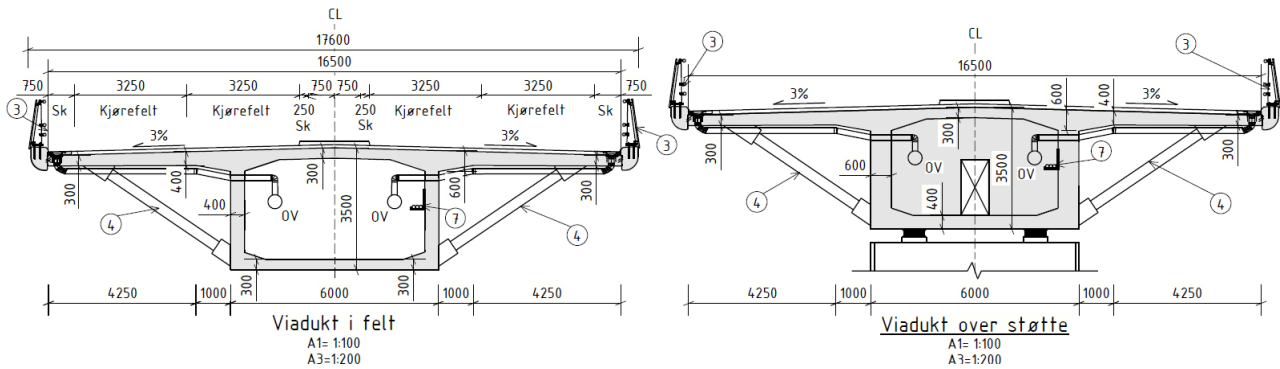
## Vedlegg 5: Overbygning - Beregninger

I det følgende vedlegget presenteres mer detaljerte beregninger knyttet bruoverbygningen.

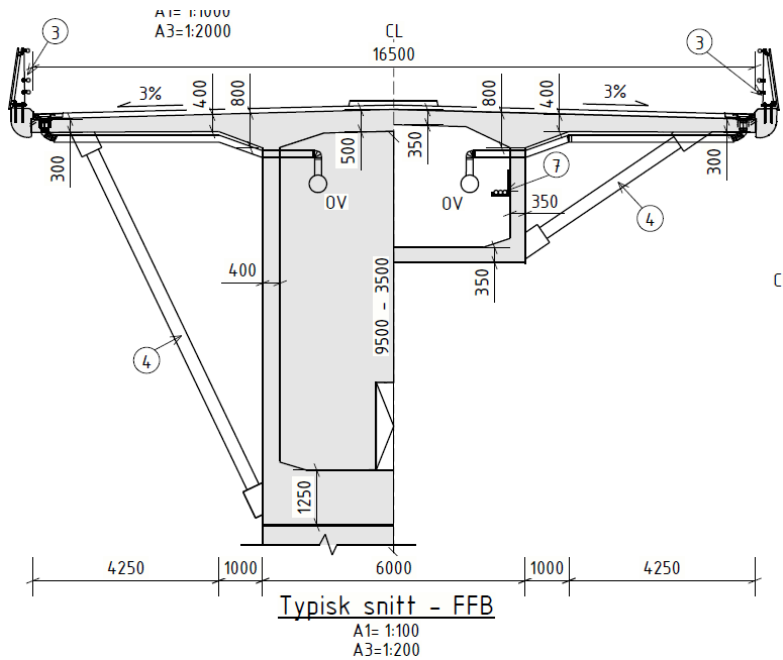
**Merk:** Dimensjoneringen av overbygningen er basert på globalmodellen fra rev.00 da Sarp 2 fortsatt var en del av planforutsetningene. Spennlengder og overbygning er uendret siden den gang, men søyleutformingen i akse 7 og 8 er oppdatert. Det er gjennomført overslagsberegninger som viser at endringene i søyleutforming har relativt liten innvirkning på dimensjoneringen av overbygningen. Støttemomentene over akse 7 og 8 reduseres med opptil 10%, mens øvrige endringer i snittkrefter er neglisjerbare. Resultatene fra den tidligere globalmodellen legges derfor fortsatt til grunn for overbygningen, med litt større sikkerhetsmargin i snitt over støtte akse 7 og 8.

# 1 Tverrsnitt

Tverrsnittet vises i figurene under. Valg av tverrsnitt med tilhørende fordeler og ulemper ble presentert i hoveddokumentet, samt alternative utforminger.



Figur 1-1. Tverrsnitt viadukt.



Figur 1-2. Tverrsnitt FFB.



## 2 Laster

Følgende laster er ivaretatt i beregningene:

- Egenvekt statisk
- Egenvekt belegning, kantbjelke og rekkverk
- Kryp og svinn
- Spennarmering
- Geometriske avvik og andre ordens effekter
- Friksjonskrefter i lager
- Trafikk
- Temperatur
- Vind statisk
- Vind dynamisk (kun byggefase)
- Vognlaster MSS og FFB inkl. fall av formvogn (kun byggefase)
- Asymmetrisk egenvekt (kun byggefase)
- Nyttelast byggefase (kun byggefase)

### 3 Dimensjonering FFB ferdigfase

Først beskrives beregningsmetodikken, deretter presenteres dimensjoneringen. Kritiske snitt over støtte og i felt er sjekket.

#### 3.1 FFB støtte - Metodikk

Kritisk snitt over støtte FFB (akse 8) sjekkes i ConDim basert på krefter fra globalanalysen i Sofistik. I Sofistik er samtlige spennkabler i overgurten modellert, men ikke kablene i undergurten i felt. Kablene i felt gir en gunstig tvangseffekt over støtte hvilket ikke blir ivaretatt i denne beregningen. Størrelsesorden er ca. 75 MNm og dette blir en ekstra restkapasitet.

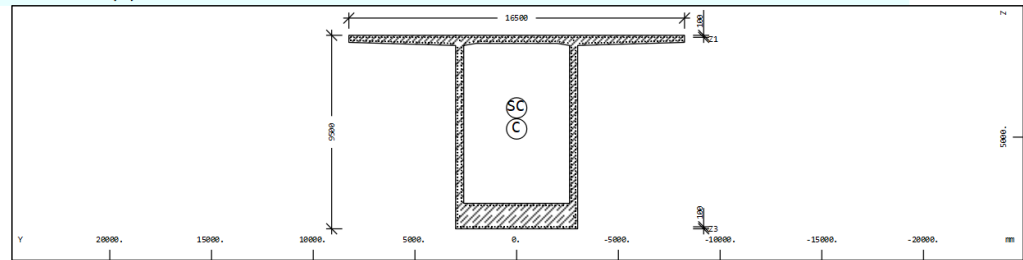
I kreftene fra Sofistik er primæreffektene (og sekundær) fra spennkablene i overgurt tatt med som en ytre last, dvs. de modelleres ikke som en indre motstand i ConDim. Ev. restkapasiteten i spennkablene ivaretas dog for å unngå en overdimensjonering. Restkapasiteten beregnes i Sofistik og blir tatt med som en kapasitet i ConDim. Spennkablene legges inn i programmet med en initial tøyning tilsvarende tøyningen fra Sofistik. Restkapasiteten opp til  $0.85 \cdot fy$  kan da brukes i ConDim.

Design av skjærarmeringen beregnes for hånd i MathCAD. Tillegget i strekkraft fra skjærkraft og fra torsjon beregnes også for hånd i MathCAD. Tillegget fra skjærkraften vil ikke gi mer slakkarmering i kritisk snitt, men vil forskyve kurven for armeringsbehovet lengre ut i felt. Totalmengden i kritisk snitt økes dermed ikke. For torsjonen må slakkarmeringen legges inn også i kritisk snitt, dette er vurdert slik at det skal være mulig å øke mengdene fra ConDim for å dekke behovet fra torsjon.

#### 3.2 FFB støtte – Resultat/dimensjonering

- Tverrsnitt iht. figurer i kap. 1. Tverrsnitt og egenskaper fra Sofistik vises også i utklipp under.
- Det brukes betong B55 SV-Standard.
- Det er lagt opp til 18 etapper på FFB, eksklusive søylehode og koblingsseksjon. De første 5 etappene blir litt kortere, deretter bygges de siste 13 etappene med 5m lengde.
- Det brukes 66stk spennkabler totalt i overgurten ved hver FFB-akse. 19-lisser, dvs.  $150\text{mm} \cdot 19 = 2850\text{mm}^2$ . Input for spennarmeringen i Sofistik vises under, samt utklipp fra 3D-vy på spennarmeringen og plassering av spennarmeringen i tverrsnitt over støtte.

Cross section No. 108 - Bruedekke (1)



Cross section No. 108 - Bruedekke (1)

Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
6	2.0703E+01	7.521E+00	3.042E+02	0.0	0.0	38214	53826.5	
2 <sup>1</sup>	1.641E+02	6.929E+00	2.231E+02	4597.9	3565.2	15923	(BEAM)	

<sup>1</sup> Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m <sup>2</sup> ]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	transverse shear deformation area	E[N/mm <sup>2</sup> ]	Young's modulus
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m <sup>4</sup> ]	torsional moment of inertia		
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Shear modulus		

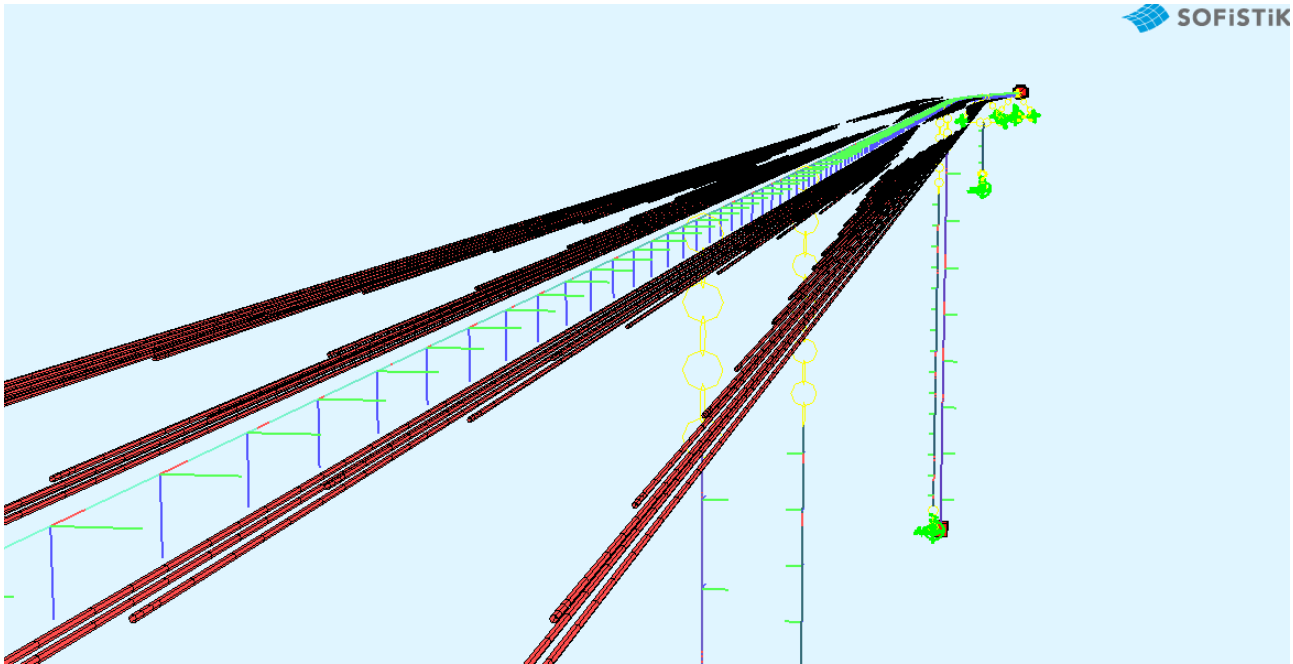
Figur 3-1. Tverrsnitt fra Sofistik over støtte FFB.

Prestressing systems

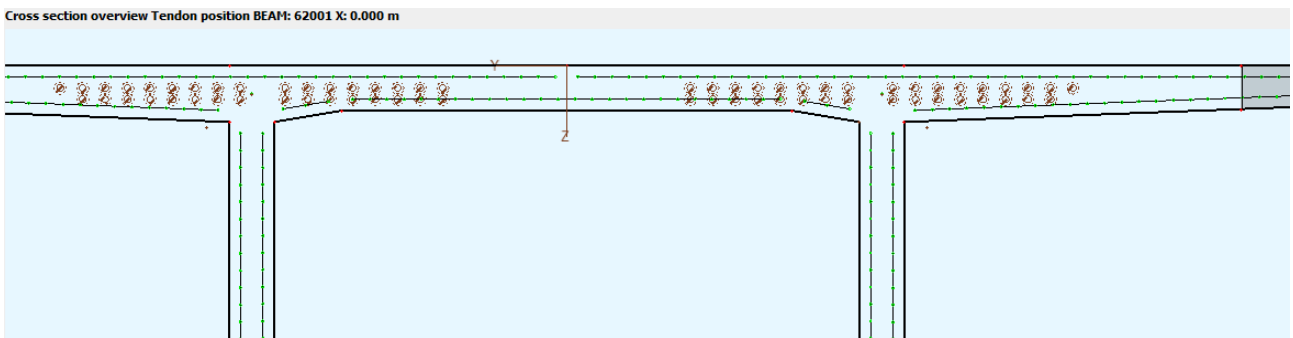
Prestressing system: 1 FFB 19x150mm<sup>2</sup> ETA13/0839

Reference force P <sub>ref</sub>	4206.6	[kN]	Area of each tendon	2850	[mm <sup>2</sup> ]
Reference stress σ <sub>ref</sub>	1476.00	[MPa]	Number of strands	19	
Slip at jack anchor	3.0	[mm]	Maximum eccentricity	20.0	[mm]
Additional elongation	0.0	[mm]			
Diameter of duct D <sub>0</sub>	107.0	[mm]	Permissible curvature radius	9.400	[m]
Straight at jack anchor	1.100	[m]	Minimum distance edge	0.0	[mm]
Straight at dead anchor	1.100	[m]	Minimum distance ducts	0.0	[mm]
Material	3		Friction coeff. stressing	0.180	[-]
Young's modulus	205000.00	[MPa]	Friction coeff. releasing	0.180	[-]
Yield strength	1640.00	[MPa]	Wobble coeff. curved	0.287	[°/m]
Tensile strength	1860.00	[MPa]	Wobble coeff. straight	0.287	[°/m]

Figur 3-2. Utklipp Sofistik - Egenskaper spennarmering. I byggeplan kan E-modulen ev. reduseres til 195GPa.



Figur 3-3. Utklipp Sofistik. 3D-vy over innlagt spennarmering i overgurt FFB akse 7 og 8.

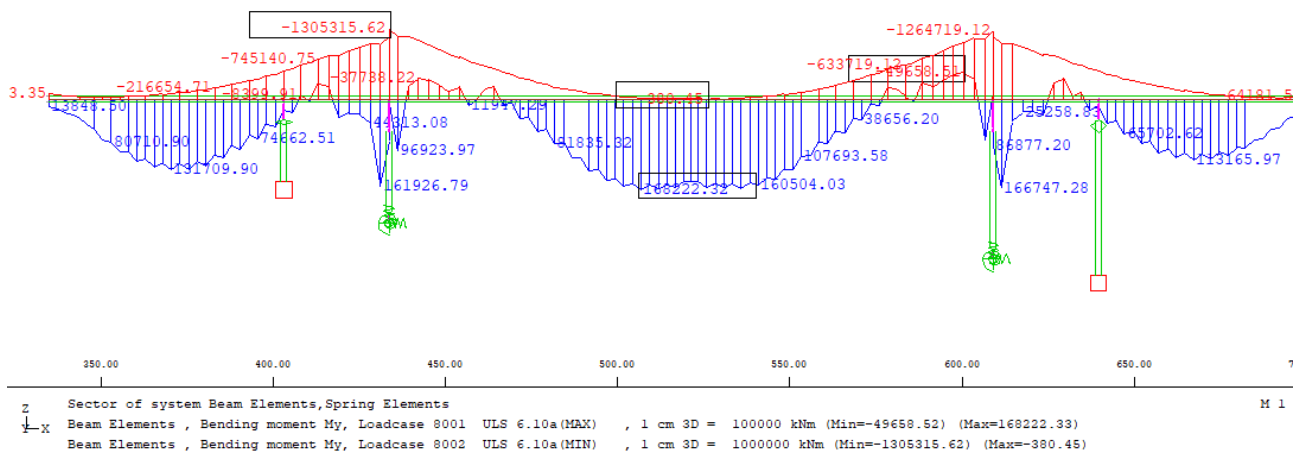


Figur 3-4. Utklipp fra Sofistik. Spennkabler over støtte akse 7.

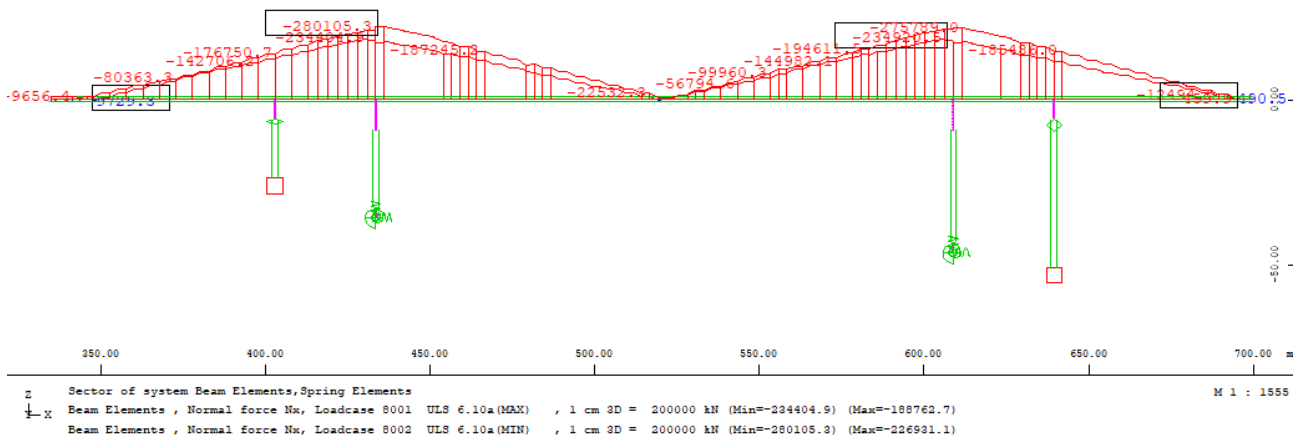
- I figurene under vises resultater fra Sofistik inkludert primæreffekter fra spennkablene som en ytre last. Først vises snittkrefter i kritisk snitt for dimensjonerende lastkombinasjon i ULS, deretter vises grafer med flere forskjellige resultater, se figurtekst for mer info.

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	VY [kN]	N [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	M1 [kNm]	MZ [kNm]	
✓ 1		62002		=0							
1	8101 ULS 6.10a(Max:My)	62002	0.000	0.000	-43.51	-280105.3	35796.96	-7235.87	-46113.05	-2280.16	
2	8102 ULS 6.10a(Min:My)	62002	0.000	0.000	37.65	-231623.4	59582.98	24026.90	-1301408.00	-589.05	
3	8113 ULS 6.10a_100(Max:My)	62002	0.000	0.000	-30.56	-270702.5	35831.68	-6911.55	-67994.78	-1527.54	
4	8114 ULS 6.10a_100(Min:My)	62002	0.000	0.000	50.61	-216735.0	59617.71	24351.21	-1348352.38	114.13	
min	8101	-	62002	0.000	0.000	-43.51	-280105.3	35796.96	-7235.87	-1348352.38	-2280.16
max	8114	-	62002	0.000	0.000	50.61	-216735.0	59617.71	24351.21	-46113.05	114.13

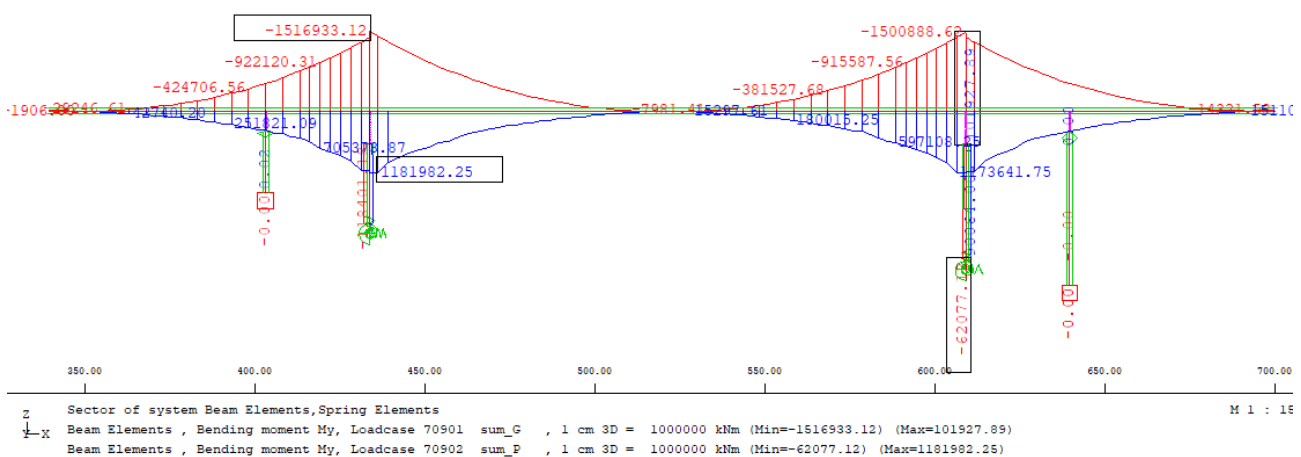
Figur 3-5. Snittkrefter for dimensjonerende lastkombinasjon i kritisk snitt, ULS. Lastkombinasjonene gir maks/min moment My med tilhørende snittkrefter ved bruåpning og etter 100år.



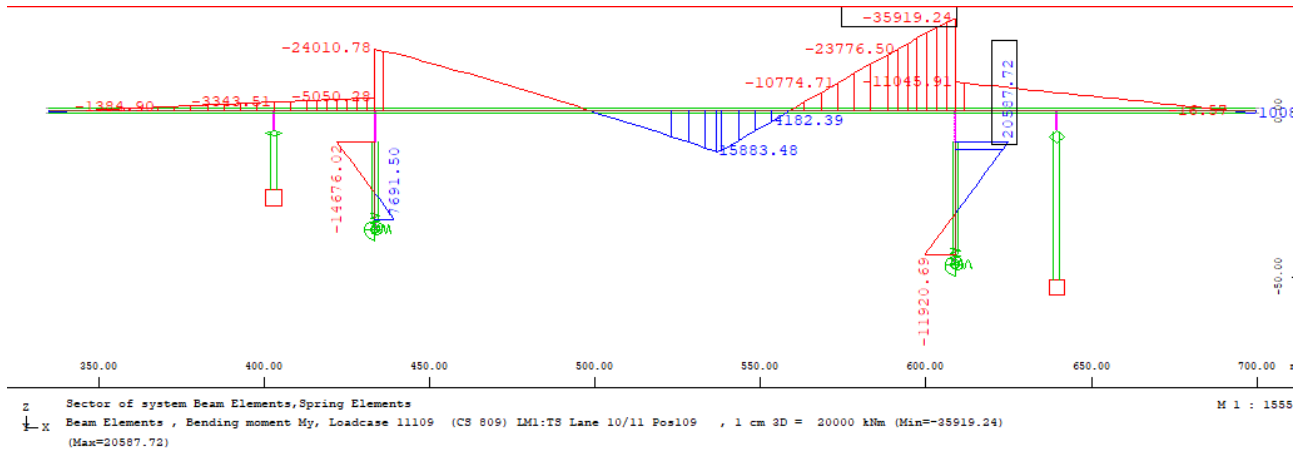
Figur 3-6. Moment My langs FFB ferdigfase ULS, lastkombinasjon som gir maks/min My med tilhørende snittkrefter. Hjelpetårn vises i bilde, men de er deaktivert i ferdigfasen.



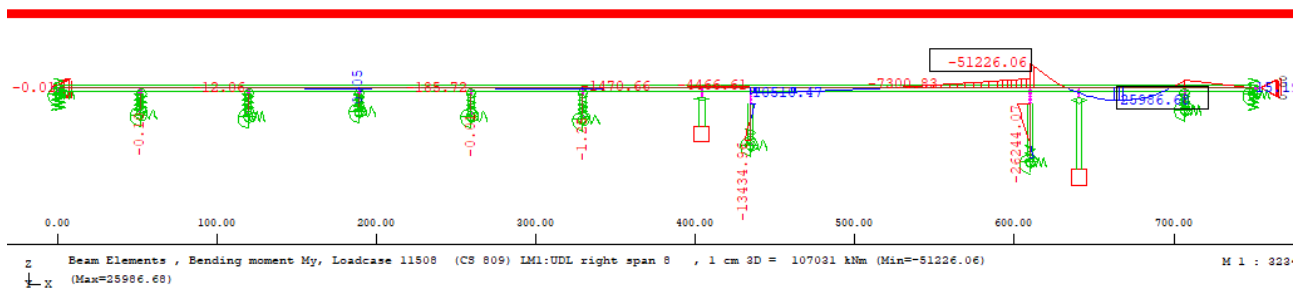
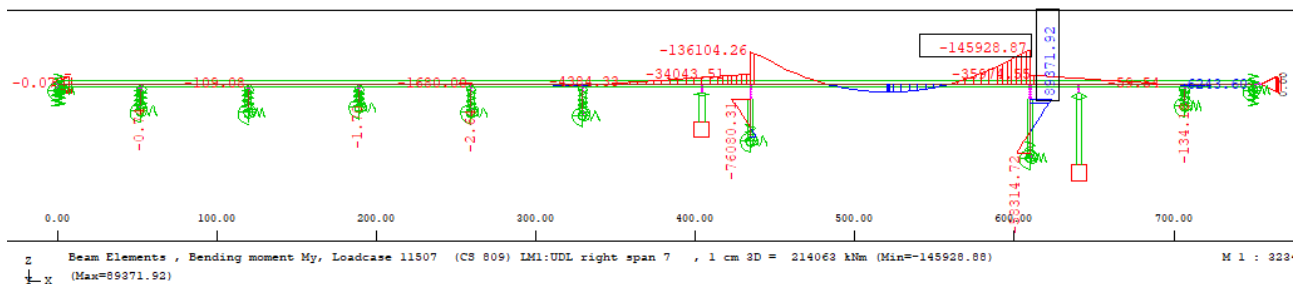
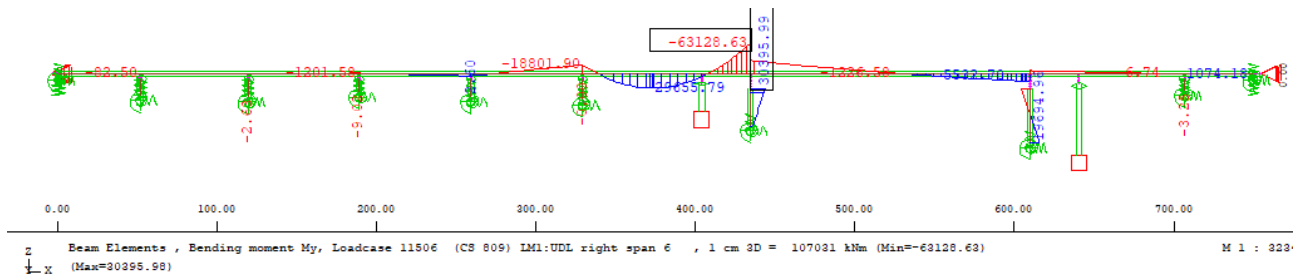
Figur 3-7. Aksialkraft Nx langs FFB ferdigfase ULS, tilhørende for maks/min My. Hjelpetårn vises i bilde, men de er deaktivert i ferdigfasen.



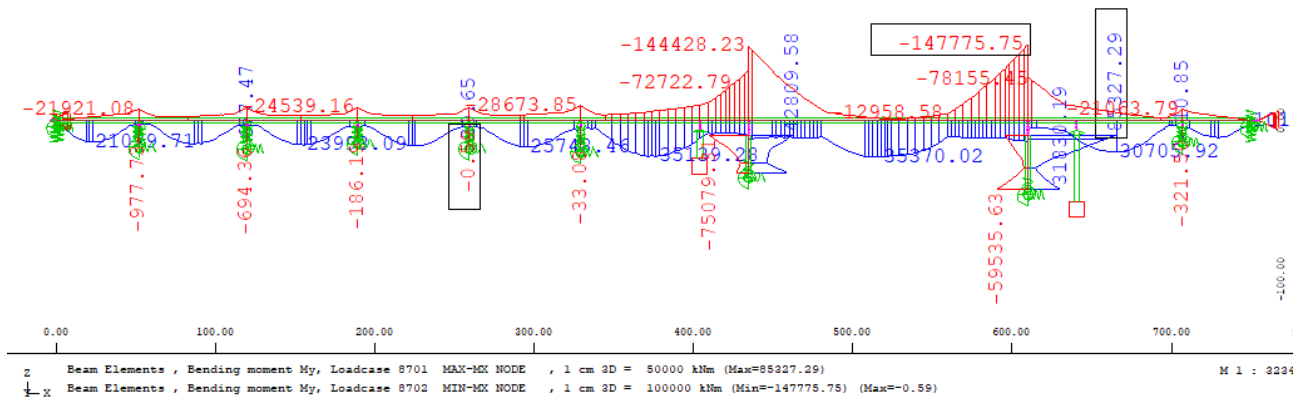
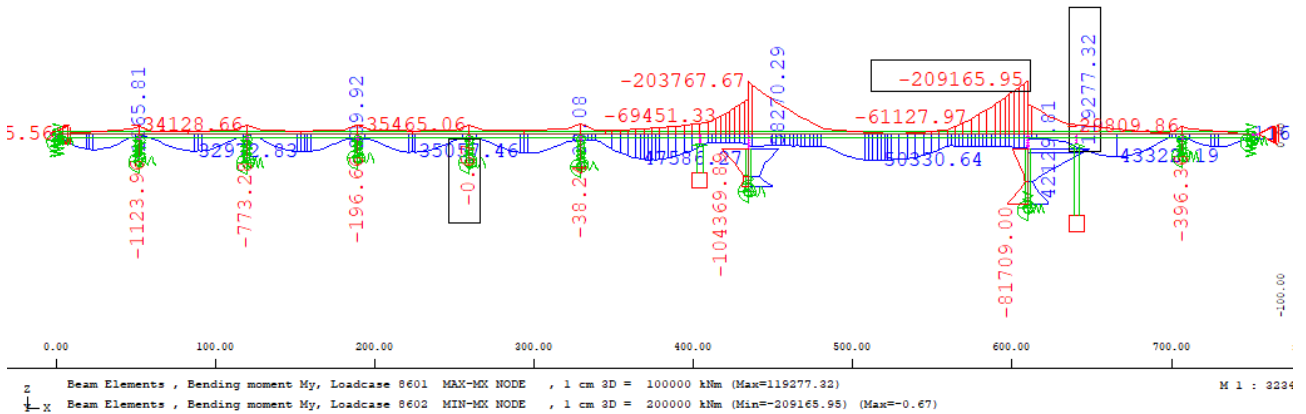
Figur 3-8. Moment My langs FFB ferdigfase fra egenvekt (rød farge) og spennarmoring (blå farge). Hjelpetårn vises i bilde, men de er deaktivert i ferdigfasen.



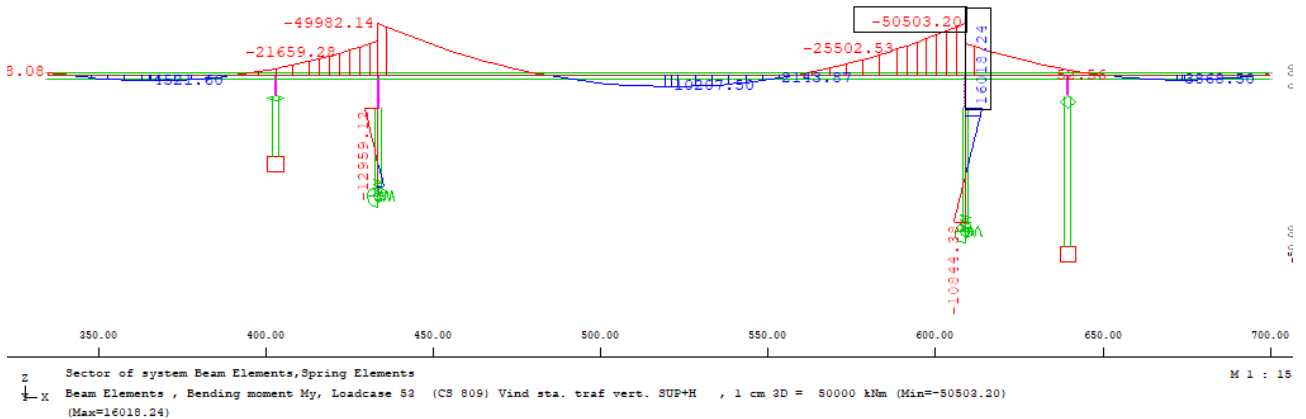
Figur 3-9. Moment  $M_y$  langs FF B ferdigfase fra trafikk TS (samtlige lastfelt og plassering eksentrisk om senter spenn). Hjelpetårn vises i bilde, men de er deaktivert i ferdigfasen.



Figur 3-10. Moment  $M_y$  langs FF B ferdigfase fra trafikk UDL. Spenn 6 (øvre), spenn 8 (midten) og spenn 9 (nedre). Hjelpetårn vises i bilde, men de er deaktivert i ferdigfasen.



Figur 3-11. Moment My langs FFB ferdigfase fra trafikk Gr1a (øvre) og Gr2 (nedre), dvs. TS+UDL. Hjelpetårn vises i bilde, men de er deaktivert i ferdigfasen.



Figur 3-12. Moment My langs FFB ferdigfase fra vertikal vind (statisk). Hjelpetårn vises i bilde, men de er deaktivert i ferdigfasen.

- Utklipp fra dimensjoneringen i ConDim vises under. Merk at snittkreftene er noe høyere i ConDim pga. av noen justeringer i ettertid i Sofistikmodellen. Tvangskreftene fra feltkablene er som nevnt ikke med, hvilket gir noe ekstra restkapasitet sammenlignet med resultatene fra ConDim.

**INPUT AND CALCULATION**

Limit state: ULS  
Load combination: Mx\_min

	N [kN]	Mx [kNm]	Vy [kN]	Vx [kN]	My [kNm]	T [kNm]
External forces	-225000	-1410000	61000	0	10000	23000
Internal forces	0	0			0	

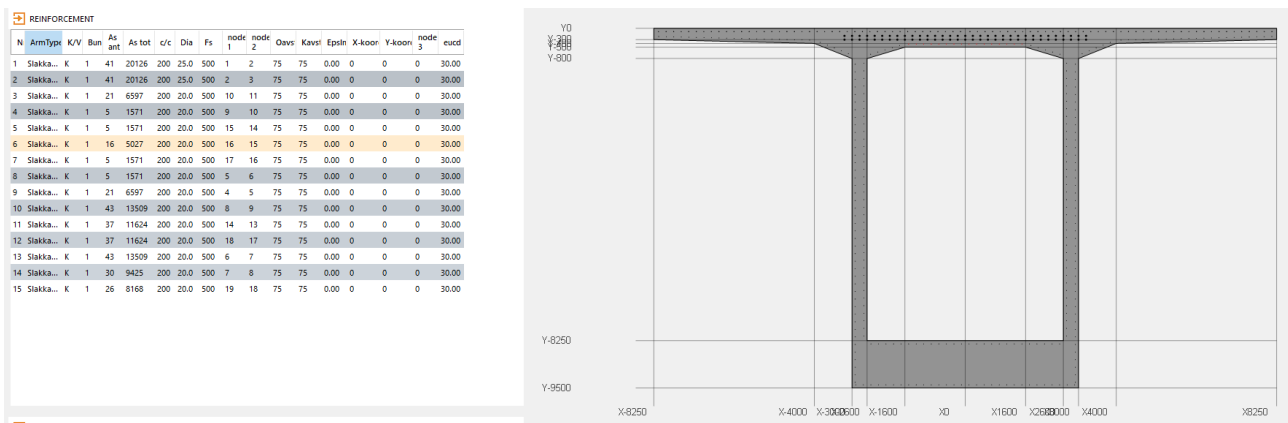
Figur 3-13. Snittkrefter ConDim ULS.

**INPUT AND CALCULATION**

Limit state: SLS  
Load combination: Mx\_min\_SLS

	N [kN]	Mx [kNm]	Vy [kN]	Vx [kN]	My [kNm]	T [kNm]
External forces	-250000	-590000	44000	0	0	0
Internal forces	0	0			0	

Figur 3-14. Snittkrefter ConDim SLS.



Figur 3-15. Tverrsnittsgeometri og innlagt slakkarmering. Generelt Ø20cc200, men økt til Ø25cc200 i overgurt i kritisk snitt over støtte.

INPUT CONCRETE

Concrete type:  Limit state:

Name	Value	Unit
Fck	55	MPa
Fck, cube	67	MPa
Fcm	63	MPa
Fctm	4.2	MPa
Fctk005	3.0	MPa
Fctk095	5.5	MPa
Ecm	38214	MPa
$\epsilon_{c1}$	-2.5	o/oo
$\epsilon_{cu1}$	-3.2	o/oo
$\epsilon_{c2}$	-2.2	o/oo
$\epsilon_{cu2}$	-3.1	o/oo
$\epsilon_{c3}$	-6.9	o/oo
$\epsilon_{cu3}$	-3.1	o/oo
n	1.8	-
v	0.3	-

Figur 3-16. Materialegenskaper betong fra ConDim.

Steel group:  Limit state:

Yield strength: fyd:  MPa  
 Young's modulus: Es:  MPa  
 $\epsilon_{ud}$ :  o/oo

Figur 3-17. Materialegenskaper stål fra ConDim.

Tendon group:  Limit state:

Yield strength: fpd:  MPa  
 Initial strain:  $\epsilon_0$ :  o/oo  
 $\epsilon_{ud}$ :  o/oo  
 Young's modulus: Es:  MPa

Figur 3-18. Materialegenskaper spennarmering fra ConDim. Se mer detaljert beskrivelse av tøyningen lengre ned.

Restkapasiteten fra spennkablene er definert i ConDim, se utklipp under. Metodikken for å finne restkapasiteten er at spenningene i kablene ved bruåpning hentes ut fra Sofistik. Spenningen fra selve oppspenningen hentes ut og endringen i spenningen frem til bruåpning fjernes. Det tas ut en gjennomsnittlig spenning fra de lengste kablene (minst spenning) og de korteste kablene (størst spenning):

- Korteste kabelen (811):  $1390-125+70=1335\text{MPa}$
- Lengste kabelen (870):  $1320-119+66=1267\text{MPa}$
- Gjennomsnittlig verdi:  $1301\text{MPa}$

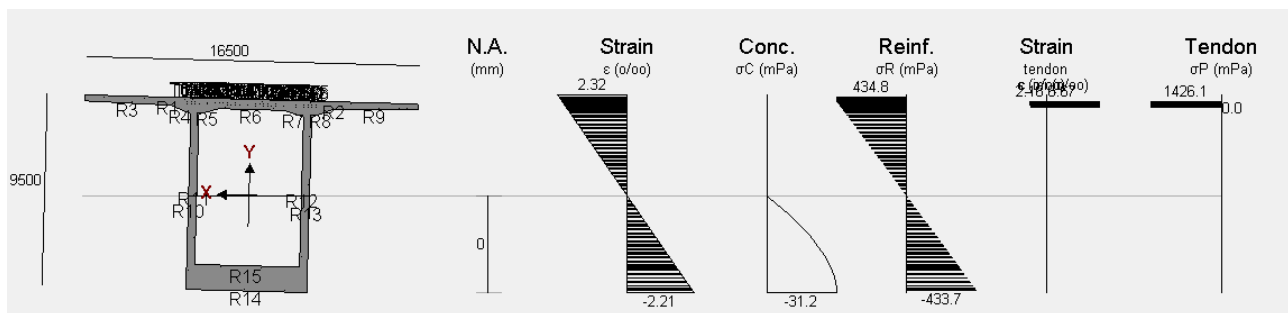
I ConDim legges spennkablene inn, men med en initial tøyning slik at de kun kan bruke opp kapasiteten mellom  $1301\text{MPa}$  og dimensjonerende flytegrensen på  $1426\text{MPa}$ . E-modul på  $195\ 000$

MPa gir maks tøyning lik  $1426/195000=7.31$  promille og initial tøyning som legges inn blir  $1301/195000=6.67$  promille.

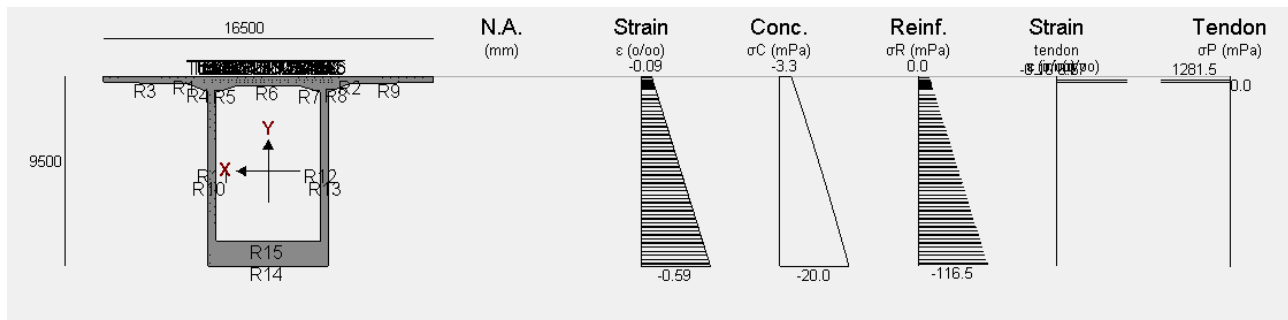
TENDON										
Nr	ReinfType	Num. of lines	Area	As tot	Fs	Ref. node	Epslni	X-koord	Y-koord	eucd
1	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	0	-200	10.00
2	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	0	-300	10.00
3	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	-200	-200	10.00
4	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	-200	-300	10.00
5	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	200	-200	10.00
6	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	200	-300	10.00
7	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	-400	-200	10.00
8	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	-400	-300	10.00
9	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	400	-200	10.00
10	Spennar...	19	150	2850	1640	2	6.67	400	-300	10.00

Figur 3-19. Restkapasitet fra spennkablene er lagt inn. Lik input for samtlige 66-kabler, i utklipp vises kun 10stk.

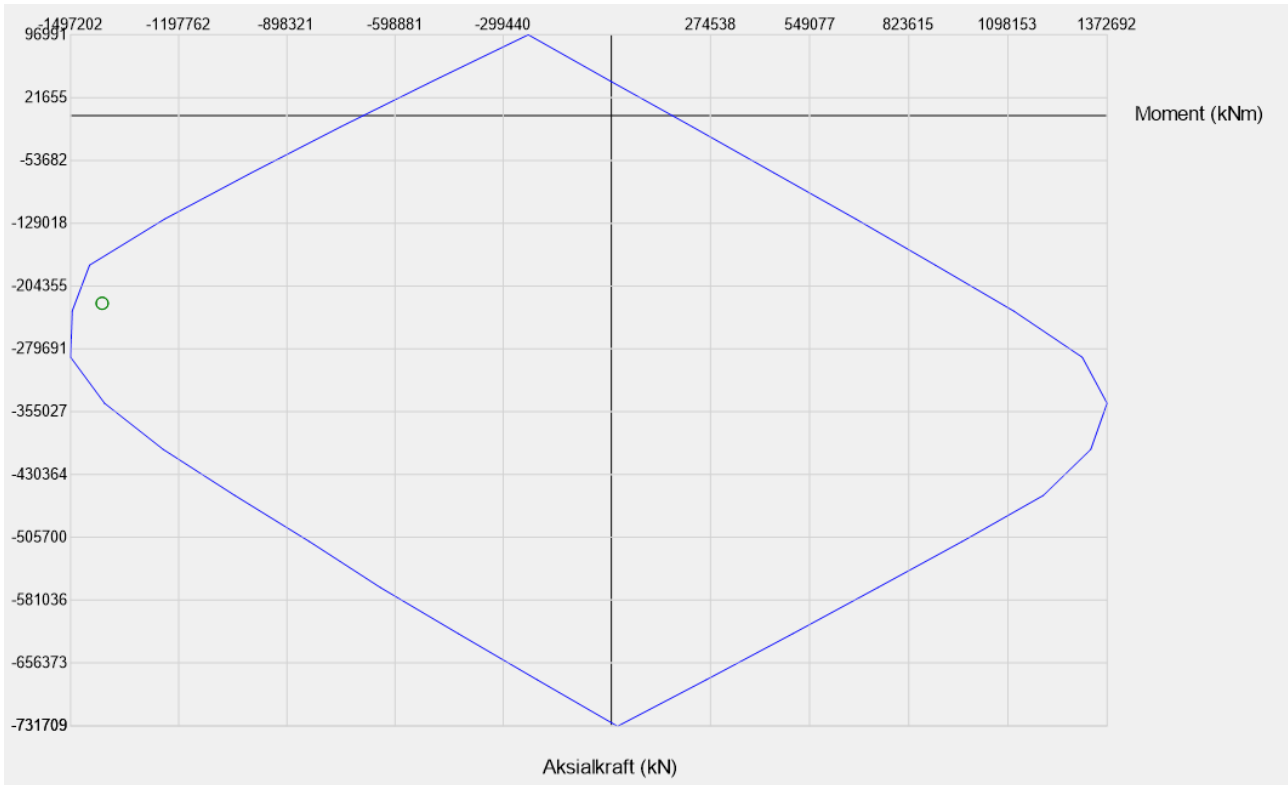
Resultater vises under:



Figur 3-20. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger ULS.



Figur 3-21. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger SLS, dvs. trykk i hele tverrsnittet.



Figur 3-22. M/N-diagram fra ConDim.

Loadcomb.	Axial	Moment	Utz
Mx_min	-225000	-1410000	0.94

Figur 3-23. Utnyttelse M/N fra ConDim. Merk at den gunstige effekten fra tvang fra feltkablene ikke er ivaretatt, hvilket reduserer utnyttelsen noe. Armering for å dekke torsjon i lengderetningen er ikke tatt med, men det er god plass for mer slakkarmering.

### 3.3 FFB felt - Metodikk

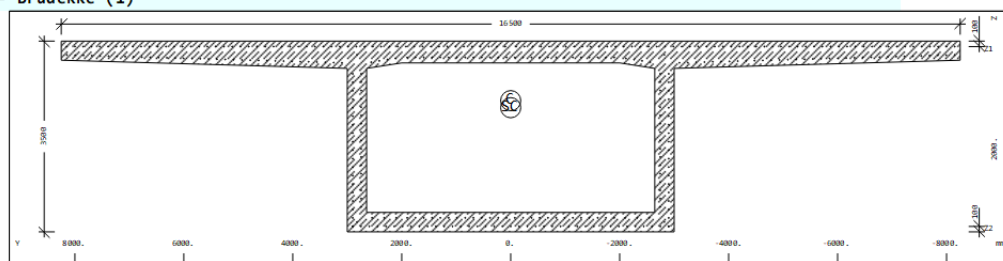
Spennkabler er ikke modellert i Sofistik i undergurt felt. Ytre moment fra spennkablene beregnes for hånd og adderes til momentene fra sofistik. Det blir brukt P\*e for primæreffektene. For å ivareta reduksjon i felt fra tvang fjernes 75% av primæreffektene (basert på tabeller/håndberegninger). Dette blir et gunstig bidrag over støtte, men som nevnt er det ikke ivarettatt der.

Det totale momentet inkludert spennkablene legges sen inn i ConDim. Det velges 1640Mpa\*0.85 ved beregningen av kraften P, dvs. ikke noe tap. I ULS vil hele kapasiteten brukes. Derfor har vi ikke heller noen restkapasitet i spennkablene å legge inn i ConDim.

### 3.4 FFB felt – Resultat/dimensjonering

- Tverrsnitt iht. figurer i kap. 1. Tverrsnitt og egenskaper fra Sofistik vises også i utklipp under.
- Det brukes betong B55 SV-Standard.
- Det brukes 18stk 19-lissers kabler i felt.

Cross section No. 137 - Brudekke (1)



Cross section No. 137 - Brudekke (1)

Static properties of cross section

Mat	A[m2]	Ay[m2]	Iy[m4]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm2]	g[kg/m]	I-1[m4]
MRf	It[m4]	Az[m2]	Iz[m4]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm2]		I-2[m4]
		Ayz[m2]	Iyz[m4]					α[°]
6	1.1020E+01	7.561E+00	1.827E+01	0.0	0.0	38214	28653.1	1.733E+02
2 <sup>1</sup>	2.814E+01	1.720E+00	1.733E+02	1092.5	1221.8	15923	(BEAM)	1.827E+01

<sup>1</sup> Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m2]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m2],Az[m2],Ayz[m2]	transverse shear deformation area	E[N/mm2]	Young's modulus
Iy[m4],Iz[m4],Iyz[m4]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m4],I-2[m4],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m4]	torsional moment of inertia		
G[N/mm2]	Shear modulus		

Multiconsult AS  
SOFISTIK 2024-3.0 AQUA - GENERAL CROSS SECTIONS

K10 - Ny Sarpsfossen vegbru  
Sections

Additional static properties of cross section

α-T[1/K]	ymin[mm]	zmin[mm]	hymin[mm]	AK[m2]	MRs	1/WT[1/m3]	1/WVy[1/m2]
	ymax[mm]	zmax[mm]	hzmin[mm]	AB[m2]		1/WT2[1/m3]	1/WVz[1/m2]
1.0E-05	-8250.0	-1092.5	9393.9	1.734E+01	2	1.101E-01	1.824E-01
	8250.0	2407.5	2913.6	1.102E+01		2.192E-01	5.909E-01

α-T[1/K]	Elongation coefficient
ymin[mm],zmin[mm],ymax[mm],zmax[mm]	extreme coordinates relative to centroid
hymin[mm],hzmin[mm]	minimum value for internal lever
AK[m2]	torsional equivalent area (Bredt)
MRs	transverse reinforcements material number
1/WT[1/m3],1/WT2[1/m3]	torsional resistance
1/WVy[1/m2],1/WVz[1/m2]	shear force resistance
AB[m2]	gross concrete area

Figur 3-24. Tverrsnitt fra Sofistik, felt FFB.

Håndberegning av moment og aksialkraft fra spennkablene i felt, inkludert reduksjon fra tvang vises under:

Felt FFB	
<b>Moment spennkabler</b>	
Antall lissere spennarmering	19 stk
Areal strands spennarmering	150 mm <sup>2</sup>
Antall spennkabler	18 stk
Flytspenning spennkabel	1640,00 MPa
Spenningsreduksjon etter låsetap	1,15
Andel av første ordens moment som fjernes pga. tvang	0,75
Eksentrisitet spennkabler tverrsnitt	1,74 m
Lastfaktor spennkabler ULS	0,90
Maksimal spenning per kabel etter låsetap	1426 MPa
Maksimal strekkraft per kabel etter låsetap	4064 kN
Total karakteristisk strekkraft samtlige kabler (aksialkraft tverrsnitt)	73158 kN
Totalt karakteristisk moment samtlige kabler (inkl. red. tvang)	31824 kN

Henter ut snittkrefter fra Sofistik i ULS og SLS tiln. perm. i kritisk snitt i felt og adderer med effekten fra spennkablene (lastfaktor 0.9 i ULS og 1.0 i SLS):

Snittkrefter Sofistik felt FFB ULS (LC 8113 maks My)						
Vy	Vz	N	Mt	My	Mz	
-45	5100	-35000	-1500	180000	4700	
Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)						
Vy	Vz	N	Mt	My	Mz	
-45	5100	-100842	-1500	151359	4700	
Snittkrefter Sofistik felt FFB SLS (LC 8313 maks My)						
Vy	Vz	N	Mt	My	Mz	
-45	3000	-32000	3400	130000	-2600	
Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)						
Vy	Vz	N	Mt	My	Mz	
-45	3000	-105158	3400	98176	-2600	

Resultater fra ConDim vises under. Materialeegenskaper er samme som for FFB over støtte og gjentas ikke her. Generelt er det lagt inn Ø20cc200 i kontrollen, men i bunnflensen økes det lokalt til Ø25cc200.

➔ INPUT AND CALCULATION
Calculate

Limit state  
ULS

Load combination  
Mx\_max

All comb.

Inc. M2

All sections

Shear

	N [kN]	Mx [kNm]	Vy [kN]	Vx [kN]	My [kNm]	T [kNm]
External forces	-101000	152000	5100	0	4700	-1500
Internal forces	0	0			0	

Figur 3-25. Snittkrefter ConDim ULS.

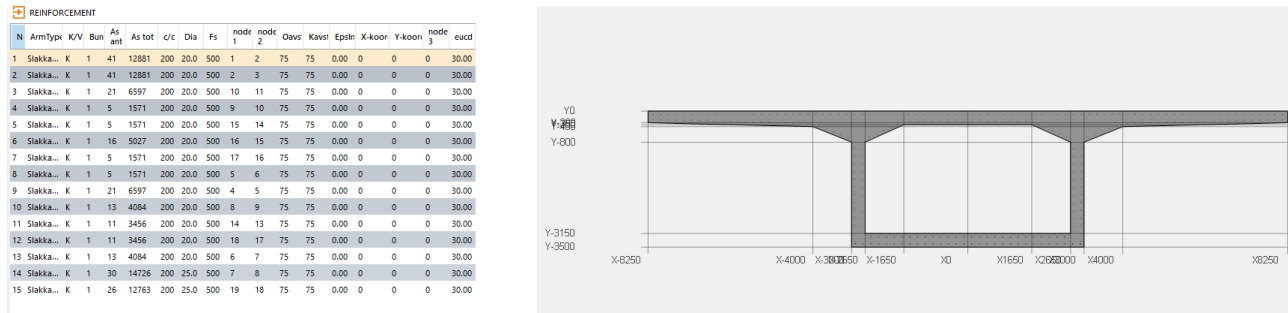
**INPUT AND CALCULATION** Calculate

Limit state: **SLS** | Load combination: **Mx\_SLS**

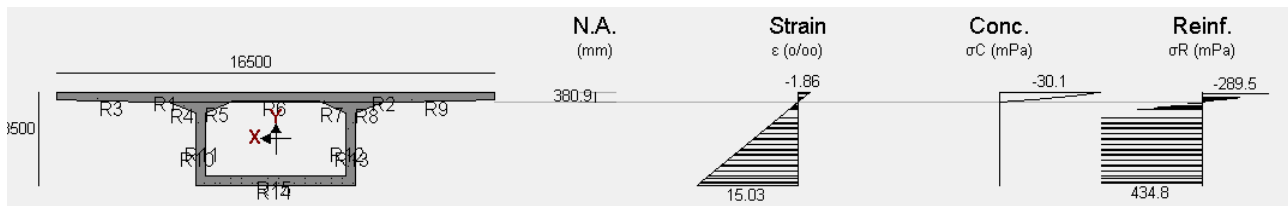
	N [kN]	Mx [kNm]	Vy [kN]	Vx [kN]	My [kNm]	T [kNm]
External forces	-105000	99000	3000	0	-2600	3400
Internal forces	0	0			0	

All comb.  
 Inc. M2  
 All sections  
 Shear

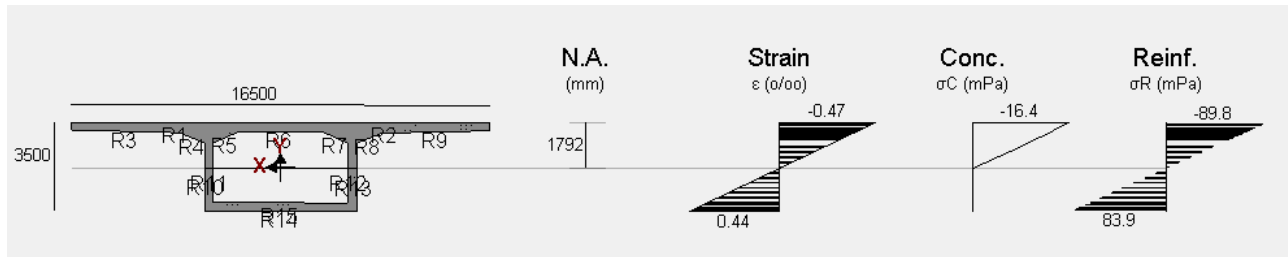
Figur 3-26. Snittkrefter ConDim SLS.



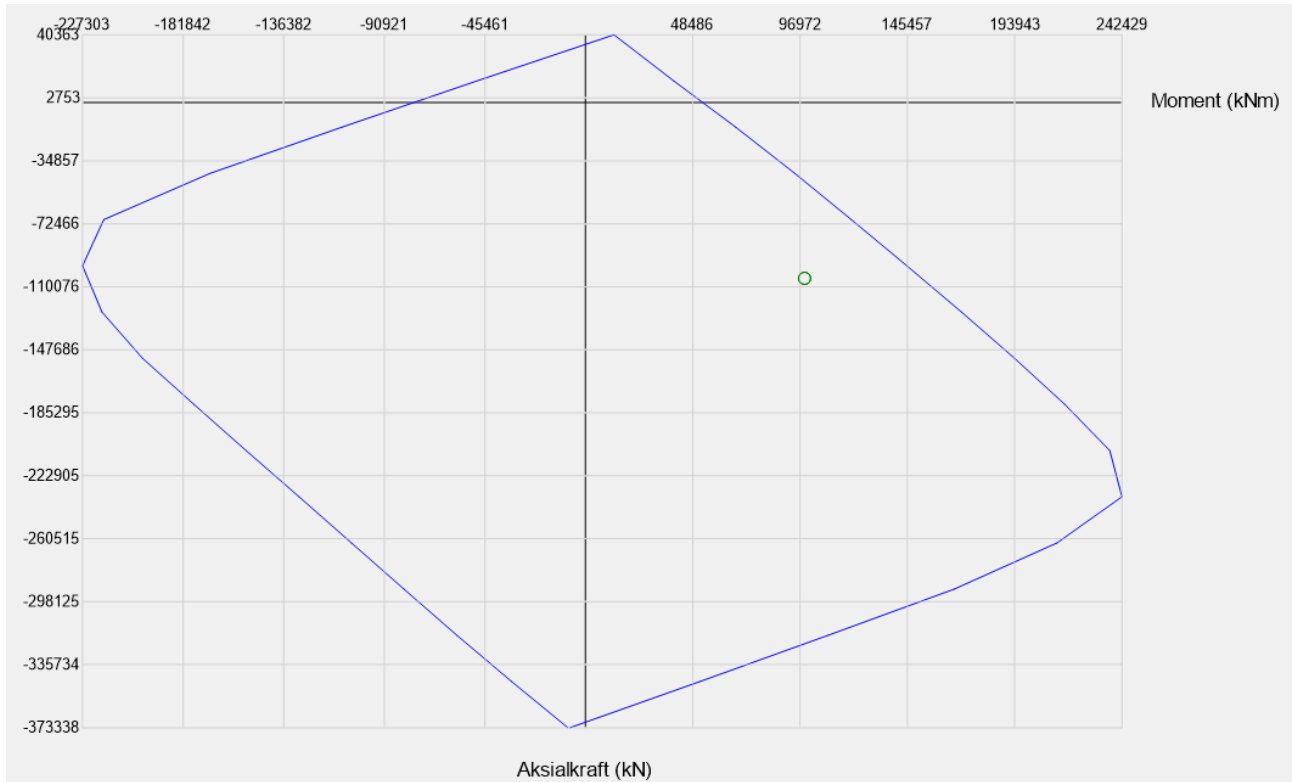
Figur 3-27. Tverrsnittsgeometri og innlagt slakkarmering.



Figur 3-28. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger ULS.



Figur 3-29. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger SLS. Strekk i ca. halvparten av tverrsnittet, men strekkspenninger begrenset til ca. 85MPa -> OK.



Figur 3-30. M/N-diagram fra ConDim.

FORCES Plot forces

Loadcomb.	Axial	Moment	Utz
Mx_SLS	-105000	99000	0.72

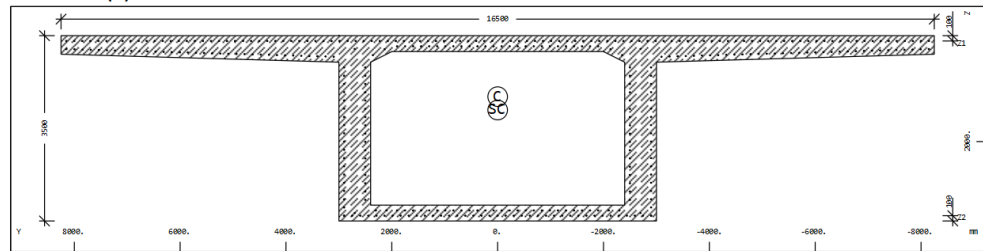
Figur 3-31. Utnyttelse M/N fra ConDim.

## 4 Dimensjonering viadukt ferdigfase

Det brukes 12stk gjennomgående parabelkabler i viadukten (6 per steg). I tillegg legges det inn 8stk ekstra kabler i overgurten over støtte, dvs. totalt 20stk kabler over støtte. Det er brukt 22-lissers kabler med et totalt areal per kabel på 3300mm<sup>2</sup>. Det brukes betong B55 SV-Standard. Tverrsnitt over støtte og i felt med tilhørende egenskaper fra Sofistik vises under:

K10 - Ny Sarpsfossen vegbru  
Sections

Cross section No. 103 - Brudekke (1)



Cross section No. 103 - Brudekke (1)

Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
6	1.1622E+01	6.759E+00	1.825E+01	0.0	0.0	38214	30218.5	1.804E+02
2 <sup>1</sup>	2.811E+01	2.483E+00	1.804E+02	1151.0	1404.5	15923	(BEAM)	1.825E+01

<sup>1</sup> Reinforcements are not considered in the sectional values

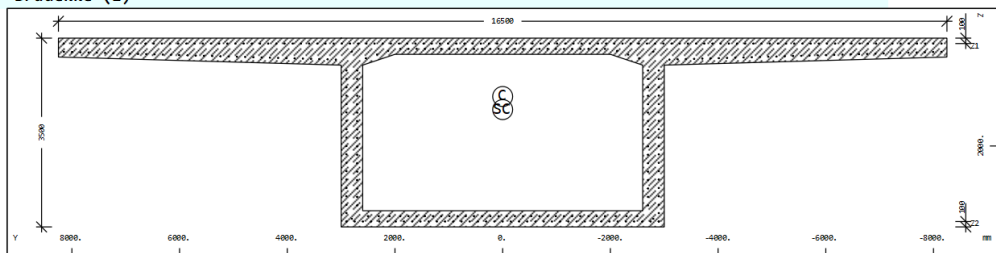
Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m <sup>2</sup> ]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	transverse shear deformation area	E[N/mm <sup>2</sup> ]	Young's modulus
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m <sup>4</sup> ]	torsional moment of inertia		
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Shear modulus		

Figur 4-1. Tverrsnitt viadukt støtte.

K10 - Ny Sarpsfossen vegbru  
Sections

As	reinforcement area	N-p	prestress normal force
As-min	minimum reinforcement area	My-p,Mz-p	prestress bending moment
As-max	maximum reinforcement area		

Cross section No. 104 - Brudekke (1)



Cross section No. 104 - Brudekke (1)

Static properties of cross section

Mat	A[m <sup>2</sup> ]	Ay[m <sup>2</sup> ]	Iy[m <sup>4</sup> ]	yc[mm]	ysc[mm]	E[N/mm <sup>2</sup> ]	g[kg/m]	I-1[m <sup>4</sup> ]
MRf	It[m <sup>4</sup> ]	Az[m <sup>2</sup> ]	Iz[m <sup>4</sup> ]	zc[mm]	zsc[mm]	G[N/mm <sup>2</sup> ]		I-2[m <sup>4</sup> ]
		Ayz[m <sup>2</sup> ]	Iyz[m <sup>4</sup> ]					α[°]
6	1.0503E+01	6.621E+00	1.700E+01	0.0	0.0	38214	27306.5	1.734E+02
2 <sup>1</sup>	2.612E+01	1.846E+00	1.734E+02	1081.8	1324.8	15923	(BEAM)	1.700E+01

<sup>1</sup> Reinforcements are not considered in the sectional values

Mat	material number	yc[mm],zc[mm]	ordinate of elastic centroid
A[m <sup>2</sup> ]	sectional area	ysc[mm],zsc[mm]	ordinate of shear centre
Ay[m <sup>2</sup> ],Az[m <sup>2</sup> ],Ayz[m <sup>2</sup> ]	transverse shear deformation area	E[N/mm <sup>2</sup> ]	Young's modulus
Iy[m <sup>4</sup> ],Iz[m <sup>4</sup> ],Iyz[m <sup>4</sup> ]	bending moment of inertia	g[kg/m]	mass per length
I-1[m <sup>4</sup> ],I-2[m <sup>4</sup> ],α[°]	principal moments of inertia and angle of the principal axes		
MRf	reinforcement material number		
It[m <sup>4</sup> ]	torsional moment of inertia		
G[N/mm <sup>2</sup> ]	Shear modulus		

Figur 4-2. Tverrsnitt viadukt felt.

## 4.1 Metodikk

Samme metodikk som for FFB felt, spennarmeringen legges inn som en ytre last og er ikke modellert i Sofistik. Her brukes en reduksjon på 30% av primærmomentet i felt pga. tvang og tilsvarende verdi adderes til primærmomentet over støtte (gunstig effekt over støtte). For viadukten ble det satt opp en kopi av globalmodellen for å sjekke størrelsen av tvangsmomentet, det er den beregningen omfordelingen på 30% er basert på.

## 4.2 Resultat/dimensjonering

Følgende moment og aksialkraft beregnes for spennkablene i felt og over støtte, inkludert omfordeling pga. tvang:

<b>Felt viadukt</b>	
<b>Moment spennkabler</b>	
Antall lisser spennarmering	22 stk
Areal strands spennarmering	150 mm <sup>2</sup>
Antall spennkabler	12 stk
Flytspenning spennkabel	1640,00 MPa
Spenningsreduksjon etter låsetap	1,15
Andel av første ordens moment som fjernes pga. tvang	0,30
Eksentrisitet spennkabler tverrsnitt	1,63 m
Lastfaktor spennkabler gunstig	0,90
Maksimal spenning per kabel etter låsetap	1426 MPa
Maksimal strekkraft per kabel etter låsetap	4706 kN
Total karakteristisk strekkraft samtlige kabler (aksialkraft tverrsnitt)	56473 kN
Totalt karakteristisk moment samtlige kabler (inkl. red. tvang)	64436 kN
<b>Støtte viadukt</b>	
<b>Moment spennkabler</b>	
Antall lisser spennarmering	22 stk
Areal strands spennarmering	150 mm <sup>2</sup>
Antall spennkabler	20 stk
Flytspenning spennkabel	1640,00 MPa
Spenningsreduksjon etter låsetap	1,15
Eksentrisitet spennkabler tverrsnitt	0,99 m
Lastfaktor spennkabler gunstig	0,90
Maksimal spenning per kabel etter låsetap	1426 MPa
Maksimal strekkraft per kabel etter låsetap	4706 kN
Total karakteristisk strekkraft samtlige kabler (aksialkraft tverrsnitt)	94122 kN
Totalt karakteristisk moment samtlige kabler (inkl. addert tvang)	120796 kN

Armen over støtte er relativt kort slik at bidraget til momentet fra spennkablernes primæreffekt blir relativt lavt i forhold til aksialkraften, men samtidig kompenserer bidraget fra tvang fra feltet.

Henter ut snittkrefter fra Sofistik i ULS og SLS tiln. perm. i kritisk snitt i felt og adderer med effekten fra spennkablene (lastfaktor 0.9 i ULS og 1.0 i SLS):

Snittkrefter Sofistik felt viadukt ULS (LC 8113 maks My)						
Vy	Vz	N	Mt	My	Mz	
40	-2000	-8300	4700	171000	-1700	
Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)						
40	-2000	-59126	4700	113008	-1700	
Snittkrefter Sofistik felt viadukt SLS (LC 8301 maks My)						
30	170	-5900	1600	120000	-1000	
Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)						
30	170	-62373	1600	55564	-1000	
Snittkrefter Sofistik støtte viadukt ULS (LC 8102 maks My)						
-70	-20000	-6300	-3000	-329000	3700	
Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)						
-70	-20000	-91010	-3000	-220284	3700	
Snittkrefter Sofistik støtte viadukt SLS (LC 8302 maks My)						
-50	-14000	-4500	3100	-227000	2400	
Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)						
-50	-14000	-98622	3100	-106204	2400	

Resultater fra ConDim vises under. Materialeegenskaper er samme som for FFB og gjentas ikke her.

**Støtte:**

Generelt er det lagt inn Ø20cc200 i kontrollen, overalt.

**INPUT AND CALCULATION** Calculate

Limit state: ULS      Load combination: Mx\_max

	N [kN]	Mx [kNm]	Vy [kN]	Vx [kN]	My [kNm]	T [kNm]
External forces	-91000	-221000	-20000	0	3700	-3000
Internal forces	0	0			0	

All comb.  
 Inc. M2  
 All sections  
 Shear

Figur 4-3. Snittkrefter ConDim ULS.

**INPUT AND CALCULATION** Calculate

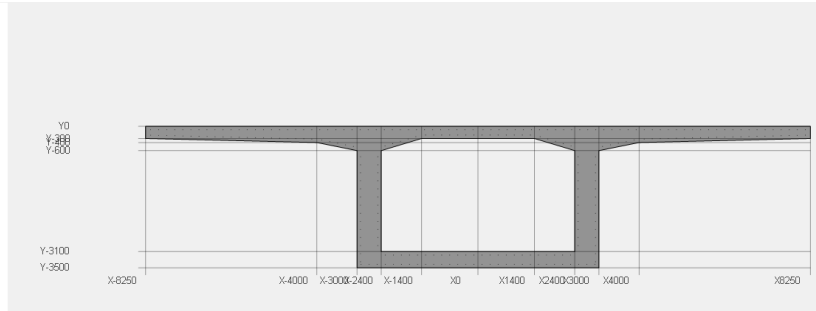
Limit state: SLS      Load combination: Mx\_SLS

	N [kN]	Mx [kNm]	Vy [kN]	Vx [kN]	My [kNm]	T [kNm]
External forces	-99000	-107000	-14000	0	2400	3100
Internal forces	0	0			0	

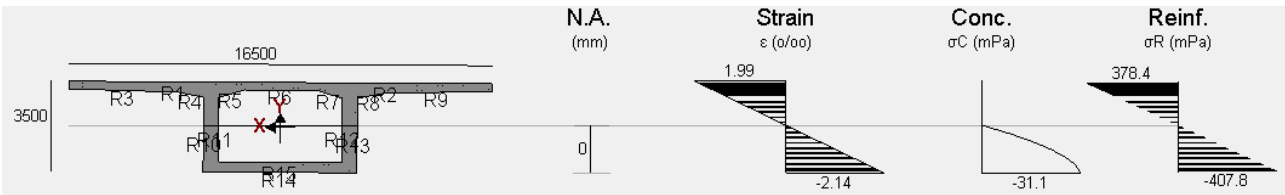
All comb.  
 Inc. M2  
 All sections  
 Shear

Figur 4-4. Snittkrefter ConDim SLS.

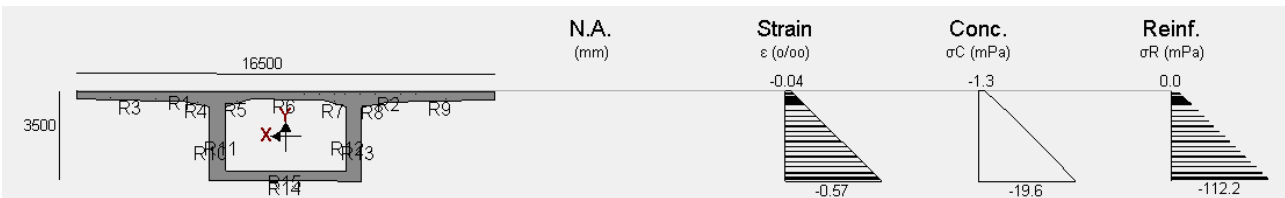
REINFORCEMENT																		
N	Am	Typ	K/V	Bun	As	As tot	c/c	Dia	Fs	node 1	node 2	Oavs	Kavst	Epsln	X-koor	Y-koor	node 3	eud
1	Slakka...	K	1	41	12881	200	200	500	1	2	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
2	Slakka...	K	1	41	12881	200	200	500	2	3	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
3	Slakka...	K	1	21	6597	200	200	500	10	11	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
4	Slakka...	K	1	5	1571	200	200	500	9	10	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
5	Slakka...	K	1	5	1571	200	200	500	15	14	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
6	Slakka...	K	1	14	4398	200	200	500	16	15	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
7	Slakka...	K	1	5	1571	200	200	500	17	16	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
8	Slakka...	K	1	5	1571	200	200	500	5	6	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
9	Slakka...	K	1	21	6597	200	200	500	4	5	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
10	Slakka...	K	1	14	4398	200	200	500	8	9	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
11	Slakka...	K	1	12	3770	200	200	500	14	13	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
12	Slakka...	K	1	12	3770	200	200	500	18	17	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
13	Slakka...	K	1	14	4398	200	200	500	6	7	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
14	Slakka...	K	1	30	9425	200	200	500	7	8	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00
15	Slakka...	K	1	24	7540	200	200	500	19	18	75	75	0.00	0	0	0	0	30.00



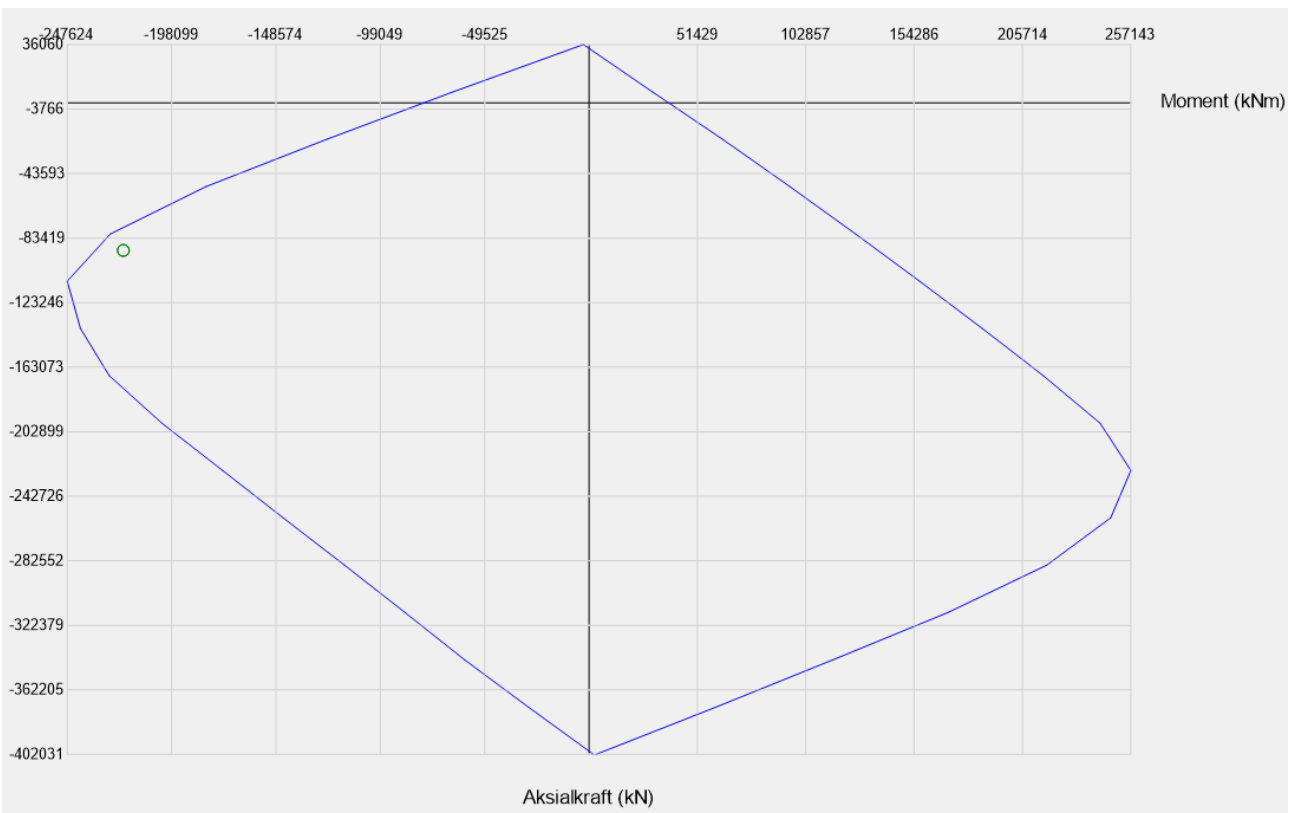
Figur 4-5. Tverrsnittsgeometri og innlagt slakkarmering.



Figur 4-6. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger ULS.



Figur 4-7. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger SLS, trykk i hele tverrsnittet.



Figur 4-8. M/N-diagram fra ConDim.

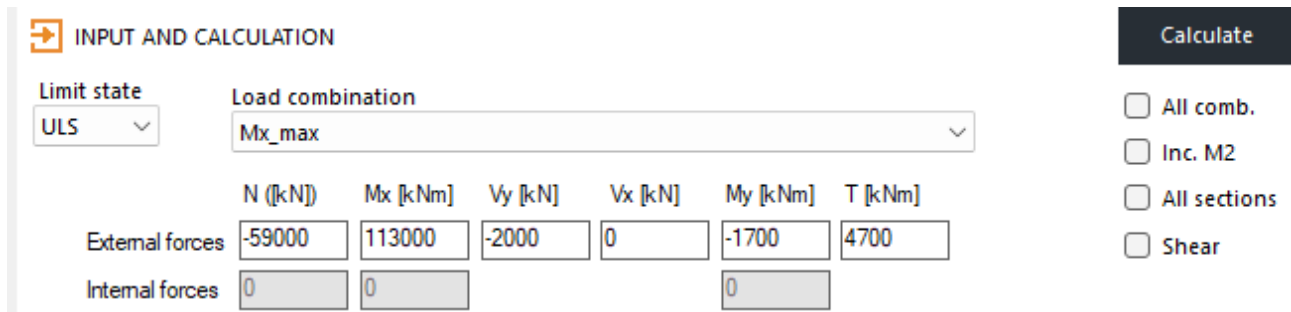


FORCES		Plot forces	
Loadcomb.	Axial	Moment	Utz
Mx_max	-91000	-221000	0.93

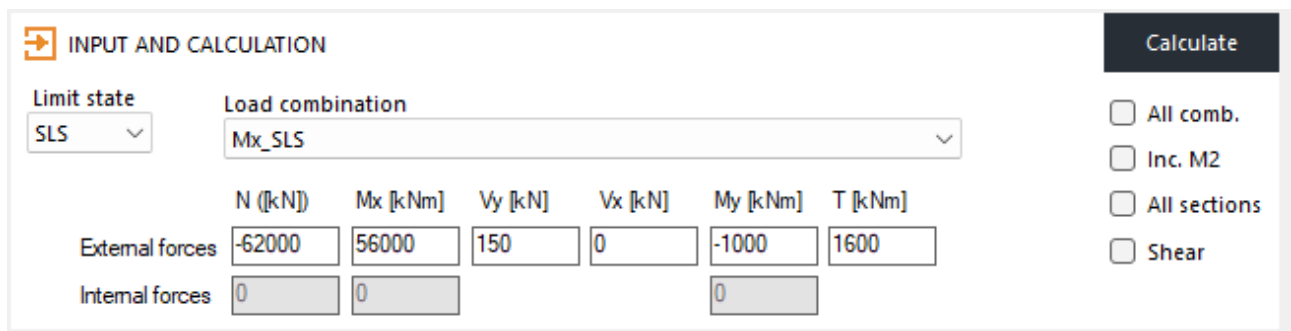
Figur 4-9. Utnyttelse M/N fra ConDim.

**Felt:**

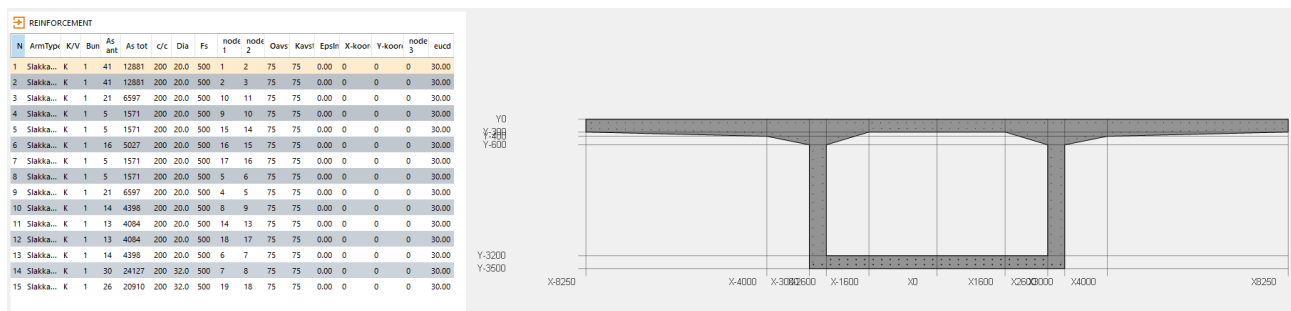
Generelt er det lagt inn Ø20cc200 i kontrollen, men i bunnflensen økes det lokalt i kritisk snitt felt til Ø32cc200.



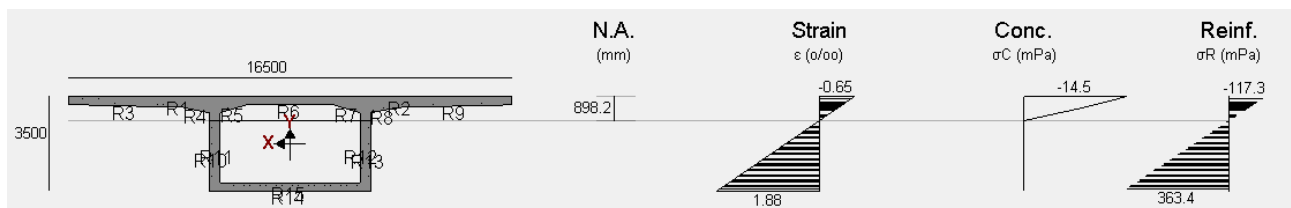
Figur 4-10. Snittkrefter ConDim ULS.



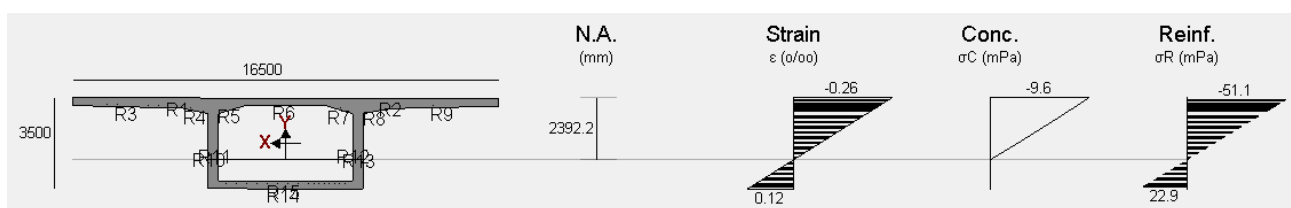
Figur 4-11. Snittkrefter ConDim SLS.



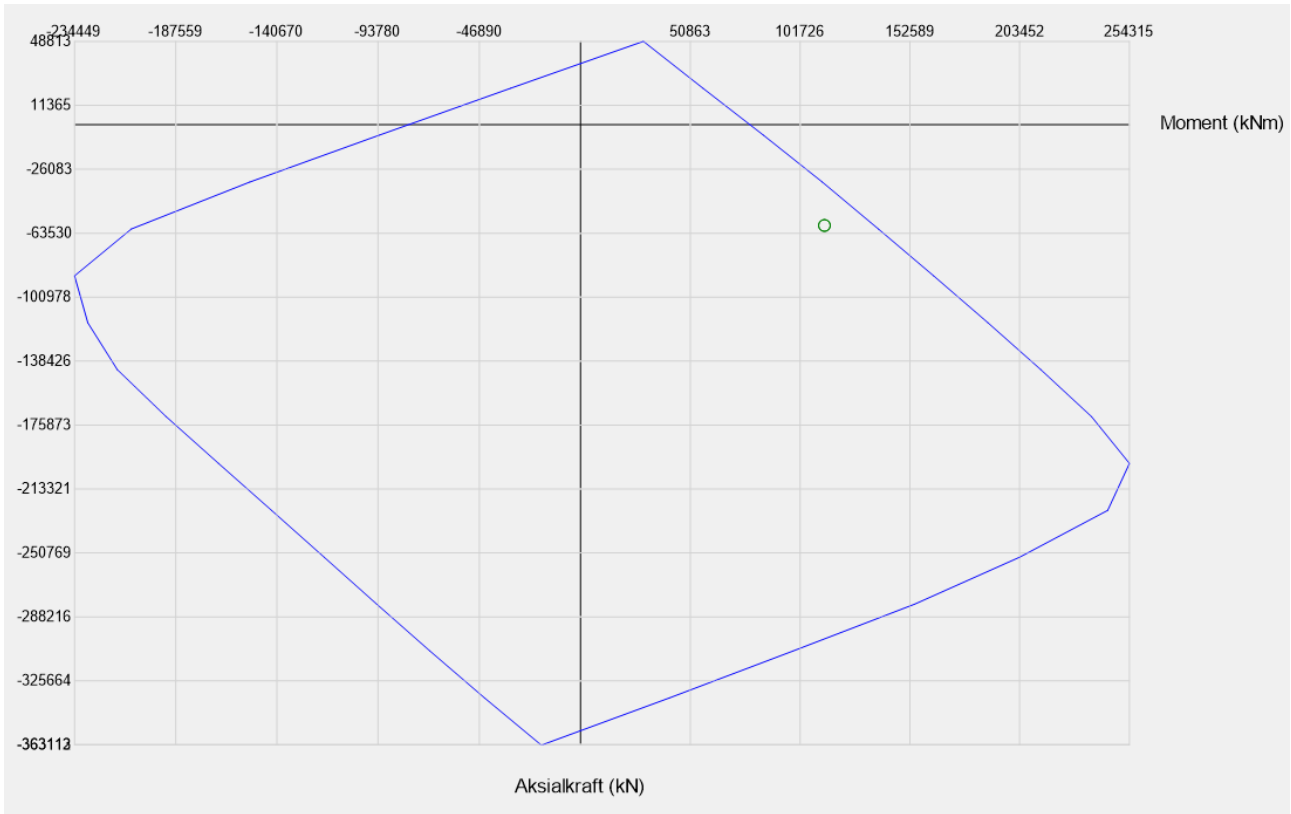
Figur 4-12. Tverrsnittsgeometri og innlagt slakkarmoring.



Figur 4-13. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger ULS.



Figur 4-14. Resultat fra ConDim: Tøyninger og spenninger SLS. Strekksonen går et stykke opp i stegene, men strekkspenninger begrenset til ca. 25MPa -> OK.



Figur 4-15. M/N-diagram fra ConDim.

FORCES		Plot forces	
Loadcomb.	Axial	Moment	Utz
Mx_max	-59000	113000	0.86

Figur 4-16. Utnyttelse M/N fra ConDim.

## 5 Byggefase – Kontroll FFB

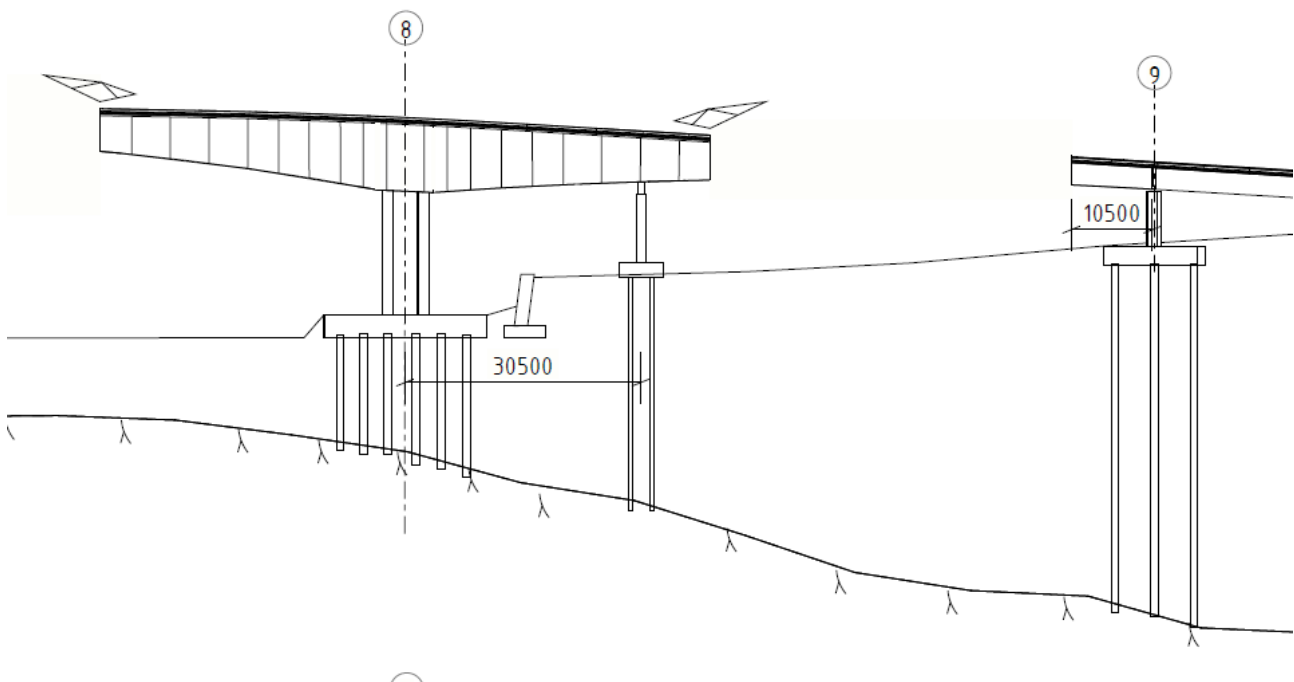
**Merk:** Byggefasen for FFB er kontrollert med søyleutforming fra den forrige fasen i prosjektet, med massive søyler i akse 7 og 8. Dynamisk analyse med oppdaterte tverrsnitt og endelige stivheter på hjelpetårnene må utføres i detaljprosjekteringen. Det er flere muligheter for å justere stivheten til konstruksjonen i byggefasen ved behov. Skivesøylene kan kobles sammen, samt at avstanden mellom aksene og hjelpetårnene kan tilpasses. Kostnadsestimatet baserer seg på pelelengder for en løsning der hjelpetårnene er plassert 30,5 meter fra aksene.

FFB i byggefasen er kontrollert for to mulige plasseringer av hjelpetårnene; 30.5m fra aksene og 60.5m fra aksene, med hensikten å muliggjøre en tverrfaglig fleksibilitet.

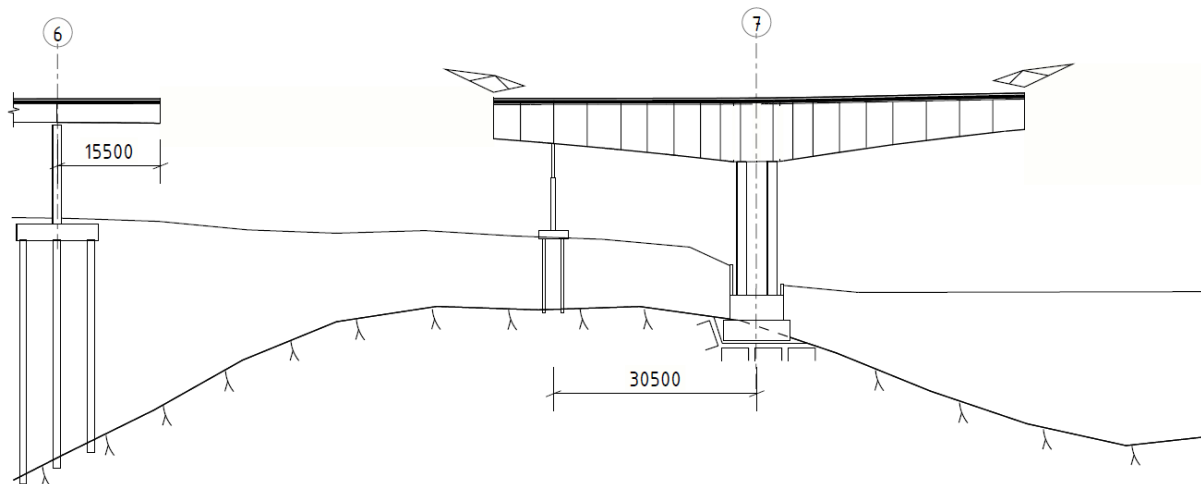
Anbefalt løsning er plassering av hjelpetårnene 30.5m fra aksene, se figur under. Hjelpetårnet ved både akse 7 og 8 fundamenteres på peler. Byggefasen blir ikke dimensjonerende.

Figur 5-1 viser tenkt plassering for hjelpetårn ved akse 8. Kostnaden for fundamenteringen er mindre sammenlignet med den alternative plasseringen 60.5m fra aksene der det kreves lange peler.

Figur 5-2 viser plasseringen av hjelpetårnet ved akse 7, på landsiden mot akse 6. Pelene blir kortere sammenlignet med plassering 60.5m fra aksene og basert på bergmodellen er det ikke skrått berg i dette området.



Figur 5-1. Plassering av hjelpetårn akse 8. Skråpeler akse 8 ikke vist.



Figur 5-2. Plassering av hjelpetårn akse 7, på landsiden mot akse 6.

Alternativet med hjelpetårn 60.5m fra aksene er den største avstanden fra aksene uten at byggefasen blir dimensjonerende. Hjelpetårnet må da i tillegg fundamenteres på lange peler som utsettes for både trykk og strekk.

Det er utført dynamisk vindanalyse med begge tårnplasseringene og full utkrager (dvs. rett før koblingsseksjonene). Uten hjelpetårn er det kun utført dynamisk vindanalyse med utkrager på 60.5m, da dette vil være dimensjonerende over situasjonen med 30.5m utkrager.

Kreftene i akse 7 og 8 i byggefasen er tilnærmet like. Begge aksenes dimensjoneres for like krefter.

Stivhet av hjelpetårnene er antatt iht. følgende (ikke utført detaljerte beregninger på hjelpetårnene, endelig stivhet må bestemmes i detaljprosjektering):

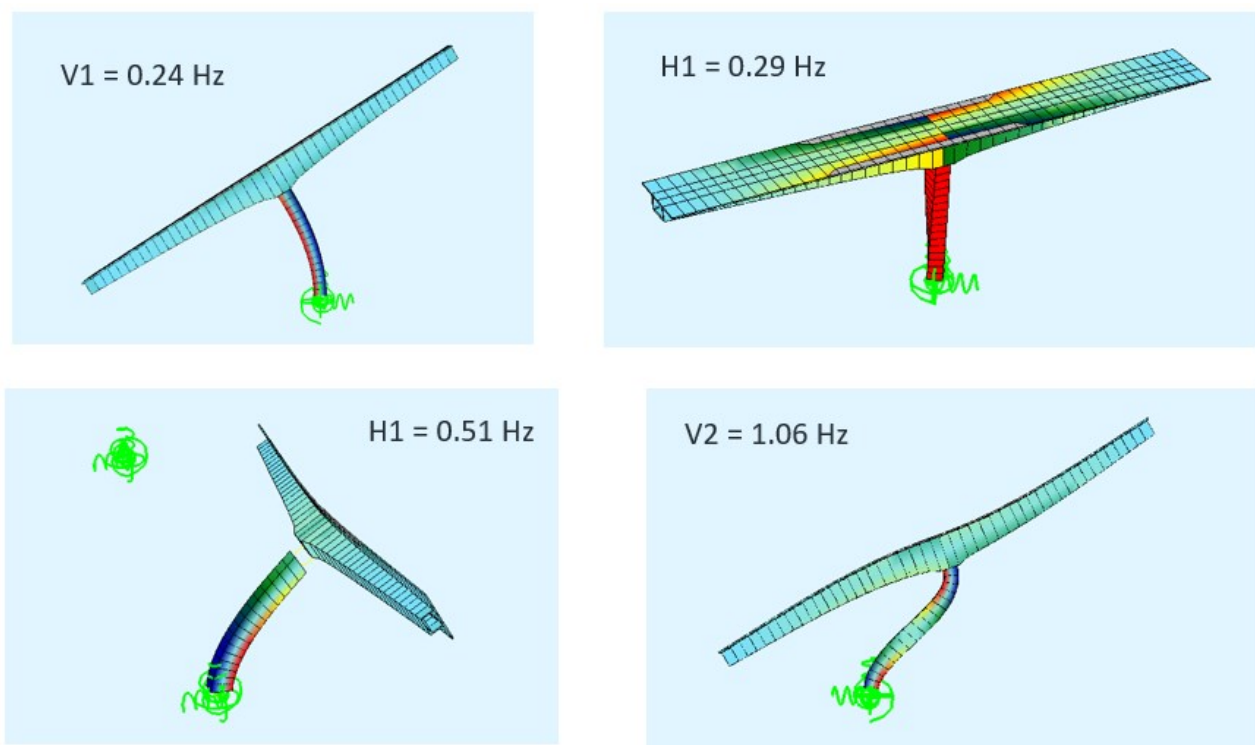
```
6 $ Hjelpesøyle akse 7 og 8 (foreløpig antatt like)
7 $ Ekvivalente stivheter/arealer/treghetsmomenter hentet fra analyse \01 Analyser\Hjelpesøyle\A3_00
8 SVAL TITL 'Hjelpesøyle A7' NO #grp_hj_A7 MNO 80 A #A_hj[m2] IY #I_hj_y[m4] IZ #I_hj_z[m4] IT #I_hj_t[m4] AY #A_sh_y[m2] AZ #A_sh_z[m2]
9 SVAL TITL 'Hjelpesøyle A8' NO #grp_hj_A8 MNO 80 A #A_hj[m2] IY #I_hj_y[m4] IZ #I_hj_z[m4] IT #I_hj_t[m4] AY #A_sh_y[m2] AZ #A_sh_z[m2]
10
!sto#A_hj 0.0799 $ m2
!sto#I_hj_y 0.319 $ m4
!sto#I_hj_z 0.976 $ m4
!sto#I_hj_t 0.192 $ m4
;sto#A_sh_y 0.018427 $ m2, i global y-retning
;sto#A_sh_z 0.012409 $ m2, i global x-retning
```

## 5.1 Før hjelpetårn – utkrager 60.5m

Beregningene utføres med 60.5m utkrager og dekker da automatisk også situasjonen med 30.5m utkrager.

Fritt frambygg-delen av brua er i vindlastklasse 2 i byggefasen. Lastvirkningene fra vind bestemmes derfor på grunnlag av en dynamisk analyse, ref. N400 punkt 5.6.3. Det utføres en buffeting analyse og en analyse av hvirvelavløsningssvingninger som kombineres.

For vindanalysen er statiske koeffisienter tatt fra Strømmen «*Dynamisk respons for fritt-frembygg-bro i byggetilstanden*», basert på kurvetilpassing av forsøksdata. Konstruksjonens demping er antatt som 0.8% (urisset tilstand) i alle moder. Egenfrekvens hentes fra globalmodellen i Sofistik. Dynamisk vind er sjekket med programmet «wawi» med Quasi-steady teori i frekvensplanet. Snittkrefter fra vind hentes ut og adderes med øvrige snittkrefter fra Sofistik i Excel.



Figur 5-3. De første egenfrekvensene, hentet fra Sofistik.

Totale snittkrefter samt bidragene fra statisk og dynamisk vind presenteres i utklippene under. Vind får kombineringsfaktor lik 0 for  $\psi_1, \psi_2, \psi_{1,infq}$  under utførelse, ref. NS-EN 1990 tabell NA.A2.1.

			søylebunn og fundament	Overbygning
		<b>Moment fra vind (statisk + dynamisk, karakteristisk verdi)</b>	30000	22000 [kNm]
		<b>Dimensjonerende moment fra vind</b>		
<b>Grensetilstand</b>	<b>Lastfaktor vind</b>	<b>søylebunn og fundament</b>	<b>Overbygning</b>	
ULS 6.10a	1,60	48000	35200	
ULS 6.10b	1,28	38400	28160	
ULS EQU	1,60	48000	35200	
ALS	0,00	0	0	
SLS perm	0,00	0	0	
SLS freq	0,00	0	0	

Figur 5-4. Bidrag fra vind.

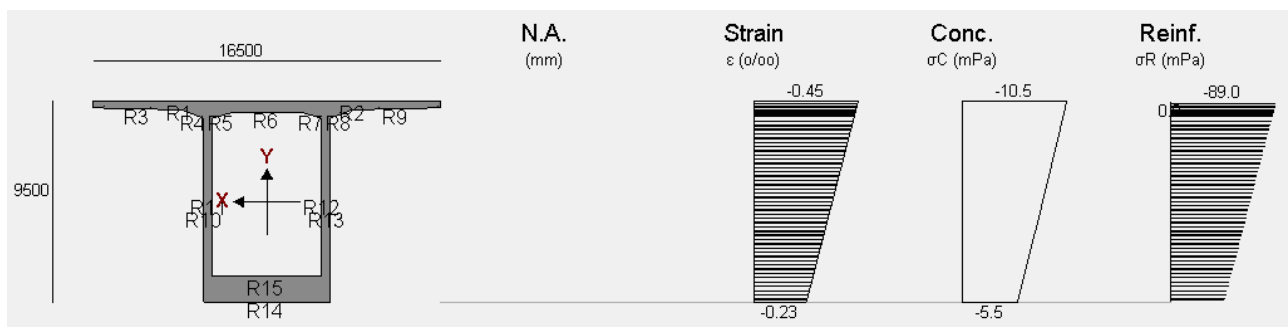
<b>Søylebunn snittkrefter SOFiStiK + vind (endelig komb)</b>						
	Vy	N	Vz	Mt	My	Mz
ULS 6,10a maks	0	-105081	0	0	160495	-7076
ULS 6,10a min	0	-76804	0	0	-137966	-5204
ULS 6,10b maks	0	-94038	0	0	147976	-6383
ULS 6,10b min	0	-76804	0	0	-126296	-5204
ULS EQU maks**	0	-78883	0	0	163530	-5297
ULS EQU min**	0	-76633	0	0	-123172	-5057
ALS maks	0	-77840	0	0	135234	-4923
ALS min	0	-75990	0	0	-59466	-5023
SLS perm maks	0	-77490	0	0	76962	-5183
SLS perm min	0	-75990	0	0	-59466	-5023
SLS freq maks	0	-77319	0	0	86878	-5037
SLS freq min	0	-75819	0	0	-49550	-4877

Figur 5-5. Snittkrefter søylebunn. Snittkrefter i fundament tilnærmet identiske da horisontalkreftene er neglisjerbare. Kun et tillegg på egenvekt.

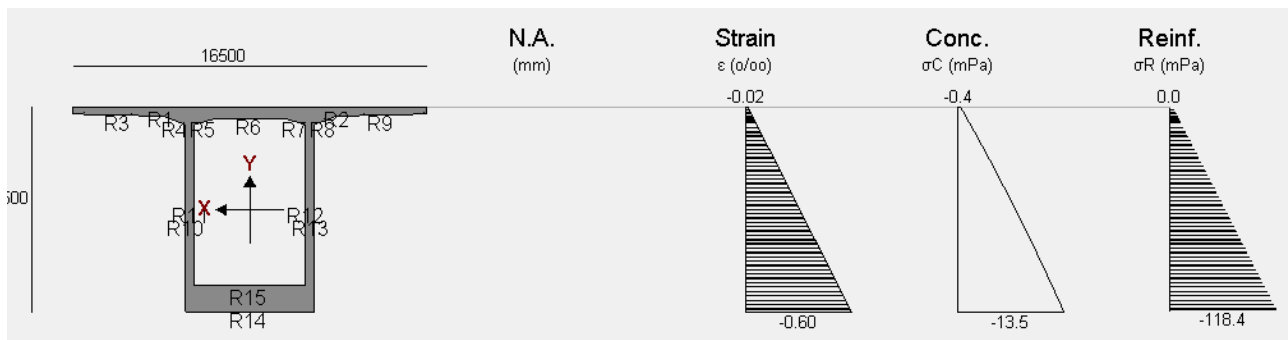
Overbygning snittkrefter SOFiStiK + vind (endelig komb)						
	Vy	N	Vz	Mt	My*	Mz
ULS 6,10a maks	-37	-181227	-24500	-123	173807	1487
ULS 6,10a min	-30	-148276	-36716	-101	-450054	1217
ULS 6,10b maks	-37	-181227	-24500	-123	166767	1487
ULS 6,10b min	-30	-148276	-33077	-101	-335779	1217
ULS EQU maks**	-37	-181227	-24500	-123	173807	1487
ULS EQU min**	-30	-148276	-28141	-101	-197311	1217
ALS maks	-34	-164752	-24500	-112	60358	1352
ALS min	-34	-164752	-27627	-112	-74639	1352
SLS perm maks	-34	-164752	-24500	-112	60358	1352
SLS perm min	-34	-164752	-26927	-112	-35789	1352
SLS freq maks	-34	-164752	-24500	-112	60358	1352
SLS freq min	-34	-164752	-26927	-112	-35789	1352

Figur 5-6. Snittkrefter overbygning.

Utnyttelsen i overbygningen er lav, det er trykk i hele tverrsnittet i samtlige lastkombinasjoner i samtlige grensetilstander, se utklipp for ULS 6.10a fra ConDim under.

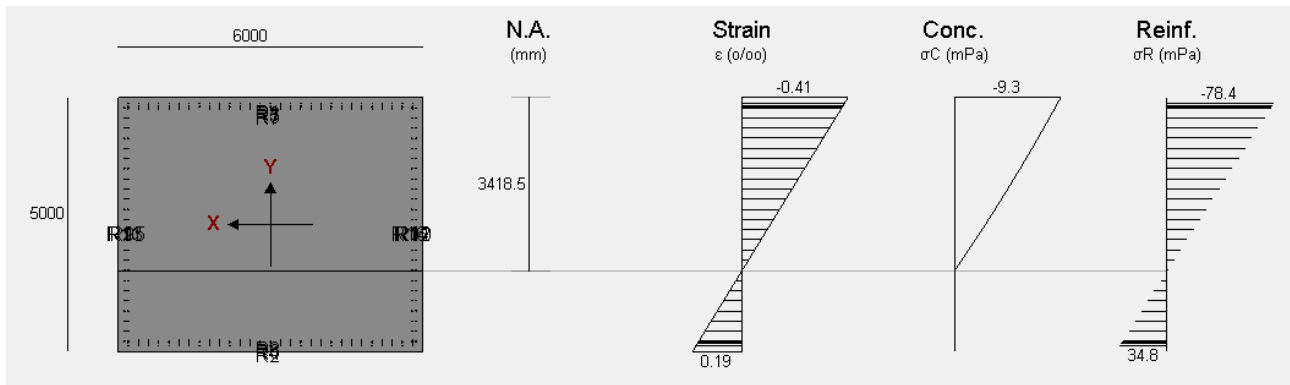


Figur 5-7. Tøyninger og spenninger overbygning ULS 6.10a maks.

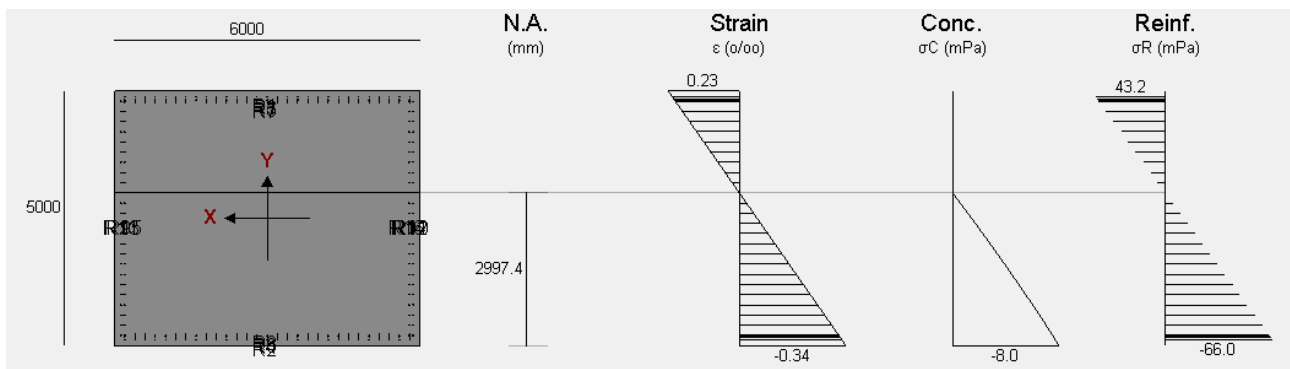


Figur 5-8. Tøyninger og spenninger overbygning ULS 6.10a min.

Søylene har lav utnyttelse i ULS, ALS og SLS perm, se utklipp fra ConDim for ULS 6.10a:



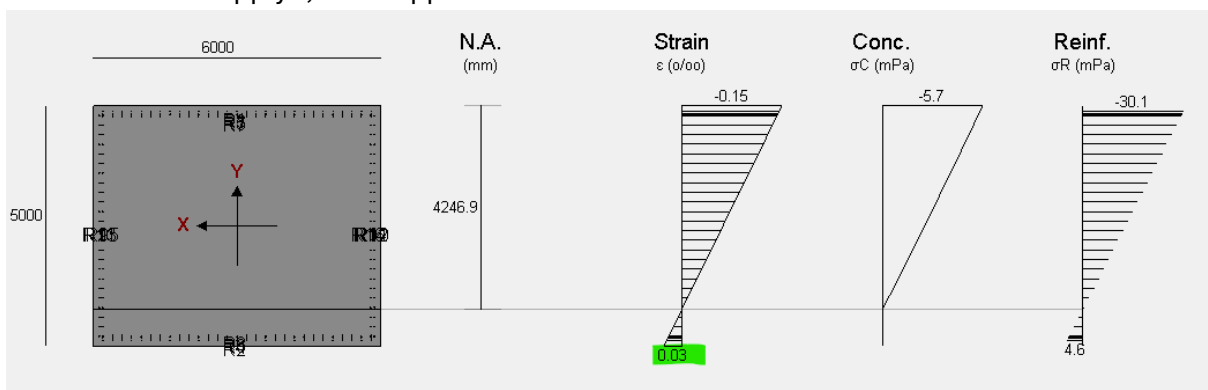
Figur 5-9. Tøyninger og spenninger søyler ULS 6.10a maks.



Figur 5-10. Tøyninger og spenninger søyler ULS 6.10a min.

I SLS freq skal den dimensjonerende strekkapasiteten til betongen ikke overskrides, ref. krav under punkt 4.1.6 i N400. Det er strekk i tverrsnittet i denne situasjonen i ConDim, sjekker derfor tøyningen mot kravet:

- Karakteristisk strekkspenning for betongen er 2.7MPa, hvilket gir dimensjonerende strekkspenning lik  $0.85 \cdot 2.7\text{MPa} / 1.0 = 2.3\text{MPa}$  (materialfaktor 1.0 i SLS).
- Med urisset tverrsnitt og E-modul lik 30000MPa tilsvarer dette en tøyning lik:  $2.3\text{MPa} / 30000\text{MPa} = 0.076$  promille. Tøyningen på strekksiden er 0.03 promille i ConDim, dvs. kravet er oppfylt, se utklipp under fra ConDim.



Figur 5-11. Tøyninger i søylene i SLS freq.

Utnyttelsen på fundamenteringen er lav. Se utklipp fra kontroll av bæreevne og stabilitet under, samt kontroll av lasteksentrisitet i SLS:

**Kontroll av bæreevne og stabilitet ULS (N400 pkt 7.2.2)**

Kontroll av bæreevne og stabilitet ULS (N400 pkt 7.2.2)										
Henter ut reaksjonskrefter fra globalmodellen i Sofistik.										
For rektangulære fundamenter:										
— $A_0 = (B_x - 2e_x)(B_y - 2e_y)$										
Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]		Moment Mx [kNm]		Eksentrisiteter [mm]		Effektiv fundamentflate [m <sup>2</sup> ]	Grunntrykk [Mpa]
B (y)*	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex			σg	
10000	10000	84500	164000	164000	5500	1941	65	60,4	1,4	
10000	9000	84500	164000	164000	5500	1941	65	54,3	1,6	
10000	6000	84500	164000	164000	5500	1941	65	35,9	2,4	
9000	10000	84500	164000	164000	5500	1941	65	50,5	1,7	
9000	9000	84500	164000	164000	5500	1941	65	45,4	1,9	
9000	7000	84500	164000	164000	5500	1941	65	35,2	2,4	
8000	14000	84500	164000	164000	5500	1941	65	57,1	1,5	

Figur 5-12. Kontroll bæreevne og stabilitet, utklipp fra beregning i excel.

**Kontroll av lasteksentrisitet SLS sjeldent forekommende (N400 pkt 7.2.3)**

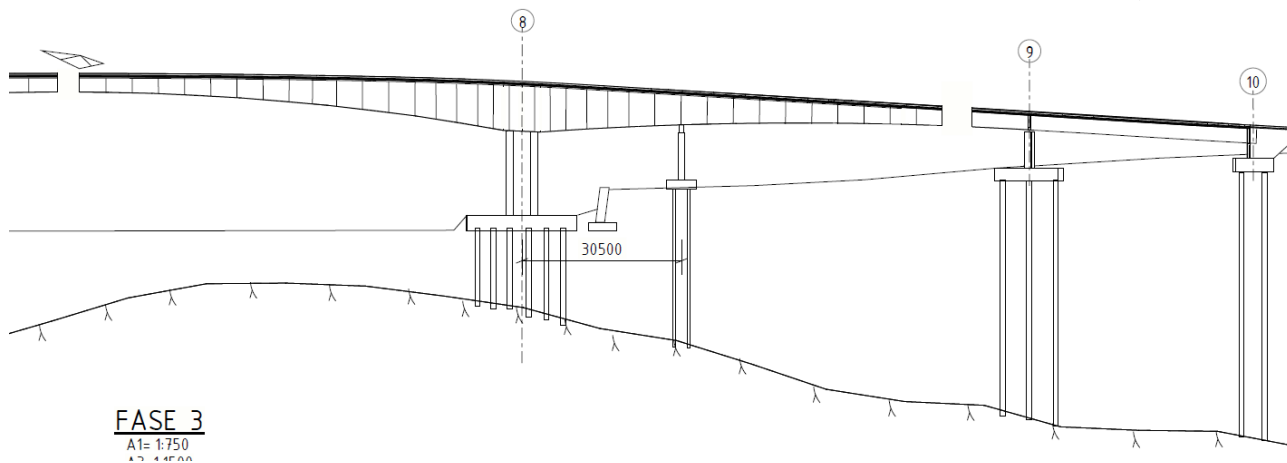
Kontroll av lasteksentrisitet SLS sjeldent forekommende (N400 pkt 7.2.3)									
Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]		Moment Mx [kNm]		Eksentrisiteter [mm]		Eksentrisitetskontroll (<=1.0)
B (y)	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex			
10000	10000	80000	87000	87000	4000	1088	50	0,33	
10000	9000	80000	87000	87000	4000	1088	50	0,33	
10000	6000	80000	87000	87000	4000	1088	50	0,33	
9000	10000	80000	87000	87000	4000	1088	50	0,36	
9000	9000	80000	87000	87000	4000	1088	50	0,36	
9000	7000	80000	87000	87000	4000	1088	50	0,36	
8000	14000	80000	87000	87000	4000	1088	50	0,41	

Figur 5-13 Kontroll av lasteksentrisitet, utklipp fra beregning i excel.

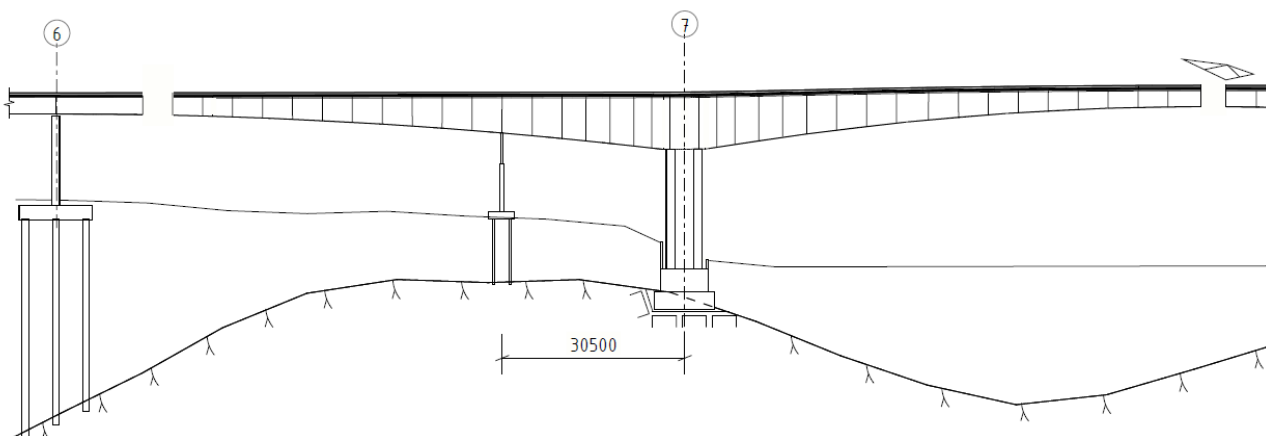
Konklusjonen er at både 60.5m og 30.5m utkrager er OK og ikke dimensjonerende sammenlignet med ferdigfasen. Lengre utkrager enn 60.5m vil være dimensjonerende ovenfor ferdigfasen.

## 5.2 Hjelpetårn ved 30.5m + maksimal utkrager

Situasjonen med hjelpesøyle og maksimal utkrager før koblingen mot sidespennene, se figurer under.



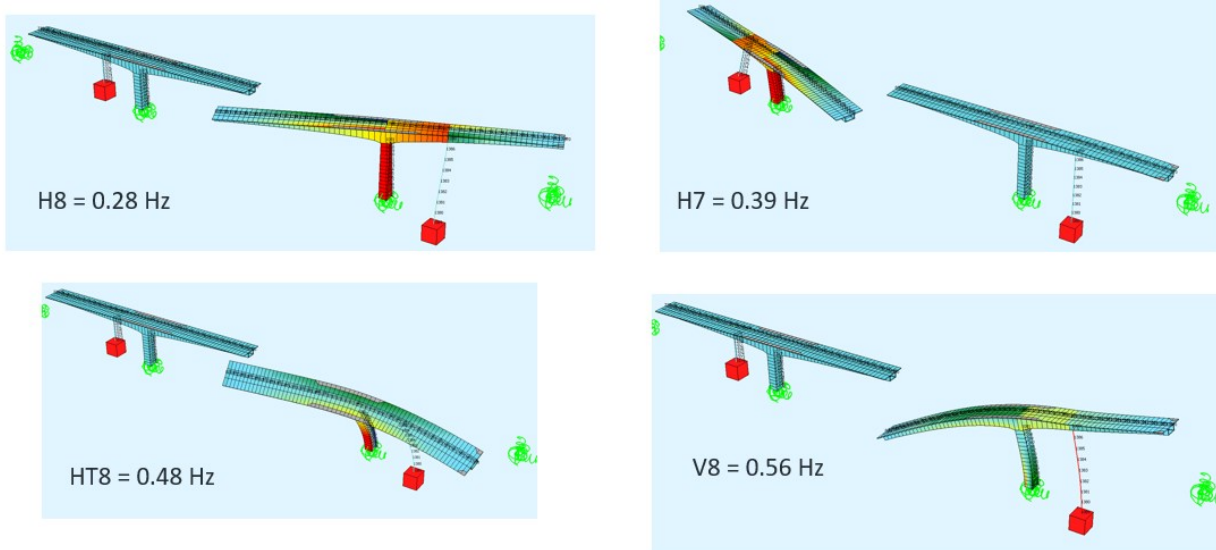
Figur 5-14. Byggefasen med hjelpetårn 30.5m fra aksene ved akse 8, rett før kobling med full utkrager. Usikkerhet knyttet fundamenteringen på hjelpetårn, enten direkte på berg alternativt pelefundamentering. OBS! Skråpeler i akse 8 ikke vist i utklippet.



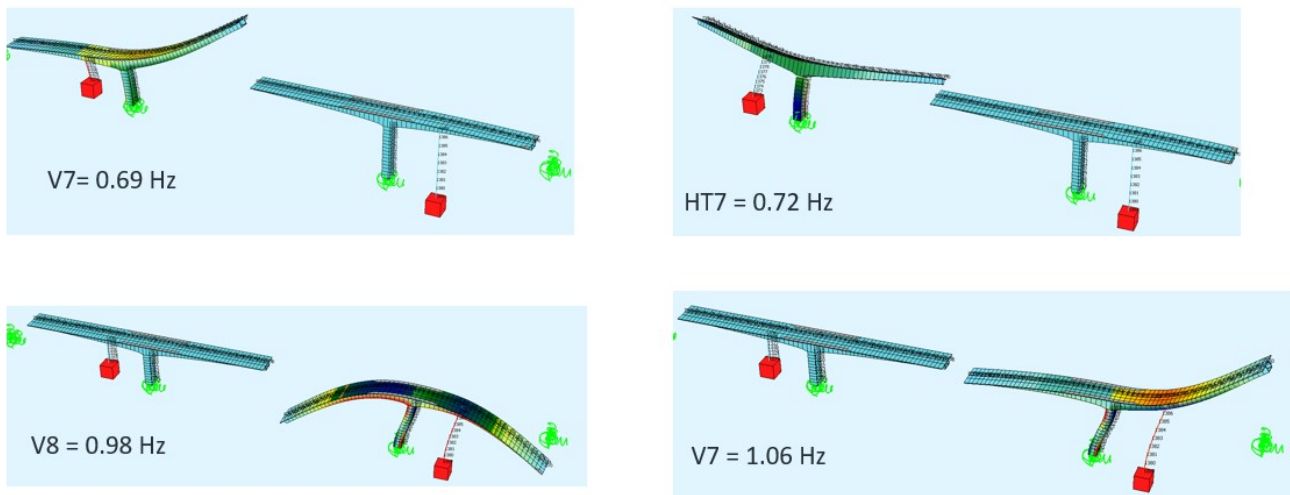
Figur 5-15. Byggefasen med hjelpetårn 30.5m fra aksene ved akse 7, rett før kobling med full utkrager.

Dimensjoneringsmetoden er helt lik som byggefasen før hjelpetårn – dvs. dynamisk vindanalyse utføres med programmet «wawi» og snittkreftene fra vindanalysen adderes med øvrige krefter fra Sofistik i Excel. Egenfrekvensene vises under.

Fundamenteringen av hjelpetårnet dimensjoneres, men ikke selve hjelpetårnet. Hjelpetårnet er ikke kritisk for løsningen og endringer i dimensjoner er tilnærmet neglisjerbart i det totale kostnadsbildet for brua.



Figur 5-16. De første egenfrekvensene, hentet fra Sofistik.



Figur 5-17. De første egenfrekvensene, hentet fra Sofistik.

Totale snittkrefter samt bidragene fra statisk og dynamisk vind presenteres i utklippene under. Vind får kombineringsfaktor lik 0 for  $\psi_1, \psi_2, \psi_{1,infq}$  under utførelse, ref. NS-EN 1990 tabell NA.A2.1.

		Bunn hjelpesøyle	sølebunn og fundament	Overbygning	*OBS! Bruker største verdi fra vindberegninger uavhengig av fortegn, konservativt		
Moment My fra vind (statisk + dynamisk, karakteristisk verdi)			150	4500	14000 [kNm]		
Moment Mz fra vind (statisk + dynamisk, karakteristisk verdi)			8500	61000	31000 [kNm]		
		My			Mz		
Grensetilstand	Lastfaktor vind	Dimensjonerende moment fra vind bunn hjelpesøyle	Dimensjonerende moment fra vind sølebunn og fundament	Dimensjonerende moment fra vind overbygning	Dimensjonerende moment fra vind sølebunn og fundament	Dimensjonerende moment fra vind overbygning	
ULS 6.10a	1,60	240	7200	22400	13600	97600	49600
ULS 6.10b	1,28	192	5760	17920	10880	78080	39680
ULS EQU	1,60	240	7200	22400	13600	97600	49600
ALS	0,00	0	0	0	0	0	0
SLS perm	0,00	0	0	0	0	0	0
SLS freq	0,00	0	0	0	0	0	0

Figur 5-18. Bidrag fra vind.

Søylebunn snittkrefter SOFiSTiK + vind (endelig komb)						
	Vy	N	Vz	Mt	My	Mz
ULS 6,10a maks	0	-129734	0	-2372	122651	-121763
ULS 6,10a min	0	-87824	0	-1850	-7904	79142
ULS 6,10b maks	0	-116649	0	-2135	109926	-99846
ULS 6,10b min	0	-87883	0	-1850	-6252	59619
ULS EQU maks**	0	-99177	0	-1785	94795	-115822
ULS EQU min**	0	-88119	0	-1818	-4741	79434
ALS maks	0	-98578	0	-1677	80008	-17145
ALS min	0	-85399	0	-1836	1489	-18288
SLS perm maks	0	-95859	0	-1748	68215	-17743
SLS perm min	0	-88123	0	-1766	13158	-17690
SLS freq maks	0	-96052	0	-1715	69683	-17446
SLS freq min	0	-88342	0	-1734	13823	-17395

Figur 5-19. Snittkrefter søylebunn. Snittkrefter i fundament tilnærmet identiske da horisontalkreftene er neglisjerbare. Kun et tillegg på egenvekt.

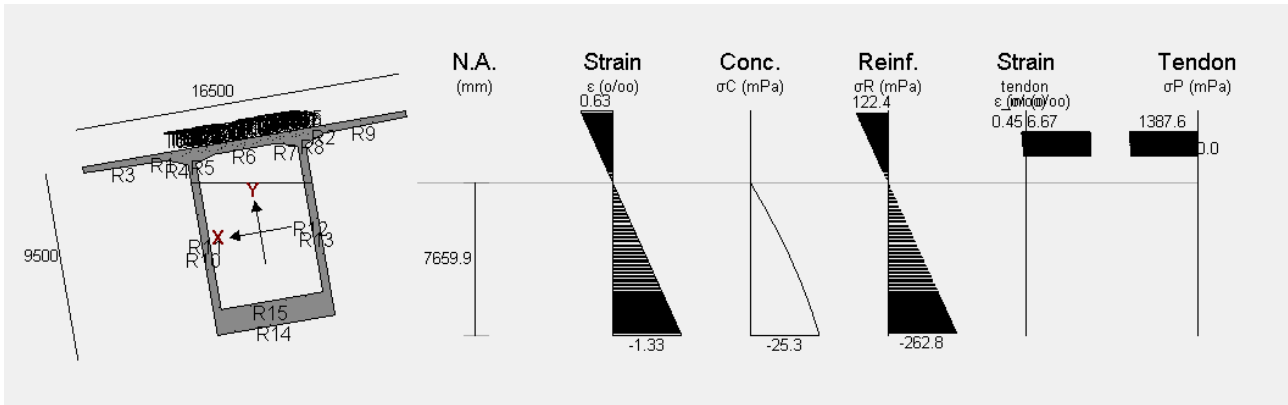
Overbygning snittkrefter SOFiSTiK + vind (endelig komb)						
	Vy	N	Vz	Mt	My*	Mz
ULS 6,10a maks	0	-264902	-32255	0	-4932	52382
ULS 6,10a min	0	-216738	-48237	0	-979301	-47324
ULS 6,10b maks	0	-264902	-32255	0	-9412	42462
ULS 6,10b min	0	-216738	-43447	0	-783958	-37404
ULS EQU maks**	0	-264902	-32255	0	-4932	52382
ULS EQU min**	0	-216738	-36947	0	-529456	-47324
ALS maks	0	-240820	-31555	0	-85340	2529
ALS min	0	-240820	-36083	0	-365379	2529
SLS perm maks	0	-240820	-32255	0	-141690	2529
SLS perm min	0	-240820	-35383	0	-309029	2529
SLS freq maks	0	-240820	-32255	0	-141690	2529
SLS freq min	0	-240820	-35383	0	-309029	2529

Figur 5-20. Snittkrefter overbygning.

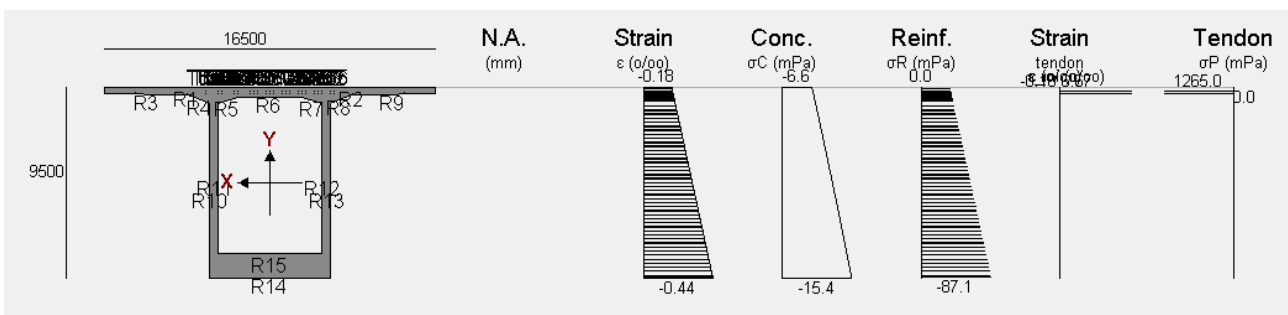
Bunn hjelperåm snittkrefter SOFiSTiK + vind + G fundament (endelig komb)							
	Vy	N	Vz	Mt	My	Mz	
ULS 6,10a maks	0	-2180	0	0	7517	15130	
ULS 6,10a min	0	-10395	0	0	571	-12509	
ULS 6,10b maks	0	-1838	0	0	7207	12270	
ULS 6,10b min	0	-10341	0	0	360	-9794	
ULS EQU maks**	0	-960	0	0	6345	14775	
ULS EQU min**	0	-9964	0	0	383	-12528	
ALS maks	0	-150	0	0	5109	1101	
ALS min	0	-11252	0	0	922	1078	
SLS perm maks	0	-2521	0	0	4432	1120	
SLS perm min	0	-8877	0	0	1554	1059	
SLS freq maks	0	-2185	0	0	4597	1107	
SLS freq min	0	-8518	0	0	1518	1042	

Figur 5-21. Snittkrefter bunn hjelpesøyle.

Utnyttelsen i overbygningen er lav. Det er strekk i noen situasjoner i ULS, se utklipp for ULS 6.10a fra ConDim under. I SLS er det trykk i samtlige situasjoner, se utklipp for ofte forekommende situasjon under.

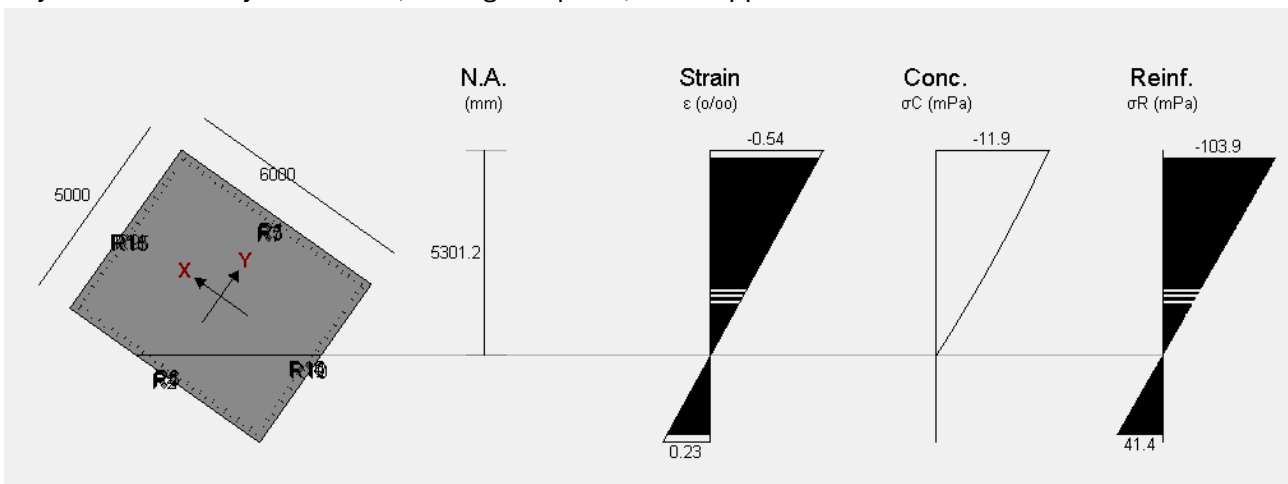


Figur 5-22. Tøyninger og spenninger overbygning ULS 6.10a min.

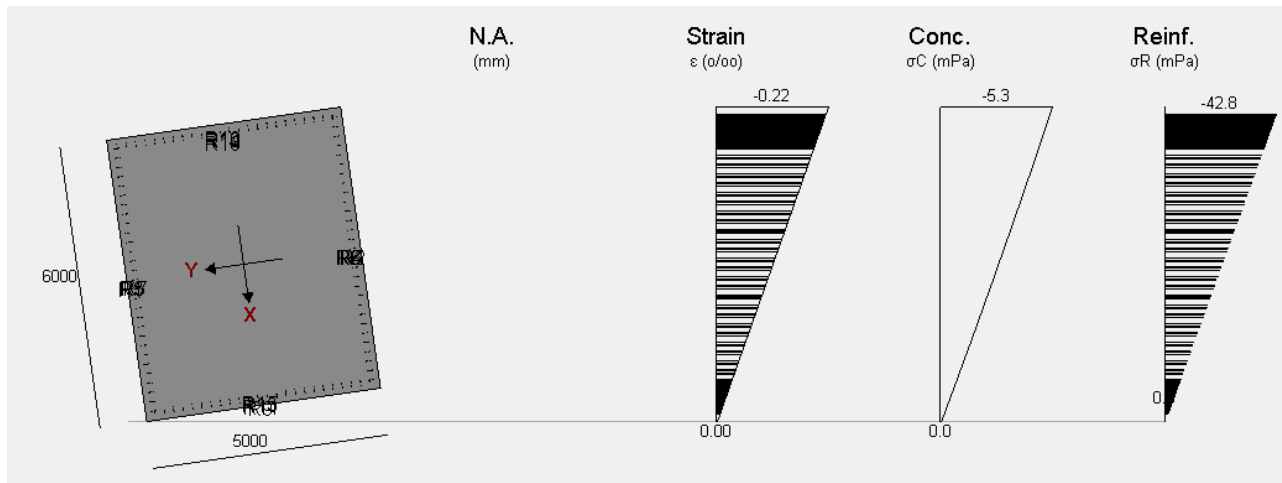


Figur 5-23. Tøyninger og spenninger overbygning SLS ofte forekommende.

Søylene har lav utnyttelse i ULS, ALS og SLS perm, se utklipp fra ConDim for ULS 6.10a:

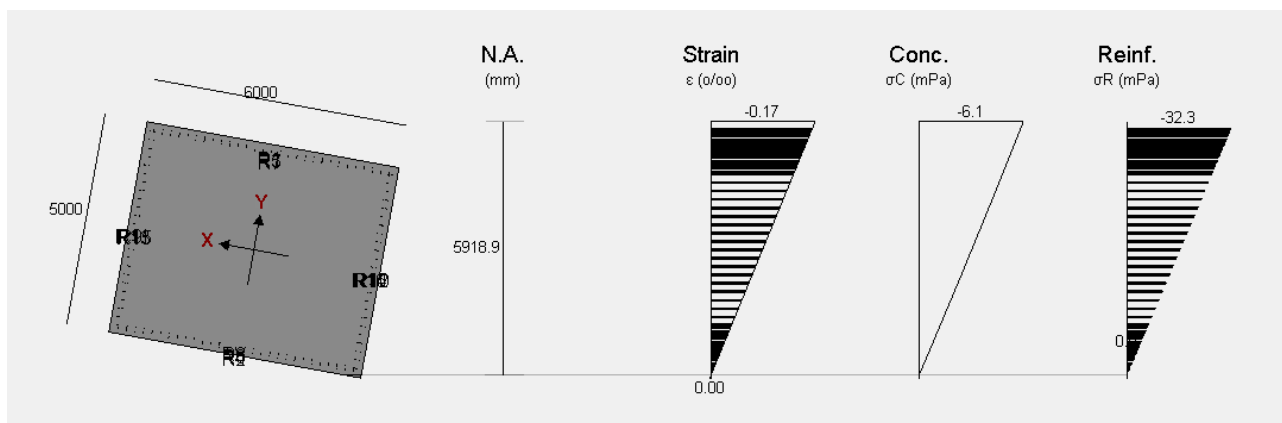


Figur 5-24. Tøyninger og spenninger søyler ULS 6.10a maks.



Figur 5-25. Tøyninger og spenninger søyler ULS 6.10a min.

I SLS freq er det akkurat trykk i hele tverrsnittet og kravet iht. punkt 4.1.6 i N400 er dermed OK. Se utklipp under fra ConDim.



Figur 5-26. Tøyninger i søylene i SLS ofte forekommende. Trykk i hele tverrsnittet.

Utnyttelsen på fundamenteringen for akse 7 og 8 er lav. Se utklipp fra kontroll av bæreevne og stabilitet under, samt kontroll av lasteksentrisitet i SLS:

Kontroll av bæreevne og stabilitet ULS (N400 pkt 7.2.2)										
Henter ut reaksjonskrefter fra globalmodellen i Sofistik.										
For rektangulære fundamenter: - $A_0 = (B_x - 2e_x)(B_y - 2e_y)$										
Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]	Moment Mx [kNm]	Eksentrisiteter [mm]		Effektiv fundamentflate [m <sup>2</sup> ]	Grunntrykk [Mpa]		
B (y)*	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex		σg		
10000	10000	136000	123000	123000	904	897	67,2	2,0		
10000	9000	136000	123000	123000	904	897	59,0	2,3		
10000	6000	136000	123000	123000	904	897	34,5	3,9		
9000	10000	136000	123000	123000	904	897	59,0	2,3		
9000	9000	136000	123000	123000	904	897	51,8	2,6		
9000	7000	136000	123000	123000	904	897	37,4	3,6		
8000	14000	136000	123000	123000	904	897	75,6	1,8		

Figur 5-27. Kontroll bæreevne og stabilitet, utklipp fra beregning i excel.

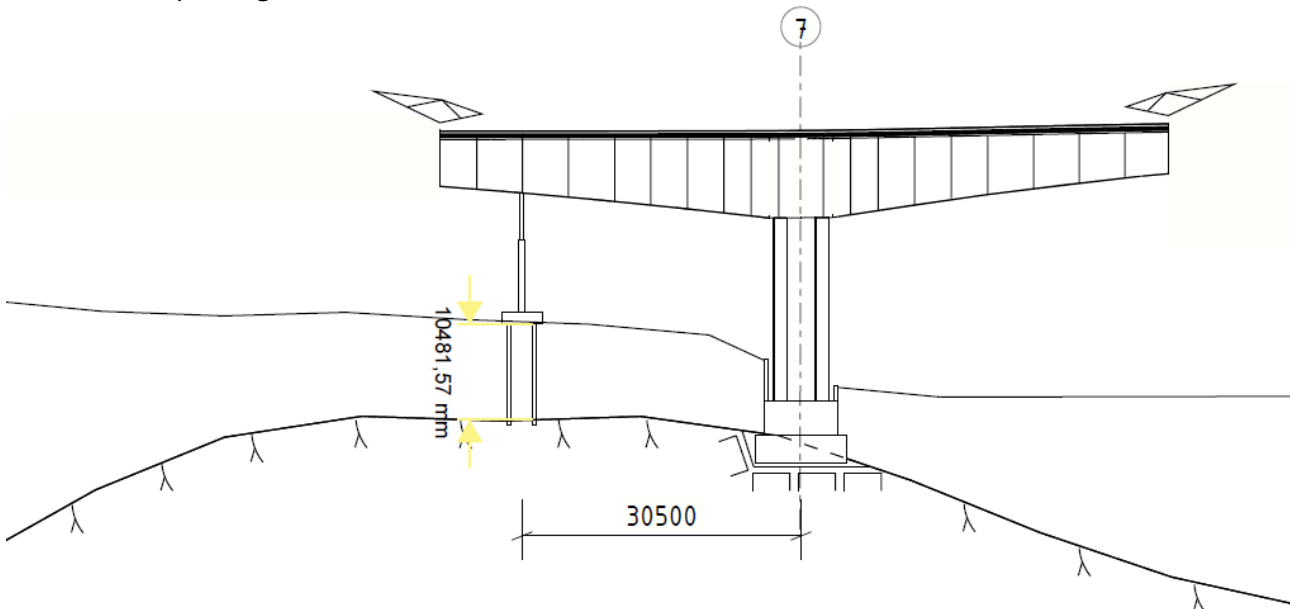
**Kontroll av lasteksentrisitet SLS sjeldent forekommende (N400 pkt 7.2.3)**

Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]		Moment Mx [kNm]		Eksentrisiteter [mm]		Eksentrisitetskontroll (<=1.0)
B (y)	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex			
10000	10000	102000	70000	18000	686	176		0,21	
10000	9000	102000	70000	18000	686	176		0,21	
10000	6000	102000	70000	18000	686	176		0,22	
9000	10000	102000	70000	18000	686	176		0,23	
9000	9000	102000	70000	18000	686	176		0,24	
9000	7000	102000	70000	18000	686	176		0,24	
8000	14000	102000	70000	18000	686	176		0,26	

Figur 5-28 Kontroll av lasteksentrisitet, utklipp fra beregning i excel.

Konklusjonen er at dimensjoneringen fra ferdigfasen vil være OK også i byggefasen.

Fundamentet for hjelpetårnet i akse 7 vil stå på peler. Antatt pelelengden settes til 20m inkl. innboring i godt berg. Dette er lengre enn i utklippet fra oversiktstegningen men velges med tanke på usikkerheten på bergoverflaten.



Figur 5-29. Antatt pelelengde.

Overlagsberegning viser at 4stk stålkjernepeler Ø150 er tilstrekkelig. Utnyttelsen er ca. 90%. Horisontalkrefter og momenter er små, dette muliggjør bruk av stålkjernepeler. Ved behov for stålrørspeler må det utføres en «pel i pel»-løsning med stålkjerne i stålrøret for å ta opp strekkreftene. Dette øker prisen for pelingen betraktelig. I anslaget tas det utgangspunkt i 4stk stålkjernepeler.

Fundamentstørrelsen blir rundt 7m\*7m\*2.8m. Det er i tillegg tatt utgangspunkt i ballasthøyde 2m over hele fundamentet (kan løses med vegger som støpes opp fra fundamentet).

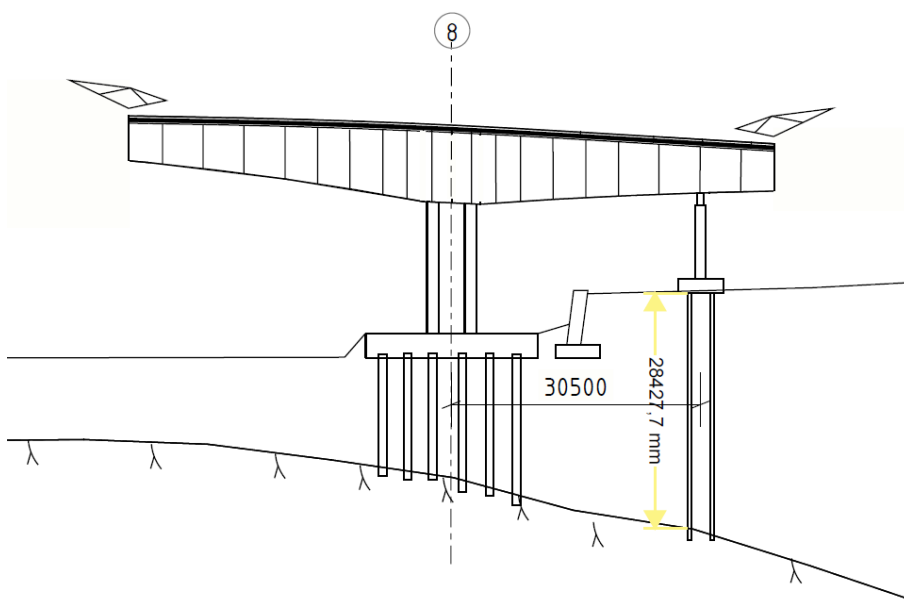
	Antall peler	4 stk	
	cc peler lengde	5 m	dvs. Bruas lengder
	cc peler tverr	5 m	
	Antall innspenningsdybde	5 m	
6,10a maks	Nmax pel:	-2757 kN	
	Nmin pel	1772 kN	Kun strekkrav ULS!
	H:	0 kN	
	M:	0 kNm	
6,10a min	Nmax pel:	-3854 kN	
	Nmin pel	-1238 kN	
	H:	0 kN	
	M:	0 kNm	
		1140	
SLS Perm	Nmax pel:	-1133 kN	
	Nmin pel	-22 kN	Trykk I SLS!
	H:	0 kN	
	M:	0 kNm	

Figur 5-30. Snittkrefter peler ULS og SLS. Krav på trykk i SLS men tillatt med strekk i ULS.

Diameter stålkjerne [mm]	Flytegrense Reh [MPa]	Ni [kN]
150	355	4277,3

Figur 5-31. Kapasitet stålkjernepel Ø150mm.

Fundamentet for hjelpetårnet i akse 8 etableres også på peler. Det er lagt til grunn samme dimensjoner for både fundament og peler som i akse 7. Usikkerheten på bergoverflaten er stor i området, GEO ønsker derfor en antatt pelelengde lik 50m, inkludert innboring i godt berg. Dette er en god del større enn på oversiktstegningen men gir litt margin, samtidig som stålkjernepeler har en liten innvirkning på kostnadene sammenlignet med stålrørspeler.



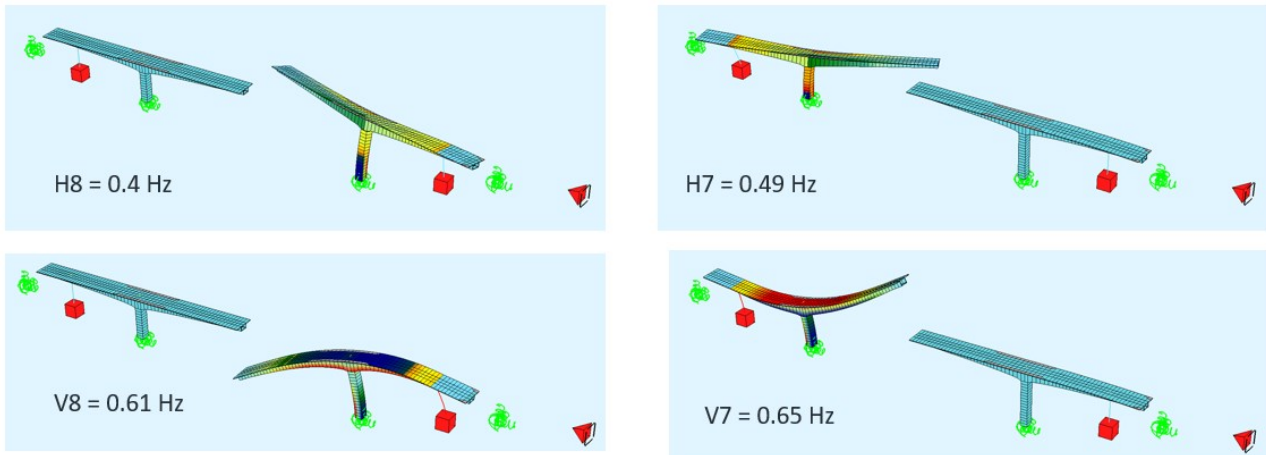
Figur 5-32. Antatt lengde peler hjelpetårn, eks. innboring i berg. OBS! Skråpeler i akse 8 ikke vist i utklippet.

### 5.3 Hjelpetårn ved 60.5m + maksimal utkrager

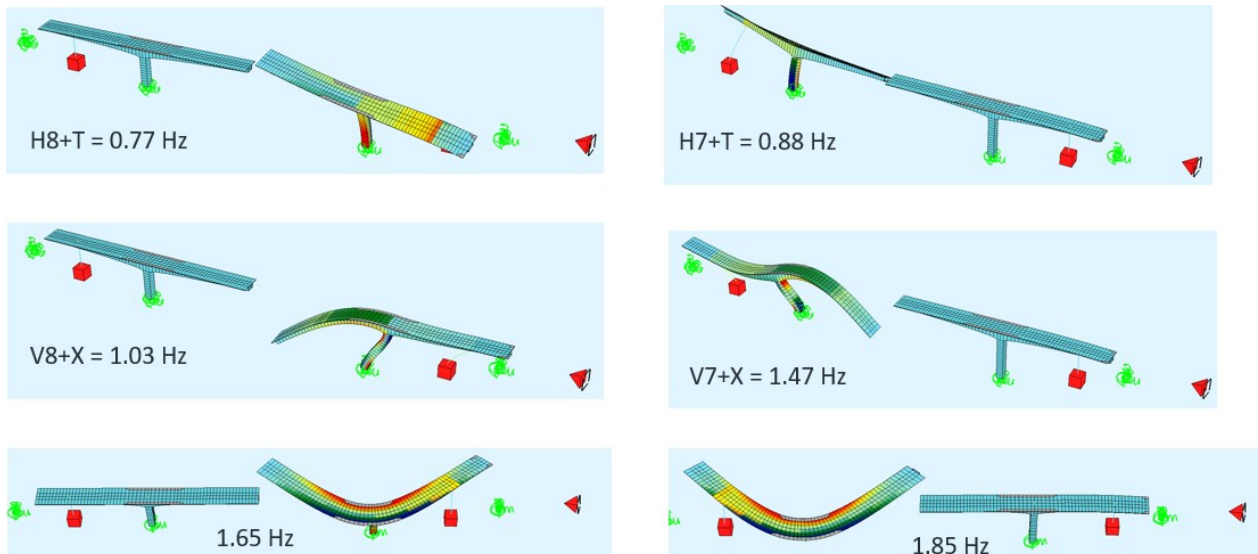
Det er valgt å ikke gå videre med denne løsningen, men den presenteres her uansett for å vise på alternative løsninger og prosessen.

Plasseringen av hjelpetårnene ved 60.5m er statisk noe gunstigere enn plasseringen ved 30.5m, men byggefasen blir uansett ikke dimensjonerende. Ulempen er at hjelpetårnene må ha lange peler som må ta både trykk og strekk, ref. Figur 5-1 og Figur 5-2, hvilket tilfører en stor ekstra kostnad.

Dimensjoneringsmetoden er helt lik som byggefasen før hjelpetårn og for byggefasen med hjelpetårn ved 30.5m.



Figur 5-33. De første egenfrekvensene, hentet fra Sofistik.



Figur 5-34. De første egenfrekvensene, hentet fra Sofistik.

Totale snittkrefter samt bidragene fra statisk og dynamisk vind presenteres i utklippene under. Vind får kombineringsfaktor lik 0 for  $\psi_1, \psi_2, \psi_{1,infq}$  under utførelse, ref. NS-EN 1990 tabell NA.A2.1.

		Bunn hjelpesøyle	søylebunn og fundament	Overbygning	*OBS! Bruker største verdi fra vindberegninger uanhengig av fortegn, konservativt		
	Moment My fra vind (statisk + dynamisk, karakteristisk verdi)	700	4000	13000	[kNm]		
	Moment Mz fra vind (statisk + dynamisk, karakteristisk verdi)	7500	55000	30000	[kNm]		
My			Mz				
Grensetilstand	Lastfaktor vind	Dimensjonerende moment fra vind bunn hjelpesøyle	Dimensjonerende moment fra vind søylebunn og fundament	Dimensjonerende moment fra vind overbygning	Dimensjonerende moment fra vind bunn hjelpesøyle	Dimensjonerende moment fra vind søylebunn og fundament	Dimensjonerende moment fra vind overbygning
ULS 6.10a	1,60	1120	6400	20800	12000	88000	48000
ULS 6.10b	1,28	896	5120	16640	9600	70400	38400
ULS EQU	1,60	1120	6400	20800	12000	88000	48000
ALS	0,00	0	0	0	0	0	0
SLS perm	0,00	0	0	0	0	0	0
SLS freq	0,00	0	0	0	0	0	0

Figur 5-35. Bidrag fra vind.

Søylebunn snittkrefter SOFiSTiK + vind (endelig komb)						
	Vy	N	Vz	Mt	My	Mz
ULS 6,10a maks	0	-125178	-1518	737	128167	-108841
ULS 6,10a min	0	-88210	-894	396	9886	74435
ULS 6,10b maks	0	-112293	-1292	699	118679	-89251
ULS 6,10b min	0	-88213	-1025	383	7899	56745
ULS EQU maks**	0	-94907	-1061	645	103302	-104155
ULS EQU min**	0	-88282	-1028	390	7991	74428
ALS maks	0	-93995	-1058	650	83425	-15747
ALS min	0	-86254	-777	351	19512	-13102
SLS perm maks	0	-92420	-981	593	75885	-15401
SLS perm min	0	-87840	-835	410	27162	-13445
SLS freq maks	0	-92468	-961	600	76865	-15287
SLS freq min	0	-87895	-867	411	25824	-13374

Figur 5-36. Snittkrefter søylebunn. Snittkrefter i fundament tilnærmet identiske da horisontalkreftene er neglisjerbare. Kun et tillegg på egenvekt.

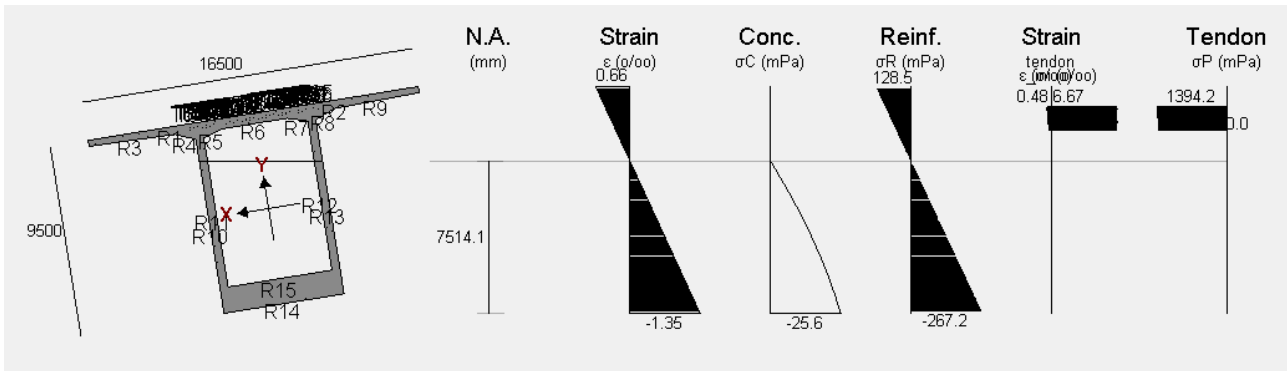
Overbygning snittkrefter SOFiSTiK + vind (endelig komb)						
	Vy	N	Vz	Mt	My*	Mz
ULS 6,10a maks	0	-264902	-32255	0	-6533	50782
ULS 6,10a min	0	-216738	-48237	0	-977701	-45724
ULS 6,10b maks	0	-264902	-32255	0	-10693	41182
ULS 6,10b min	0	-216738	-43447	0	-782679	-36124
ULS EQU maks**	0	-264902	-32255	0	-6533	50782
ULS EQU min**	0	-216738	-36947	0	-527857	-45724
ALS maks	0	-240820	-31555	0	-85341	2529
ALS min	0	-240820	-36083	0	-365379	2529
SLS perm maks	0	-240820	-32255	0	-141691	2529
SLS perm min	0	-240820	-35383	0	-309029	2529
SLS freq maks	0	-240820	-32255	0	-141691	2529
SLS freq min	0	-240820	-35383	0	-309029	2529

Figur 5-37. Snittkrefter overbygning.

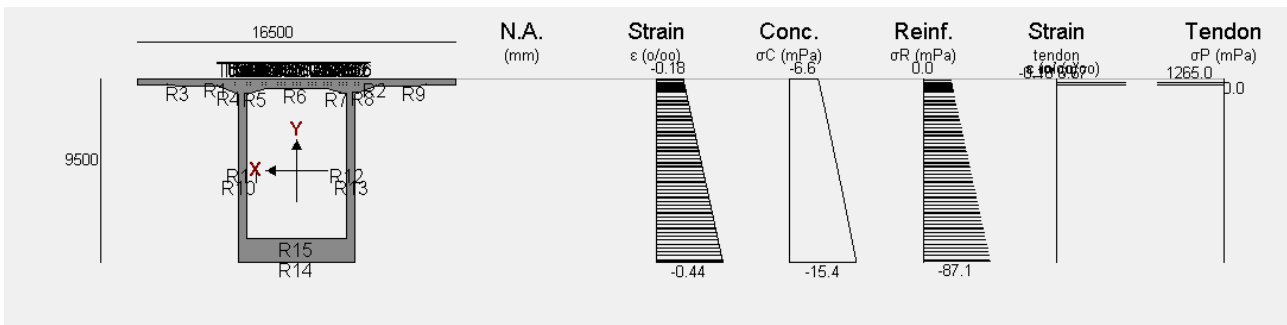
Bunn hjelpetåm snittkrefter SOFiStiK + vind + G fundament (endelig komb)								
	Vy	N	Vz	Mt	My	Mz		
ULS 6,10a maks	0	-2594	-2101	0	38937	18008		
ULS 6,10a min	0	-6155	-311	0	4471	-8350		
ULS 6,10b maks	0	-2433	-2125	0	39144	15055		
ULS 6,10b min	0	-6072	-193	0	2571	-5931		
ULS EQU maks**	0	-1867	-1894	0	35203	16684		
ULS EQU min**	0	-5862	-195	0	2393	-8384		
ALS maks	0	-1224	-1474	0	26536	4447		
ALS min	0	-6599	-361	0	6497	3526		
SLS perm maks	0	-2427	-1328	0	23903	4367		
SLS perm min	0	-5386	-488	0	8785	3609		
SLS freq maks	0	-2260	-1377	0	24795	4304		
SLS freq min	0	-5168	-450	0	8104	3558		

Figur 5-38. Snittkrefter bunn hjelpesøyle.

Utnyttelsen i overbygningen er lav. Det er strekk i noen situasjoner i ULS, se utklipp for ULS 6.10a fra ConDim under. I SLS er det trykk i samtlige situasjoner, se utklipp for ofte forekommende situasjon under.



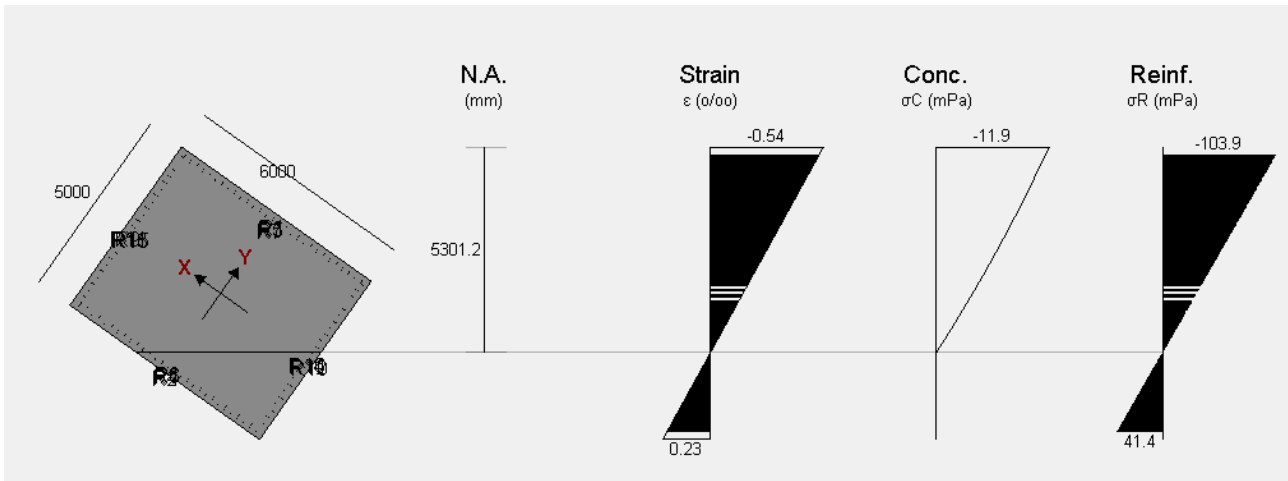
Figur 5-39. Tøyninger og spenninger overbygning ULS 6.10a min.



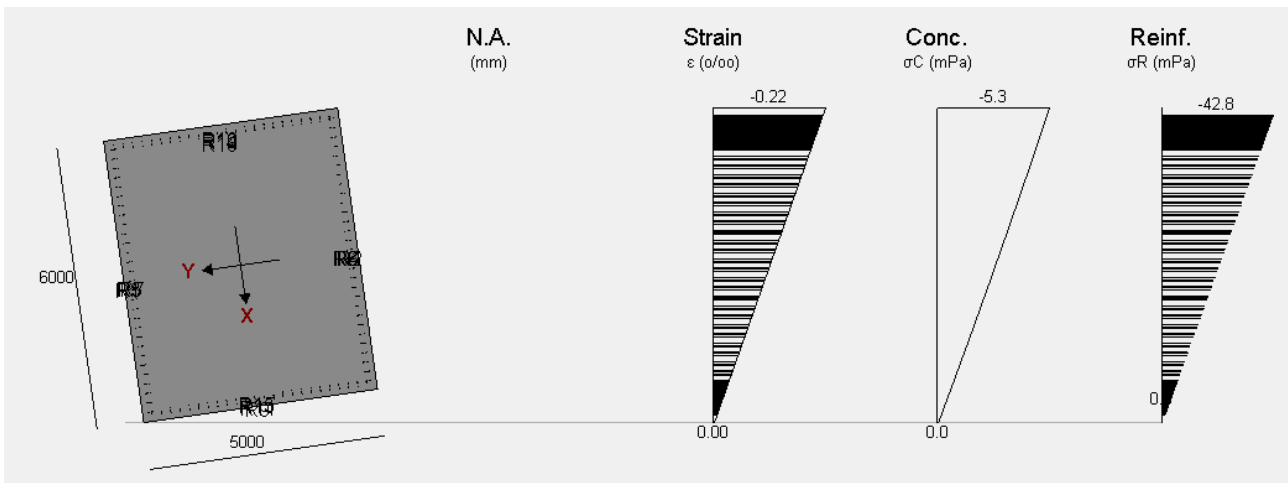
Figur 5-40. Tøyninger og spenninger overbygning SLS ofte forekommende.



Søylene har lav utnyttelse i ULS, ALS og SLS perm, se utklipp fra ConDim for ULS 6.10a:

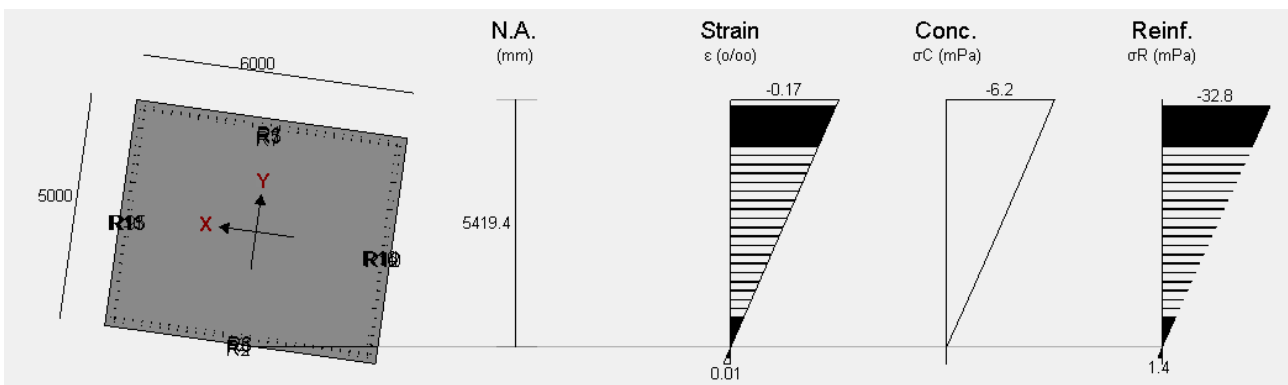


Figur 5-41. Tøyninger og spenninger søyler ULS 6.10a maks.



Figur 5-42. Tøyninger og spenninger søyler ULS 6.10a min.

I SLS freq er det tilnærmet trykk i hele tverrsnittet og kravet iht. punkt 4.1.6 i N400 er dermed OK ( $0.01 < 0.076$  promille). Se utklipp under fra ConDim.



Figur 5-43. Tøyninger i søylene i SLS ofte forekommende. Trykk i hele tverrsnittet.

Utnyttelsen på fundamenteringen for akse 7 og 8 er lav. Se utklipp fra kontroll av bæreevne og stabilitet under, samt kontroll av lasteksentrisitet i SLS:

**Kontroll av bæreevne og stabilitet ULS (N400 pkt 7.2.2)**

Henter ut reaksjonskrefter fra globalmodellen i Sofistik.

For rektangulære fundamenter:  
 $A_0 = (B_x - 2e_x)(B_y - 2e_y)$

Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]	Moment Mx [kNm]	Eksentrisiteter [mm]		Effektiv fundamentflate [m <sup>2</sup> ]	Grunntrykk [Mpa]
B (y)*	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex		σg
10000	10000	130000	130000	110000	1000	846	66,5	2,0
10000	9000	130000	130000	110000	1000	846	58,5	2,2
10000	6000	130000	130000	110000	1000	846	34,5	3,8
9000	10000	130000	130000	110000	1000	846	58,2	2,2
9000	9000	130000	130000	110000	1000	846	51,2	2,5
9000	7000	130000	130000	110000	1000	846	37,2	3,5
8000	14000	130000	130000	110000	1000	846	73,8	1,8

\*bruas lengderetning

Figur 5-44. Kontroll bæreevne og stabilitet, utklipp fra beregning i excel.

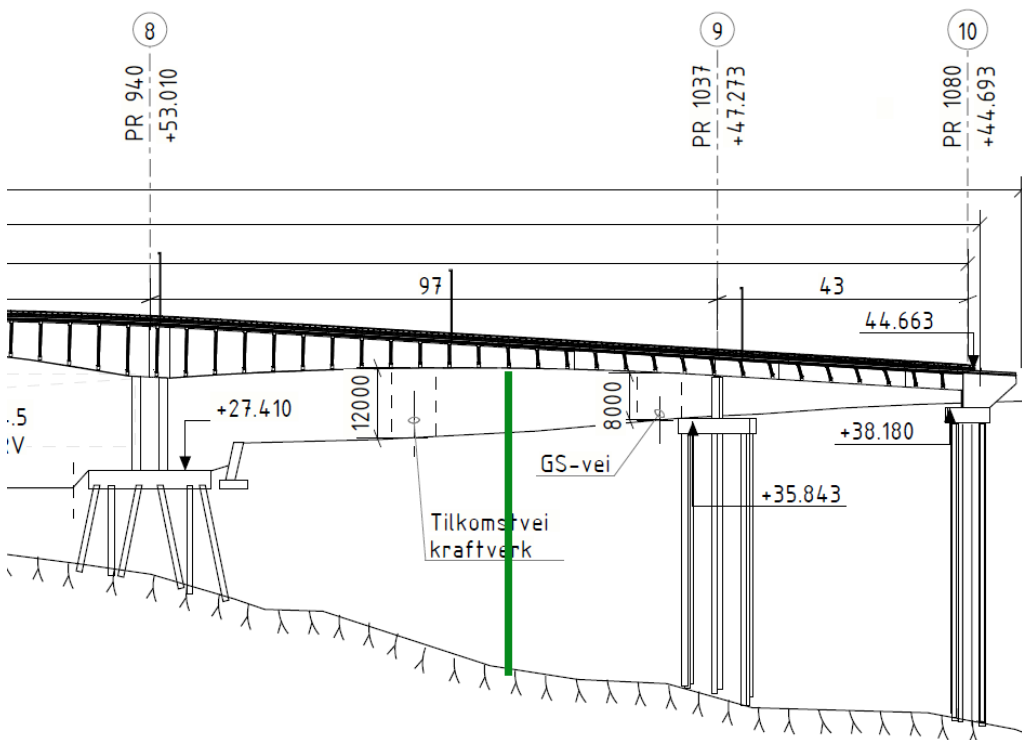
**Kontroll av lasteksentrisitet SLS sjeldent forekommende (N400 pkt 7.2.3)**

Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]	Moment Mx [kNm]	Eksentrisiteter [mm]		Eksentrisitetskontroll (<=1.0)
B (y)	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex	
10000	10000	98000	77000	16000	786	163	0,24
10000	9000	98000	77000	16000	786	163	0,24
10000	6000	98000	77000	16000	786	163	0,25
9000	10000	98000	77000	16000	786	163	0,27
9000	9000	98000	77000	16000	786	163	0,27
9000	7000	98000	77000	16000	786	163	0,27
8000	14000	98000	77000	16000	786	163	0,30

Figur 5-45 Kontroll av lasteksentrisitet, utklipp fra beregning i excel.

Konklusjonen er at dimensjoneringen fra ferdigfasen vil være OK også i byggefasen.

Hjelpetårnene må fundamenteres på peler. Pelelengden blir ca. 60m for hjelpetårnet ved akse 8, se figur under med tårnplassering i oppriss markert med grønn farge. Ved akse 7 blir søylelengden rundt 20m, men det er skrått berg i området og stor usikkerhet for pelelengdene.



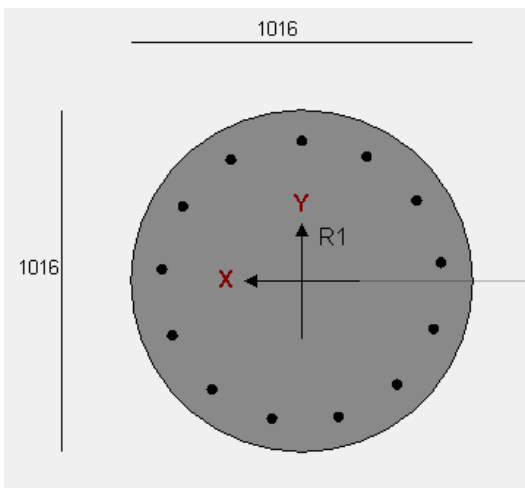
Figur 5-46. Plassering hjelpetårn på oppriss.

Overlagsberegning viser at 6stk Ø1016 stålrørspeler vil klare trykkrevet med en utnyttelse på 93%. Det vil i tillegg bli store strekkrefter. Pga. geotekniske begrensninger er det ikke mulig å bruke skråpeler og det må derfor utføres en «pel i pel»-løsning med stålkjernerpeler i stålrørspelene for å ta opp strekkreftene. Kostnaden ligger rundt 55 000 NOK/m for denne peletypen, hvilket gir en kostnad for kun pelene lik  $55\,000\text{NOK}/m * 60m * 6 = 19\,800\,000\text{NOK}$ .

Beregning av krefter og kapasitet vises under (gjelder for fundament til hjelpetårn i både akse 7 og 8):

Antall peler	6 stk
cc peler	5 m
Antall innspenningsdybde	5 m
Nmax pel:	-4229 kN
Nmin pel	3364 kN
H:	-350 kN
M:	-1751 kNm

Figur 5-47. Snittkrefter peler ULS.

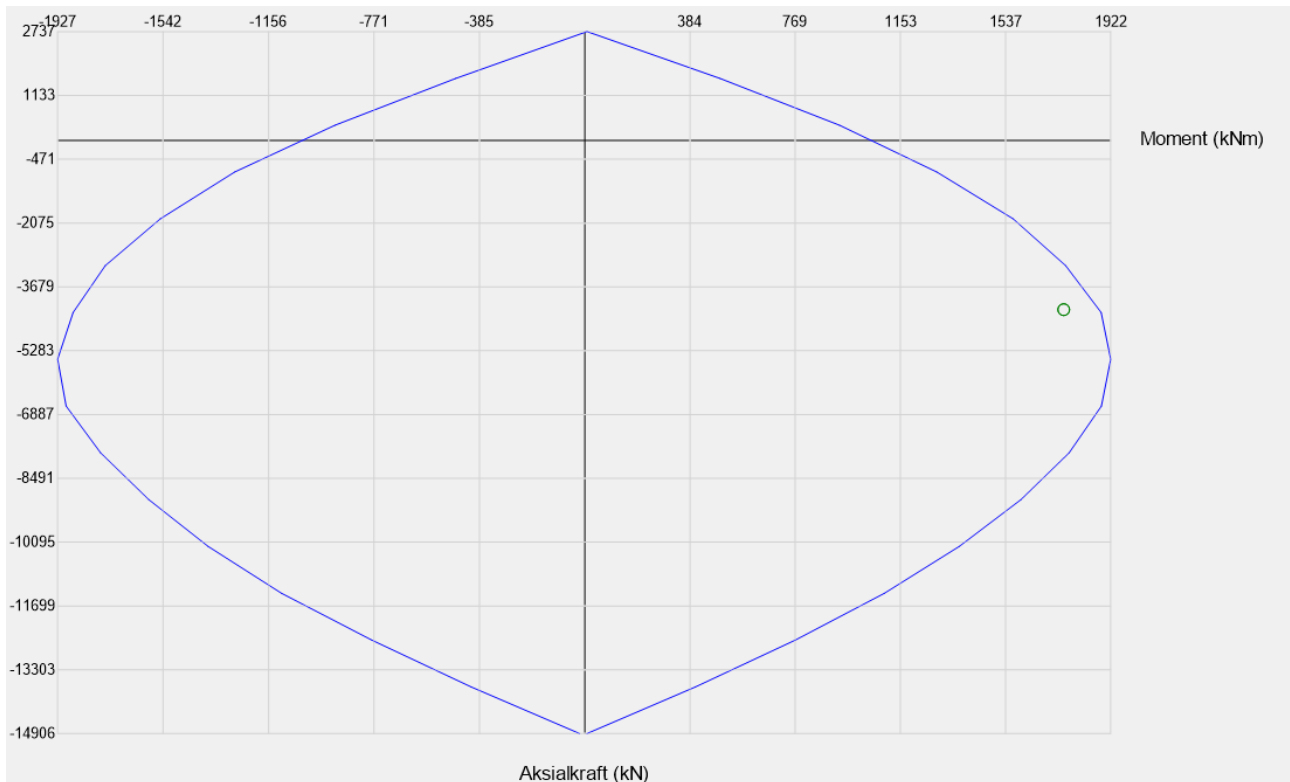


Figur 5-48. Tverrsnitt Ø1016 fra ConDim.

#### MATERIAL FACTOR

Limit State	ULS	SLS	ALS
Material factor concrete	2.5	1	1.2
Material factor reinforcem...	1.91	1	1
Material factor tendon	1.91	1	1
Material factor steelpipe	1.1	1	1

Figur 5-49. Økning av materialfaktor for å ivareta fa-faktor på 0.6.



Figur 5-50. M/N-diagram. Blå linje er pelens kapasitet inkludert  $\gamma_a$ -faktor, grønn sirkel dimensjonerende kombinasjon av snittkrefter.

Diameter stålkjerne [mm]	Flytegrense Reh [MPa]	Ni [kN]
150	355	4277,3

Figur 5-51. Kapasitet stålkjernepel Ø150mm.

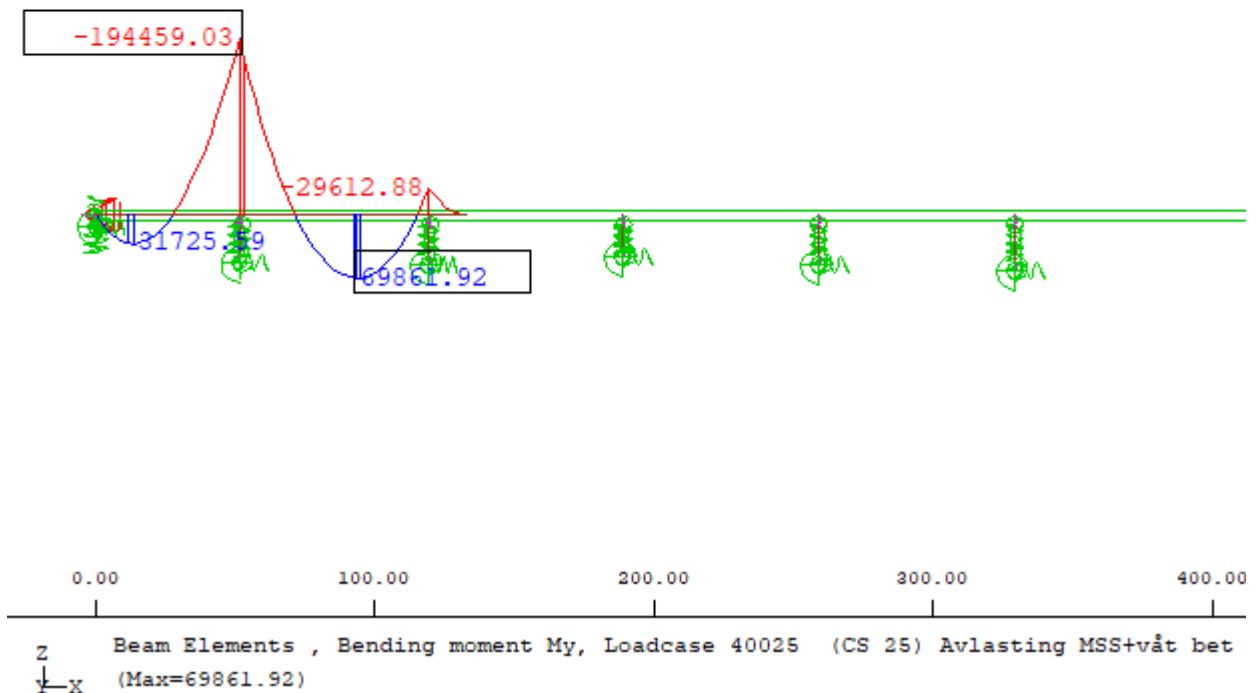
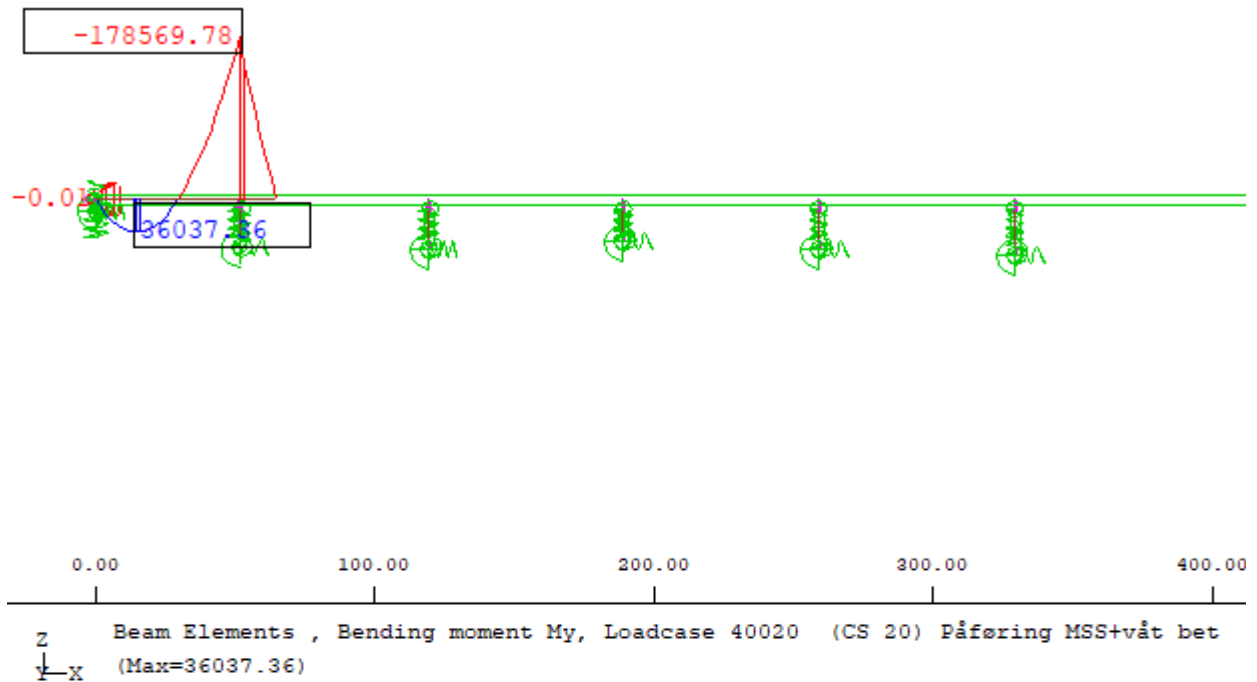


## 6 Kontroll viadukt i byggefasen

Det er to faser som sjekkes for viadukten. Følgende to faser er kritiske:

- Rett etter støping av spenn 2.
  - Våt betong og MSS belaster kragtuppen og gir et stort moment over støtte akse 2, se utklipp fra sofistisk under som viser momentet fra egenvekten.
  - I denne fasen er ikke samtlige kabler spent opp over støtte. Regner med at 50% av de kontinuerlige kablene er spent opp og samtlige i tilleggskabler i overkant, dvs. 14 kabler totalt.
- Spenn 2 er herdet og samtlige kabler over støtte akse 2 er spent opp.
  - Gir et større moment over støtte sammenlignet med den andre fasen, men det kritiske snittet har samtidig større kapasitet da samtlige kabler over støtte er spent opp. Se utklipp fra Sofistik på momentet under.

Det er lagt inn en egenvekt av MSS-vognen på 10800kN, basert på erfaringer fra tidligere prosjekter. Utkrager på 20% i neste spenn gir erfaringsmessig en fordeling av vekten fra MSS-vogn og våt betong på 35% på kragtuppen og 65% i søylen. Det er tatt utgangspunkt i 26kN/m<sup>3</sup> for våt betong og en gjennomsnittlig tverrsnittsareal på 11.1m<sup>2</sup>.



Figur 6-1. Utklipp fra Sofistik som viser momentet fra egenvekt i fasen da spenn 2 støpes (bilde over) og når spenn 2 har herdet og MSS-vognen er flyttet (bilde under).

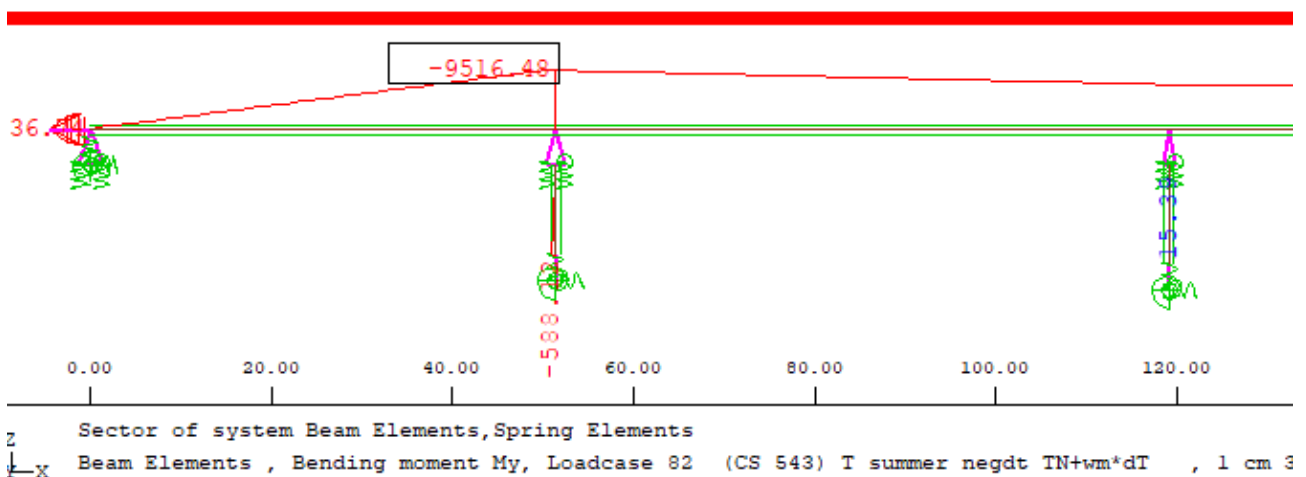
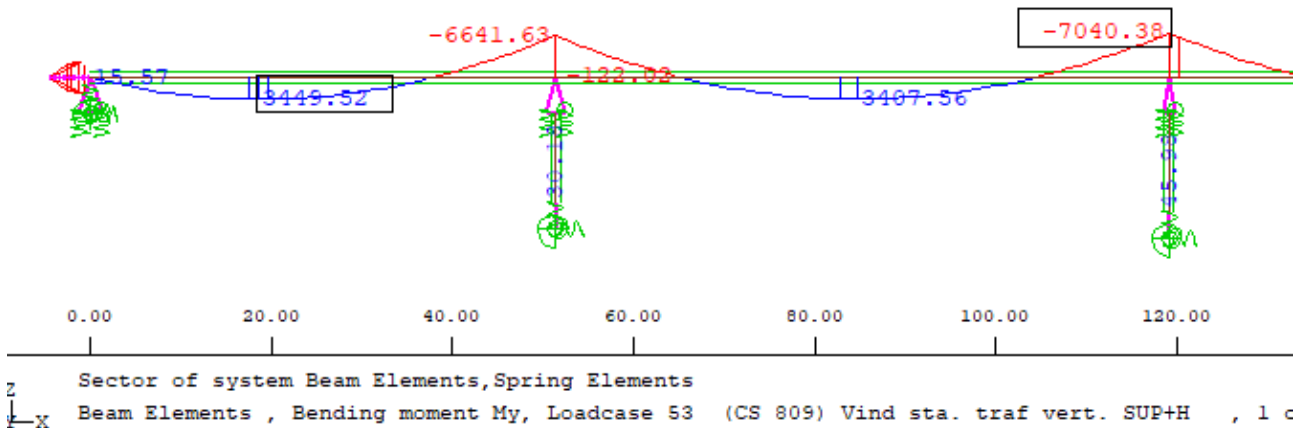
Det er valgt å kontrollere byggefasen ved å sammenligne mot ferdigfasen. I ferdigfasen er momentet over støtte i ULS lik 329MNm, uten spennkabler. Momentene i byggefasene beregnes og sammenlignes med momentet i ferdigfasen. I tillegg må det legges inn en reduksjon av kapasiteten i fasen der samtlige spennkabler ikke er spent opp.

I utklippet under vises last fra vertikal vind og temperatur. Returperioden er ikke redusert hvilket er konservativt. I tillegg må anleggslast på 1.7kN/m<sup>2</sup> påføres. Velger å skalere den vertikale vindlasten for å få frem momentet over støtte, vindlasten er lik 1kN/m<sup>2</sup>:

$$M_c = 6700kNm * 1.7 = 11400kNm.$$

Egenvekt er dominerende i byggefasen, det totale momentet fra de variable lastene i byggefasen blir:

$$M_q = 1.6 * 0.8 * 6700kNm + 1.2 * 0.7 * 9500kNm + 1.5 * 1.0 * 11400kNm = 33700kNm$$



Momentet i ULS i fase 2 med full kapasitet blir:

$$M_{ULS_{fase2}} = 1.35 * 195MNm + 33.7MNm = 297MNm < 329MNm$$

→ Byggefase IKKE dimensjonerte i denne fasen

Momentet i ULS i fase 1 med redusert kapasitet blir:

$$M_{ULS_{fase1}} = 1.35 * 179MNm + 33.7MNm = 275MNm < 329MNm$$

→ Byggefase kan fortsatt være dimensjonerende

Motvirkende moment og aksialkraft fra spennkablene beregnes i excel og adderes med de ytre kreftene på samme måte som i ferdigfasen, se utklipp fra excel under. Tar utgangspunkt i at det er de 6 kablene som ligger i bunn av stegene som ikke er spent opp i fase 1. Avstanden fra OK dekke til kabelgruppen blir da noe redusert hvilket gir en større arm som ivaretas for å unngå en altfor konservativ beregning:  $(200mm * 8 + (200 + 300 + 500)mm * 2) / 14 = 257mm$ . Sammenlignet med avstanden fra OK når samtlige kabler er spent opp:  $(0,55 * 12 + 0,2 * 6) / 20 = 410mm$ .

**Støtte viadukt fase 2 (full kapasitet)**

**Moment spennkabler**

Antall lisser spennarmering	22 stk
Areal strands spennarmering	150 mm <sup>2</sup>
Antall spennkabler	20 stk
Flytspenning spennkabel	1640,00 MPa
Spenningsreduksjon etter låsetap	1,15
Eksentrisitet spennkabler tverrsnitt	0,99 m
Lastfaktor spennkabler gunstig	0,90
Maksimal spenning per kabel etter låsetap	1426 MPa
Maksimal strekkraft per kabel etter låsetap	4706 kN
Total karakteristisk strekkraft samtlige kabler (aksialkraft tverrsnitt)	94122 kN
Totalt karakteristisk moment samtlige kabler (inkl. addert tvang)	120796 kNm

**Snittkrefter Sofistik støtte viadukt ULS (LC 8102 maks My)**

Vy	Vz	N	Mt	My	Mz
0	-18000	0	0	-297000	0

**Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)**

Vy	Vz	N	Mt	My	Mz
0	-18000	-84710	0	-188284	0

**Støtte viadukt fase 1 (reduisert kapasitet)**

**Moment spennkabler**

Antall lisser spennarmering	22 stk
Areal strands spennarmering	150 mm <sup>2</sup>
Antall spennkabler	14 stk
Flytspenning spennkabel	1640,00 MPa
Spenningsreduksjon etter låsetap	1,15
Eksentrisitet spennkabler tverrsnitt	1,14 m
Lastfaktor spennkabler gunstig	0,90
Maksimal spenning per kabel etter låsetap	1426 MPa
Maksimal strekkraft per kabel etter låsetap	4706 kN
Total karakteristisk strekkraft samtlige kabler (aksialkraft tverrsnitt)	65885 kN
Totalt karakteristisk moment samtlige kabler (inkl. addert tvang)	102913 kNm

**Snittkrefter Sofistik støtte viadukt ULS (LC 8102 maks My)**

Vy	Vz	N	Mt	My	Mz
0	-21000	0	0	-275000	0

**Snittkrefter Sofistik + spennkabler (input ConDim)**

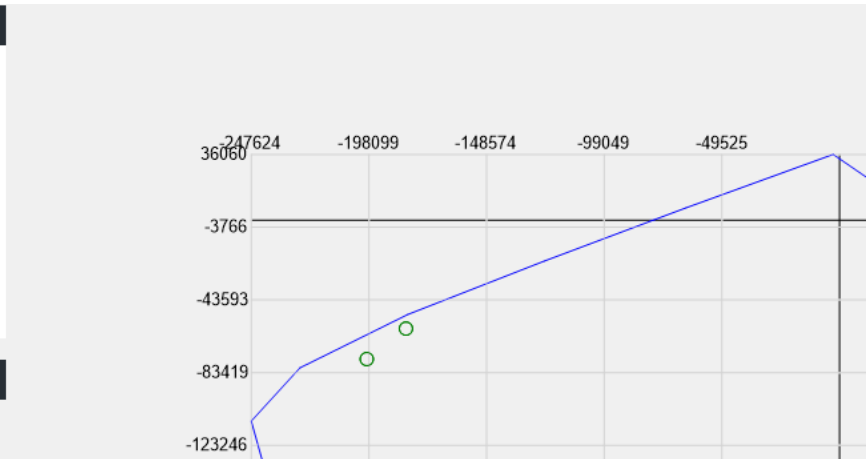
Vy	Vz	N	Mt	My	Mz
0	-21000	-59297	0	-182379	0

Kreftene legges inn i ConDim for å sjekke kapasiteten. Utnyttelsen er ca. samme som i ferdigfasen og valgte dimensjoner kan brukes. M/N-diagram og utnyttelsen for de to fasene vises i utklippet fra ConDim under:

Loadcomb.	Axial	Moment	Utz
Fase_2	-76000	-199000	0.88
Fase_1	-59300	-182500	0.92

ε2 (o/oo)	Eff. mom. cap. (kNm)
0.000	2021.5



## Vedlegg 6: Underbygning - Beregninger

Akse 7 er fundamenter på berg, øvrige akser er fundamenterte på stålrørspeler til berg.

I det følgende kapitlet følger først en beskrivelse av pelene og geometriske krav som til stor del bestemmer størrelsen på fundamentene i peleaksene. Deretter presenteres dimensjonering av landkarene, fundamentene og pelene i peleaksene, fundamentet på berg, søylene og hjelpetårnene.

### 1 Peler generelt

Valg av peletype, risikoer, senter- og kantavstand, samt metodikk ved dimensjonering av pelene presenteres i dette kapitel. Dimensjonering av pelene i hver akse presenteres i kapitel 2, 3 og 4.

#### 1.1 Valg av peletype og risikoer

Med antatte dybder til berg varierende fra 0 – 70 m vurderes det som hensiktsmessig med lastoverføring ned til berg (spissbærende peler til berg).

Borede spissbærende utstøpte peler til berg vurderes som den mest skånsomme installasjonsmetoden, både med tanke på lokale forhold bestående av kvikkleire/sprøbruddsmateriale og fastere morenemasser med stein og blokk. Noen punkter knyttet bruk av stålrørspeler:

- Egnert for store laster til berg. Kan ta strekk ved å sette en stålkjerne eller lisser inn i berg. God stivhet mot knekking.
- Egnert for de fleste grunnforhold, også blokker, fyllmasser, skrått berg, vanskelig berg og lite sidestøtte over berg.
- Egnert i områder hvor det kan være stabilitetsproblemer.
- Uegnede grunnforhold er dypt til berg. Berg må være innen «rekkevidde».
- Poretrykksreduksjon ved berg.
- Anleggsteknisk er det lite støy og vibrasjoner under installasjon. Gunstig mht. å begrense poretrykksoppbygging. Viktig med rensk av berg og god kontroll.
- Borslam må håndteres - RC-system.

I akse 5 og 6 viser grunnundersøkelsene en stor avstand til berg, samt skrått berg. Her kan det bli behov for kombinert «pel i pel»-løsning, dvs. stålkjerner i stålrørspelene. Prisen for dette er ofte dobbel sammenlignet med vanlige støpte stålrørspeler.

Det er generelt en stor usikkerhet knyttet bergnivåer, ref. kapitel 2.1.1 i hovedrapporten. Skrått berg kan forekomme i alle akser. Boreutstyr og metode må tilpasses de utfordrende grunnforholdene. Boring, utstøping og kontroll utføres iht. prosesskoden/Peleveiledningen.

Det er i tillegg fare for punktering av lag med artesisk overtrykk og behov for tetting.

Det brukes kun vertikale peler (unntatt i akse 8) for å unngå peling under jernbanen. I denne fasen er landkaraksene prosjektert med Ø813-peler og øvrige akser (unntatt akse 8) med Ø1016-peler, uten bidrag fra stålrøret. En stor del av stålrøret vil korrodere ilt. bruas levetid. Eventuell restkapasitet kan gi en ekstra margin i neste fase. For akse 8, fritt frambygg-aksen, er belastningen betydelig større enn for øvrige peleakser. Her brukes Ø1220-peler, samt at det tas høyde for større stålrør slik at en andel av stålrøret kan brukes i dimensjoneringen.

I forbindelse med anleggsfasen er det en fordel å ikke bruke stålrøret statisk hvis det er mulig, da dette reduserer kravet til sveiseklassen. Dette reduserer tidsforbruket for pelingen, hvilket er ekstra viktig i nærhet av jernbanen med tanke på togstanser. For akse 8 er dette ikke et alternativ med tanke på belastningen.

## 1.2 Material

- Betong: B45 SV-standard.
- Armering: B500NC, ref. NS3576-3:2012.
- Stålkvalitet (ikke bærende element): S355J2H, ref. NS-EN 10219.

## 1.3 Senteravstand og kantavstand

Senteravstand for pelene bestemmes iht. Peleveiledningen 2019, se utklipp under.

Tabell 5-1: Retningsgivende minste senteravstand mellom rammede vertikale peler i en pelegruppe

Pelelengde (m)	Friksjonspeler		Spissbærende peler
	i sand	i leire	
< 12	3d	4d	3d
12 til 24	4d	5d	4d
> 24	5d	6d	5d

*d = pelenes diameter eller største tverrmål*

Figur 1-1. Krav til senteravstand mellom peler. Utklipp fra Peleveiledningen 2019.

Basert på diameter Ø1016 og antatt avstand til berg får vi krav til senteravstand iht. tabellen under for de forskjellige peleaksene:

Akse	Antatt pelelengde [m]	Krav til minste senteravstand [mm]
1	32	5d = 5080
2	21	4d = 4064
3	24*	4d = 4064*
4	26*	4d = 4064*
5	58	5d = 5080
6	37	5d = 5080
9	39	5d = 5080
10	48	5d = 5080

\*Tabell 5-1 er retningsgivende minste senteravstand og under tabellen står det at «For vertikale borede peler kan minsteavstand etter mer inngående vurderinger være mindre enn hva Tabell 5-1 anbefaler for rammede peler generelt». Da redusert fundamentstørrelse er viktig i nærheten av jernbanen er 4d valgt da vertikale borede peler brukes. Det er først og fremst konflikt mellom peler man må tenke på ved bruk av vertikale borede peler og dette skal ikke være et problem for de angitte pelelengdene med normale krav til toleranse iht. geoteknikker i prosjektet.

For akse 8 er det utført mer detaljerte vurderinger allerede i denne fasen, ref. kapitel 4.

Det er alltid knyttet en usikkerhet til avstand til berg og det anbefales derfor at det gjøres supplerende kontrollboringer for bestemmelse av bergnivå når man er sikker på fundamentplassering. Dersom det skulle vise seg nødvendig med større senteravstand, og dermed større fundament, er det fortsatt mulig men gir noe større kostnad for de forberedende arbeidene ved fundamentene.

For krav til kantavstanden henvises det fra Peleveiledningen 2019 til N400 2024. I N400 2024 stilles ikke noen krav, men i N400 2015 er kravet satt til 400mm+toleranse, dvs. 500mm.

#### 1.4 Metodikk dimensjonering

- Konstruksjon henter ut krefter i UK fundament fra globalmodellen i Sofistik.
- Konstruksjon setter opp en antatt pelekonfigurasjon basert på krav til senter- og kantavstand og håndberegner pelekraftene. Dette gir en god oversikt og blir en god kvalitetskontroll av tilsvarende beregninger av pelekraftene som utføres av Geoteknikk i neste trinn.
- Konstruksjon sender over krefter fra globalmodellen og pelekonfigurasjon til Geoteknikk som beregner pelekraftene GeoSuite.
- Konstruksjon legger inn pelekraftene i ConDim for å sjekke kapasiteten. Geoteknikk sender over fa-faktor som skal brukes i den aktuelle akselen. Denne ivaretas i ConDim ved at materialfaktoren for betongen økes.
- Knekking er ikke problematisk da pelene står i jord, kneklengde derfor lik null.
- For akse 8 utføres det i tillegg en ekstra kontroll av pelefundamentet i en lokalmodell i Sofistik.

## 2 Landkar akse 1 og 10

Det er fuger i begge landkarene. Det er ikke mulig å redusere antall fuger med tanke på brulengden.

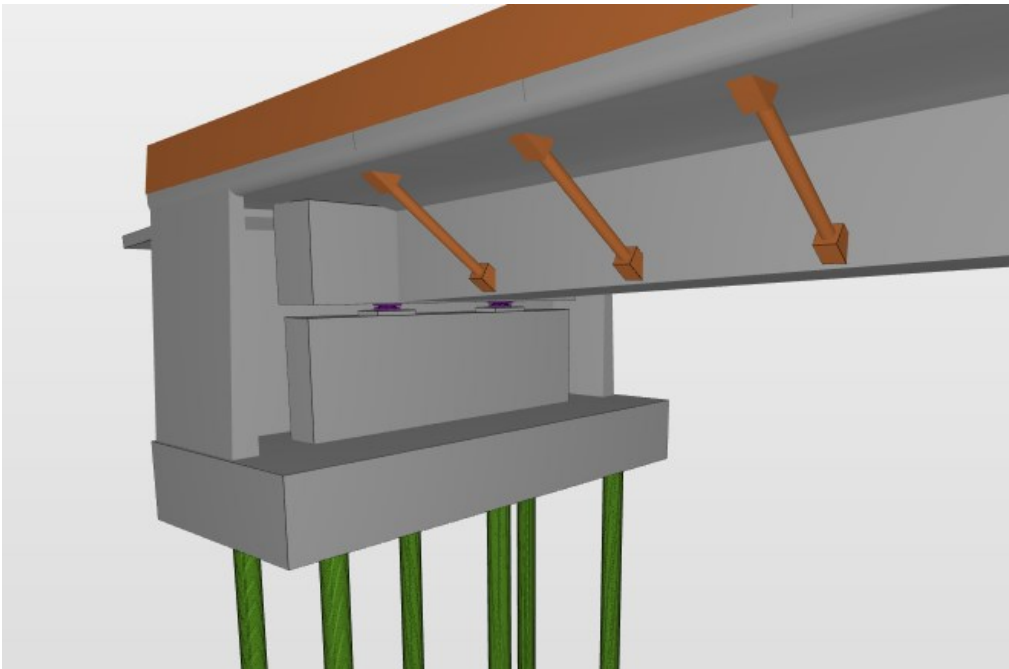
Landkarene utformes med fugerom med utgangspunkt i krav 3.4-5 fra N400, se Figur 2-4.

Landkarene er fundamentert på stålrørspeler til berg.

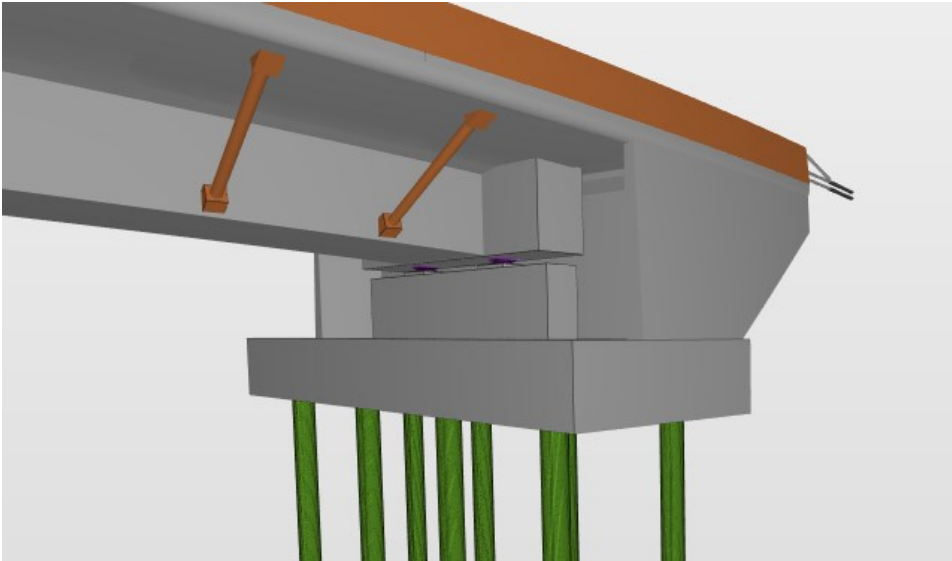
Det er tatt utgangspunkt i lettfylling bak landkaret. Dette er gunstig for områdestabiliteten og det gir i tillegg små krefter på bakveggen på landkaret og dermed små krefter ned i pelene.

Utklipp fra modell av landkarene vises i figurene under. Landkarene i akse 1 og 10 har tilnærmet samme krefter og dimensjoneres helt like, men pga. breddeutvidelse i akse 10 er landkaret betydelig bredere, hvorfor det legges inn et ekstra pelepar.

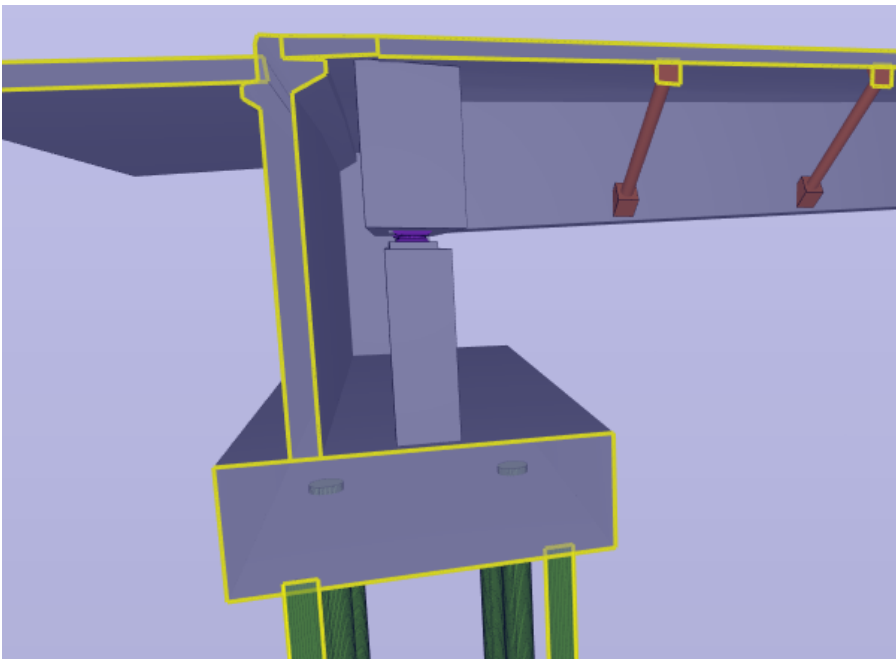
I akse 1 er det behov for støttemur bak brua og landkaret prosjekteres uten vingemurer. I akse 10 er det ingen støttemur, men vingemurer på landkaret.



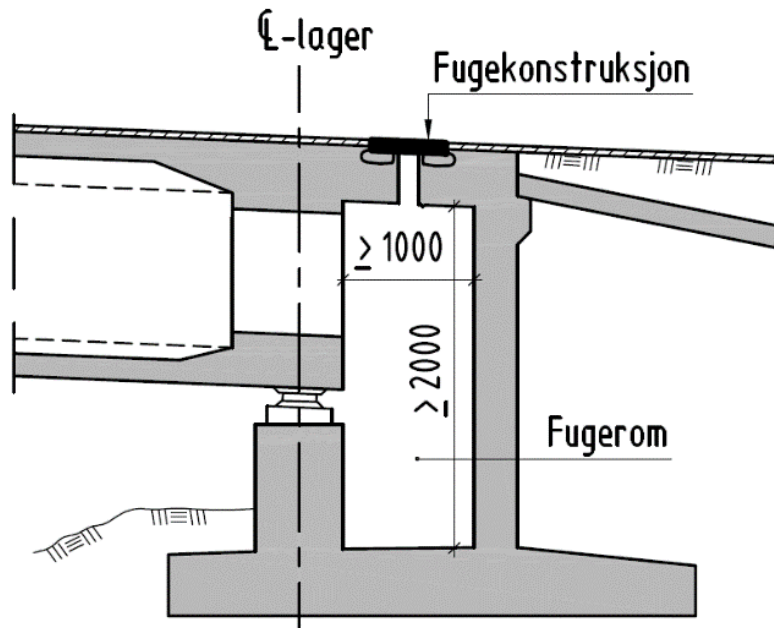
Figur 2-1. Utforming av landkar, utklipp fra modell, akse 1.



Figur 2-2. Utforming av landkar, utklipp fra modell, akse 10.



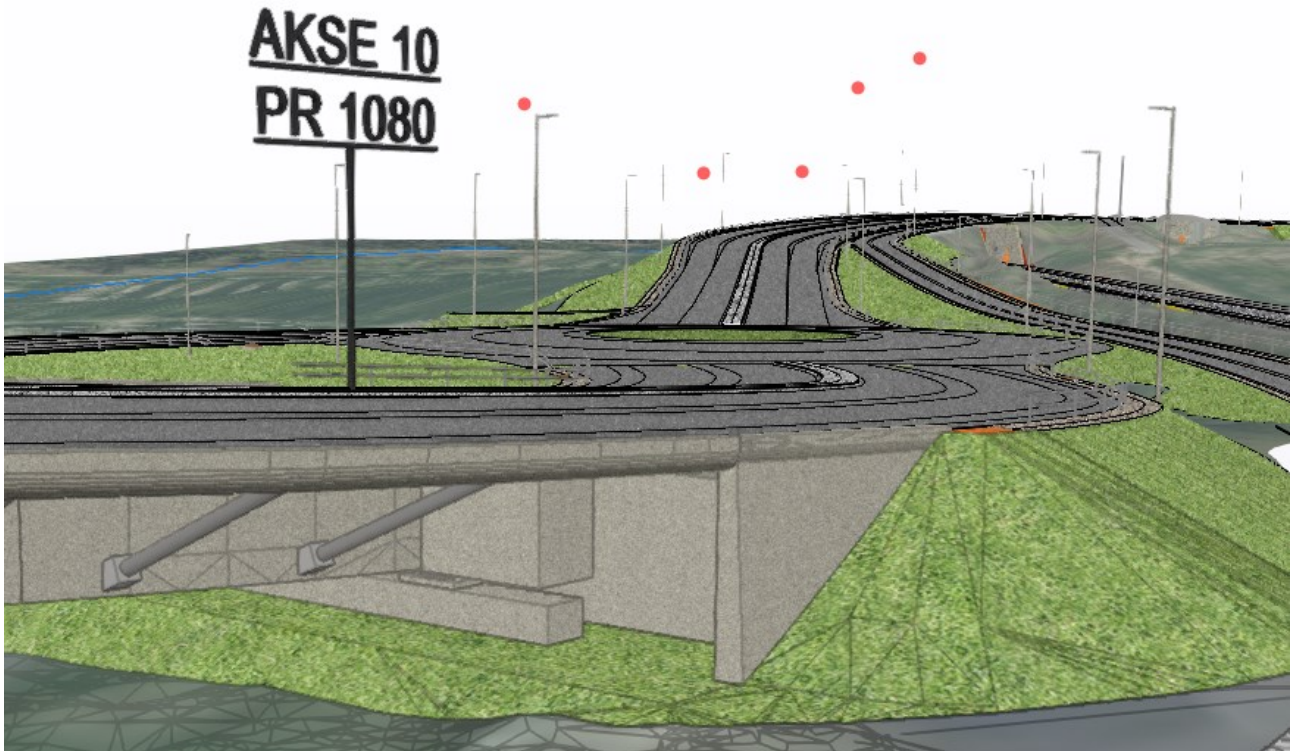
Figur 2-3. Utforming av landkar, fugerom. Fuge ikke vist. Utklipp fra modell, akse 1.



Figur 2-4. Utklipp fra N400 figur 3.4-1.



Figur 2-5. Landkar akse 1 sammen med øvrige objekter. Bak landkaret er det behov for støttemur på begge sider. Foran landkaret G/S-veg.



Figur 2-6. Landkar akse 10 sammen med øvrige objekter. Forholdene gjør det mulig å få landkaret veldig godt integrert i terrenget.

## 2.1 Lager

Landkarene utformes slik at OK fundament ligger rett under terrenget i framkant av landkar. Det vil være mulighet til inspeksjon av lager både fra utsiden og innsiden av fugerommet (krav til fri høyde min. 1200mm fra terreng/bunn fugerom til OK lager iht. N400 krav 3.3.2-2).

Det er et allsidig og et sidestyrt glidelager i aksene. Største vertikallast er ca. 9500kN og det er alltid trykk samtlige lastkombinasjoner i ULS, se utklipp under fra sofistik-modellen. Type 80 potlager fra Spenneteknikk eller tilsvarende kan brukes, se utklipp fra produktkatalog under. Kapasiteten for horisontallasten er i grenseland, men med mindre justeringer på lagrene kan de ta opp horisontallasten uten at dette påvirker prisbildet for lagrene.

	LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]
<input checked="" type="checkbox"/>	1				
1	2921	MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	-693.5	-796.7	0.0
2	2922	MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	-8823.5	860.2	0.0
3	2923	MAX-PY RSET ULS 6.10a/b	-7301.4	1262.9	0.0
4	2924	MIN-PY RSET ULS 6.10a/b	-1344.7	-1216.5	0.0

Figur 2-7. Lagerkrefter ULS akse 1 sidestyrt. Kombinasjonene viser maks/min vertikallast og maks/min horisontallast med tilhørende krefter.

	LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]
<input checked="" type="checkbox"/>	1				
1	2921	MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	-1086.7	0.0	0.0
2	2922	MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	-9566.1	0.0	0.0

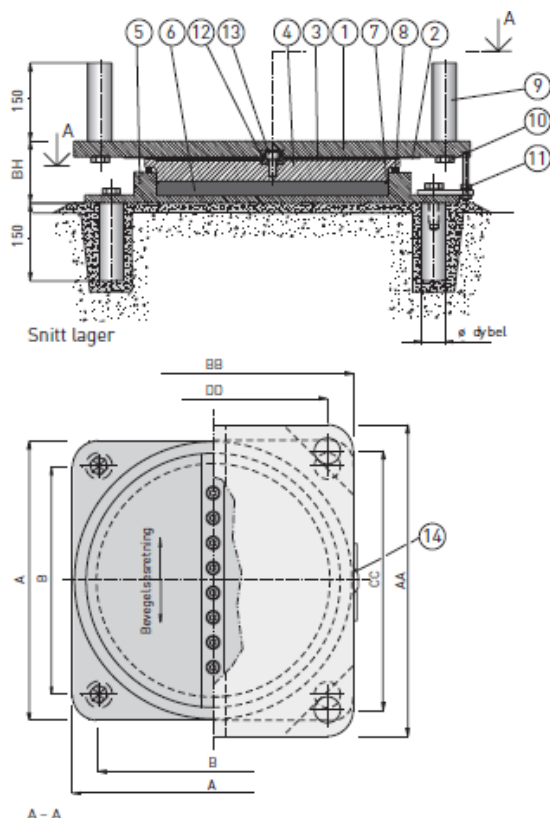
Figur 2-8. Lagerkrefter ULS akse 1 allsidig. Kombinasjonene viser maks/min vertikallast (ingen tilhørende horisontallast).

	LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]
<input checked="" type="checkbox"/>	1				
1	2921	MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	-862.2	421.1	0.0
2	2922	MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	-8768.9	-561.9	0.0
3	2923	MAX-PY RSET ULS 6.10a/b	-3207.3	1438.2	0.0
4	2924	MIN-PY RSET ULS 6.10a/b	-3819.0	-1514.7	0.0

Figur 2-9. Lagerkrefter ULS akse 10 sidestyrt. Kombinasjonene viser maks/min vertikallast og maks/min horisontallast med tilhørende krefter.

	LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]
<input checked="" type="checkbox"/>	1				
1	2921	MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	-927.5	0.0	0.0
2	2922	MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	-8980.4	0.0	0.0

Figur 2-10. Lagerkrefter ULS akse 10 allsidig. Kombinasjonene viser maks/min vertikallast (ingen tilhørende horisontallast).



### Ensidig bevegelig Type: E

#### Bevegelse (Ingen bevegelse i tverretningen):

± 50 mm  
± 100 mm

- |                       |                            |
|-----------------------|----------------------------|
| 1. Glideplate         | 7. Tetningsring            |
| 2. Rustfri glideplate | 8. Gummipakning            |
| 3. PTFE-plate         | 9. Forankringsbolt (dybel) |
| 4. Piston             | 10. Bolt                   |
| 5. Pot                | 11. Transportsikring       |
| 6. Gummielement       |                            |

#### Definisjoner

$V_{max}$  = Maksimal vertikal last kN

$H_{max}$  = Horisontalkraft på tvers av lageret kN

$V_{min}$  = Nødvendig minimum vertikal last ved  $H_{max}$  kN

Maksimal tippvinkel (rotasjon): 20%

Lager for opptak av større vertikal- og horisontallaster samt lagere med større tippvinkel og bevegelse kan leveres.

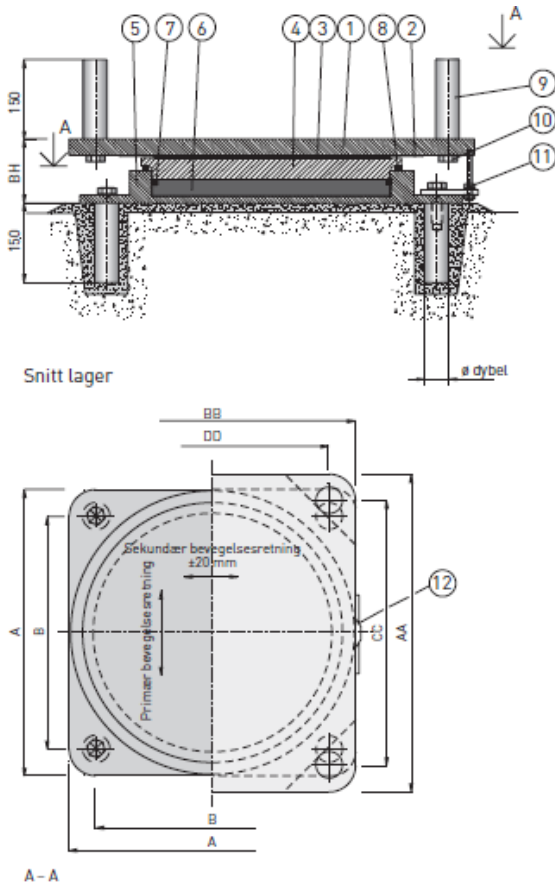
### Belastningstabell ensidig bevegelig lager i bruddgrensetilstanden

Type		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
$V_{max}$	kN	520	1590	3040	4690	6090	7670	9060	10570	13480	16250	21450	27400	33400
$V_{min}$	kN	80	380	1170	1910	2630	3130	3530	3950	4450	5250	6250	7010	8000
$H_{max}$	kN	160	420	720	910	1090	1210	1310	1410	1590	1740	1990	2180	2400

### Dimensjonstabell ensidig bevegelig lager (alle mål i mm)

		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
A	mm	200	295	390	470	535	590	640	685	770	840	955	1070	1170
B	mm	149	232	315	386	440	470	510	540	600	650	730	810	880
AA ± 50	mm	300	420	495	560	635	675	710	745	805	855	945	1025	1105
CC ± 50	mm	249	357	420	476	540	580	615	650	710	760	850	930	1010
AA ± 100	mm	400	520	595	660	735	775	810	845	905	955	1045	1125	1205
CC ± 100	mm	349	457	520	576	640	680	715	750	810	860	950	1030	1110
BB	mm	160	260	340	410	460	510	550	590	660	720	820	920	1010
DD	mm	109	197	265	326	365	415	455	495	565	625	725	825	915
BH	mm	84	99	98	108	113	121	124	132	139	149	161	175	187
Ø	mm	35	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50

Figur 2-11. Utlipp fra Spenneteknikks produktkatalog, ensidig bevegelig lager.



### Allsidig bevegelig Type: A

Bevegelse	Primær	Sekundær
	± 50 mm	±20 mm
	±100 mm	±20 mm

- |                       |                            |
|-----------------------|----------------------------|
| 1. Glideplate         | 7. Tetningsring            |
| 2. Rustfri glideplate | 8. Gummipakning            |
| 3. PTFE-plate         | 9. Forankringsbolt (dybel) |
| 4. Piston             | 10. Bolt                   |
| 5. Pot                | 11. Transportsikring       |
| 6. Gummelement        | 12. Viser/millimeterskala  |

### Definisjoner

$V_{max}$  = Maksimal vertikal last kN  
Maksimal tippvinkel (rotasjon): 20%

Lager for optak av større vertikallaster samt lager med større tippvinkel og bevegelse kan leveres.

### Belastingstabell allsidig bevegelig lager i bruddgrensetilstanden

Type		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130
$V_{max}$	kN	520	1590	3040	4690	6090	7670	9060	10570	13480	16250	21450	27400	33400

### Dimensjonstabell allsidig bevegelig lager (alle mål i mm)

		200	295	390	470	535	590	640	685	770	840	955	1070	1170
A	mm	200	295	390	470	535	590	640	685	770	840	955	1070	1170
B	mm	149	232	315	386	440	470	510	540	600	650	730	810	880
AA ± 50	mm	300	420	495	560	635	675	710	745	805	855	945	1025	1105
CC ± 50	mm	249	357	420	476	540	580	615	650	710	760	850	930	1010
AA ± 100	mm	400	520	595	660	735	775	810	845	905	955	1045	1125	1205
CC ± 100	mm	349	457	520	576	640	680	715	750	810	860	950	1030	1110
BB	mm	200	300	380	450	500	550	590	630	700	760	860	960	1050
DD	mm	149	237	305	366	405	455	495	535	605	665	765	865	955
BH	mm	72	78	88	97	102	111	114	118	129	139	151	165	177
Ø	mm	35	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50

Figur 2-12. Utklipp fra Spenneteknikks produktkatalog, ensidig bevegelig lager.

## 2.2 Fuger

Type fuge avklares i detaljprosjekteringen. Behov for fuge i både akse 1 og 10.

## 2.3 Frontvegg

Frontveggenes høyde varierer mellom akse 1 og akse 10 for å tilpasse seg terrenget. Tykkelsen er satt til 1200mm for å få tilstrekkelig plass til lager. Det er ikke gjort noen beregninger for frontveggen, men en tykkelse på 1200mm skal være tilstrekkelig med tanke på høyden og de relativt små lastene i veggen.

## 2.4 Bakvegg

Bakveggen har en høyde på ca. 7000mm i akse 1 og 5500mm i akse 10. Det er brukt lettfylling bak bakveggen og belastningen på veggen er derfor veldig lav. Det er ikke gjort noen beregninger på veggen men der er tatt utgangspunkt i tykkelse på 500mm og minimumsarmering, Ø16cc150. Eventuell optimalisering eller økning av tykkelsen har neglisjerbar innvirkning på den totale kostnaden.

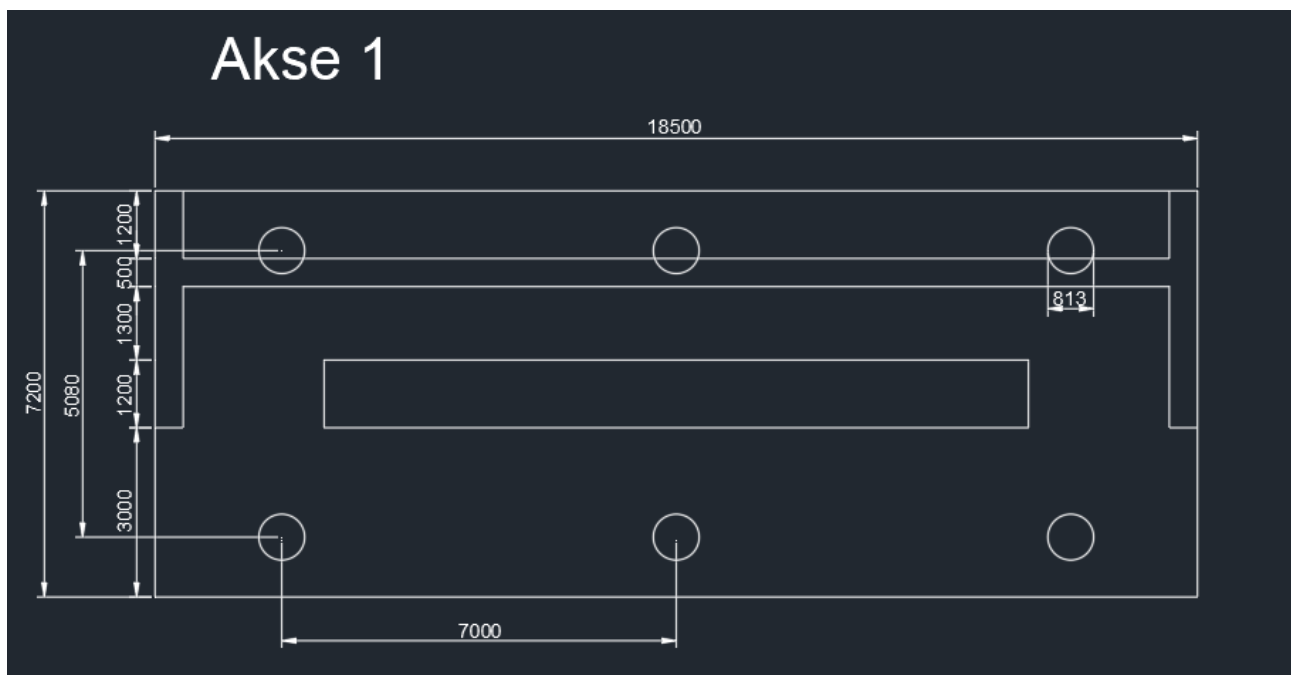
## 2.5 Sidevegger/vinger

Variabel tykkelse for å tilpasse seg mot helningen på muren bak akse 1. Lav belastning, kan optimaliseres.

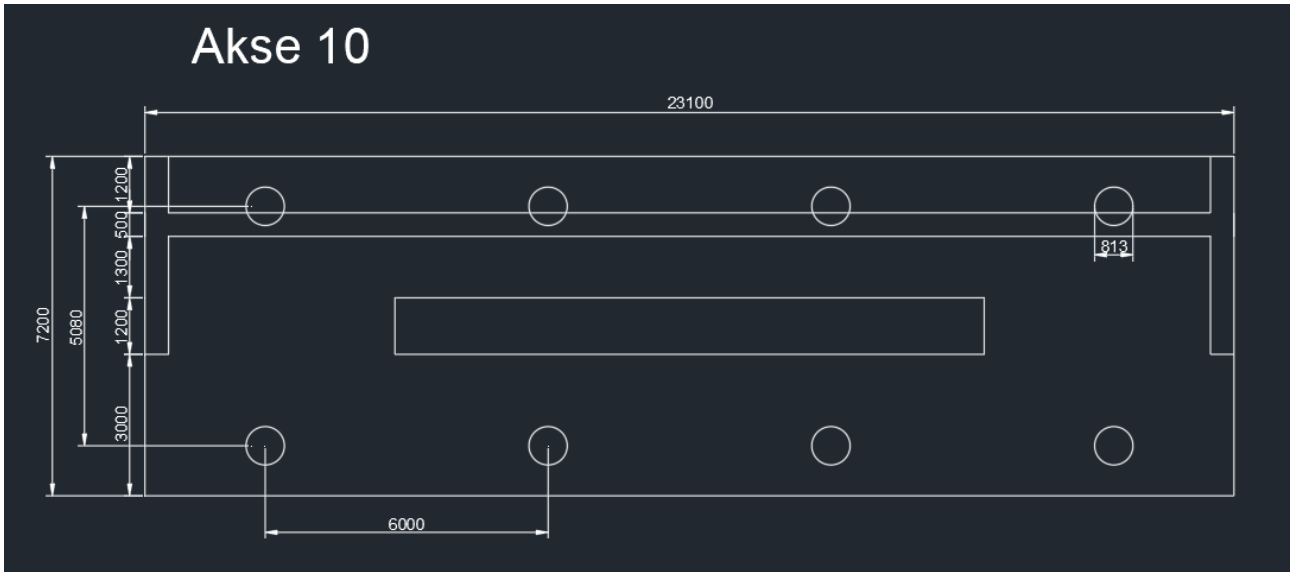
## 2.6 Fundament og peler

Det er valgt 6stk stålrørspeler Ø813 i akse 1 og 8stk i akse 10, se fundamentstørrelse og pelekonfigurasjon i figurene under. Armeringen er satt til Ø32cc200, dvs. 13 jern per pel. Fa-faktor er valgt lik 0.6 for begge landkarene. Fundamenttykkelse er antatt lik 2500mm. Utnyttelsen på pelene er høy i akse 1 men valgt senteravstand tillater en økning til Ø1016 uten å endre på øvrig geometri.

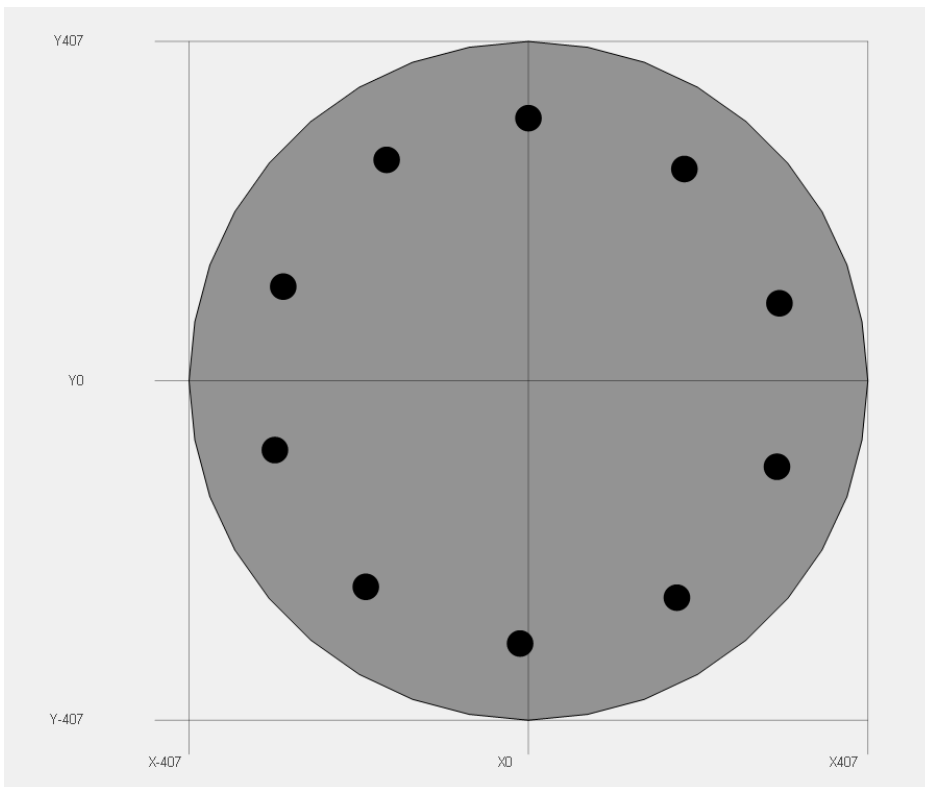
Fundamentene ligger rett under terrengnivået for å redusere byggegropene. Dette er spesielt viktig i dette prosjektet med kritiske grunnforhold og områdestabilitet. Med tanke på fundamentenes tykkelse er UK fortsatt på frostfri dybde.



Figur 2-13. Plan og pelekonfigurasjon.



Figur 2-14. Plan og pelekongfigurasjon.



Figur 2-15. Utklipp fra ConDim som viser pelestørrelse og valgt armering, Ø32.

Fa-faktor er valgt til 0.6 hvilket gir materialfaktor for betongen lik  $1.5/0.6=2.5$  og for armeringen  $1.15/0.6=1.92$ , se utklipp fra ConDim under.

GENERAL INPUT	CONCRETE	STEEL	TENDON
MATERIAL FACTOR			
Limit State	ULS	SLS	ALS
Material factor concrete	1.35	1	1.2
Material factor reinforcem...	1.32	1	1
Material factor tendon	1.15	1	1
Material factor steelpipe	1.1	1	1

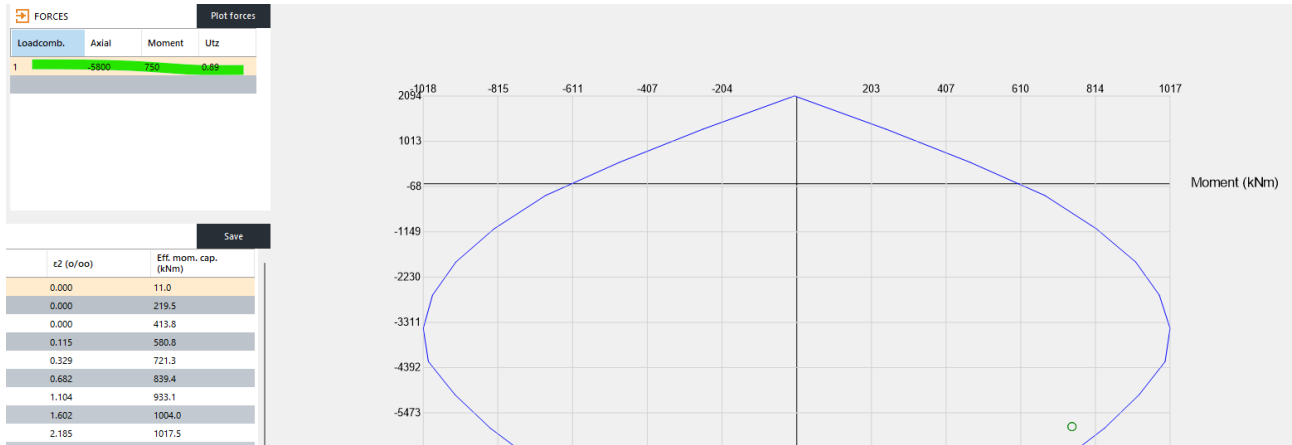
I figurene under vises utklipp fra Sofistik på krefter i UK fundament, samt M/N-diagram fra ConDim som viser at kapasiteten for høyest belasta pel. I landkaraksene er det ikke utført beregningene i GeoSuite, kun håndberegninger av konstruksjon. Grunnen til dette er delvis at håndberegningene stemmer veldig godt overens med beregningene i GeoSuite i de øvrige aksene, samt muligheten for å raskt øke peledimensjonen ved behov. Kraftene fra Sofistik vises i figur under:

LC: 2921-2922,2929-2930, Result Sets AX1: Reaksjonskr. UK land.vegg akse 1

LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]	MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	
1	2921 MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	17431.8	660.1	0.0	812.63	-4696.28	-10601.20	
2	2922 MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	9256.8	-832.7	0.0	-1025.10	3630.32	8275.55	
3	2929 MAX-MY RSET ULS 6.10a/b	16249.0	-812.6	0.0	-1000.33	9667.43	21686.33	
4	2930 MIN-MY RSET ULS 6.10a/b	12855.5	828.9	0.0	1020.51	-7672.21	-17256.57	
min	2921	-	9256.8	-832.7	0.0	-1025.10	-7672.21	-17256.57
max	2930	-	17431.8	828.9	0.0	1020.51	9667.43	21686.33

Håndberegning for akse 1 som har 6 peler basert på krefter fra Sofistik vises under (OBS, egenvekten har økt ca. 10% for akse 1. Beregningene oppdateres ikke i denne fasen, men utnyttelsen er rundt 100% med Ø813-peler. Uansett neglisjerbart for totalkostnaden hvis Ø1016-peler må brukes):

- Egenvekten av hele landkaret er ikke lagt inn i Sofistik. Det er lagt inn 3700kN men total vekt er 10000kN. Med lastfaktor 1.35 på egenvekt påføres derfor en ekstra vertikallast i pelene lik  $(10000-3700)\text{kN} \cdot 1.35 = 8500\text{kN}$ . Total vertikallast blir  $17500\text{kN} + 8500\text{kN} = 26000\text{kN}$ .
- Kraftene fra Sofistik virker sentrisk i pelegruppen.
- Normalkraft og momenter tas opp i kraftpar. Mest belasta pel får følgende kraft:
  - $N_{max} = N/6\text{stk} + My(2.5\text{m} \cdot 6\text{stk}) + Mx/(7\text{m} \cdot 4\text{stk})$
  - $N_{max} = 26000\text{kN}/6 + 10000\text{kNm}/15\text{m} + 22000\text{kNm}/28\text{m} = 5785\text{kN}$
- Horisontallasten må tas opp og gir i tillegg et moment avhengig av innspenningsdybden. Horisontallasten er lik 800kN og fordeles over alle pelene, dvs. ca. 135kN/pel. Antar en innspenningsdybde lik 5m hvilket gir et moment på 750kNm/pel.
- Beregningene i ConDim viser en utnyttelse på ca. 90%.



## 2.7 Skumplastfylling akse 1

Bak akse 1 vil det etableres en skumplastfylling. Dette er en løsning med liten påvirkning på områdesstabiliteten. Totallengden er ca. 60m og høyden reduseres tilnærmet lineært fra 7.5m til 0m. Under vises noen utklipp fra V221 for skumplastfyllinger:

### - Vertikale avslutninger

Skumplastfyllingen kan også avsluttes vertikalt og dekkes til med f.eks.:

- korrugerte plater av stål eller aluminium
- trepanel \*)
- sprøytebetong
- betongplater

\*) Bruk av trepanel forutsetter at konstruksjonen ikke ligger i brannfarlig område (gressbrann, skogbrann).

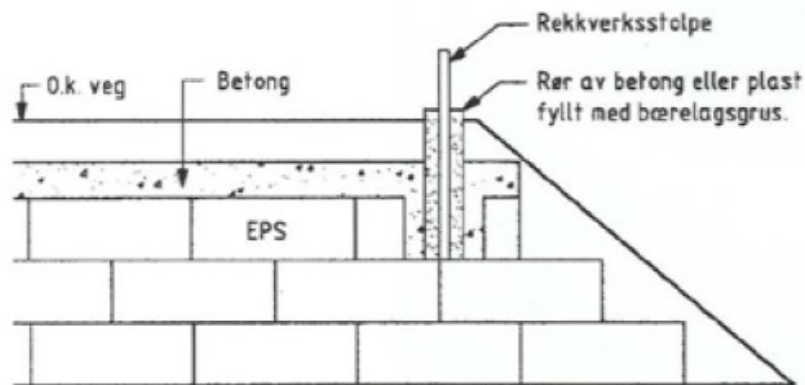


Figur 2-4- 12 Vertikal avslutning av EPS - fylling (Foto: R. Aabøe, Veglaboratoriet)

Figur 2-16. Utklipp fra V221 for skumplastfyllinger, vertikale avslutninger.

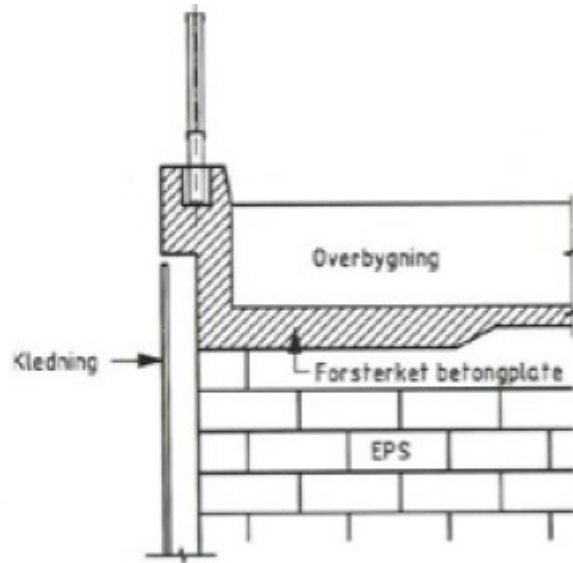
### - Rekkverk

Rekkverket kan fundamenteres / festes i betongplaten over EPS-fyllingen (der slik plate fins).



Figur 2-4- 13 Veg rekkverk i fylling (prinsipp tegning)

Figur 2-17. Utklipp fra V221 for skumplastfyllinger, innfesting av rekkverk.



Figur 2-4- 14 Vegrekkverk for vertikal EPS fylling (prinsippskisse).

Figur 2-18. Utklipp fra V221 for skumplastfyllinger, innfesting av rekkverk.

### 3 Fundamenter på peler akse 2-6 og 9

Det er ikke gjort noen dimensjonering av selve fundamentene. Grunnen til dette er at dimensjonene i plan er helt avhengig av pelekonfigurasjonen og dermed bestemt basert på det, samt at tykkelsen er antatt basert på erfaring. Dimensjonering av fundamentene er ikke kritiske for konseptet og en justering av tykkelsen på 10% har liten innvirkning på den totale brukostnaden.

Det er utført en alternativ utforming av fundamentene med en heksagon i plan. Dette kan være et alternativt for å spare litt plass inn mot jernbanen i akse 3 og 4. En rektangulær form er rimeligere i pris og er valgt her da avstanden til jernbanen er vurdert som tilstrekkelig uansett.

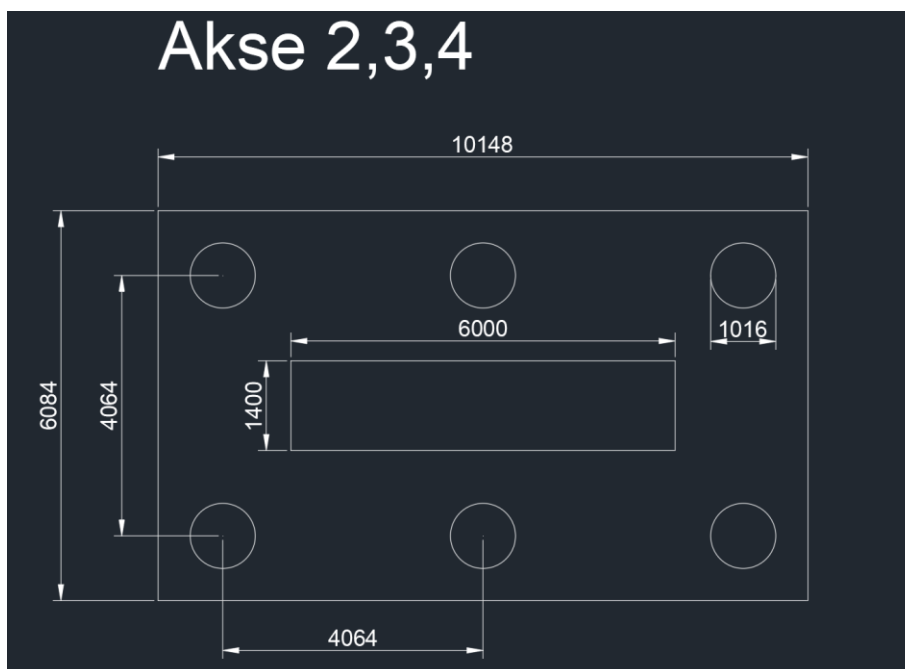
#### 3.1 Akse 2, 3 og 4

Akse 2, 3 og 4 har tilnærmet samme krefter og samme krav til fa-faktor og senteravstand og dimensjoneres derfor likt.

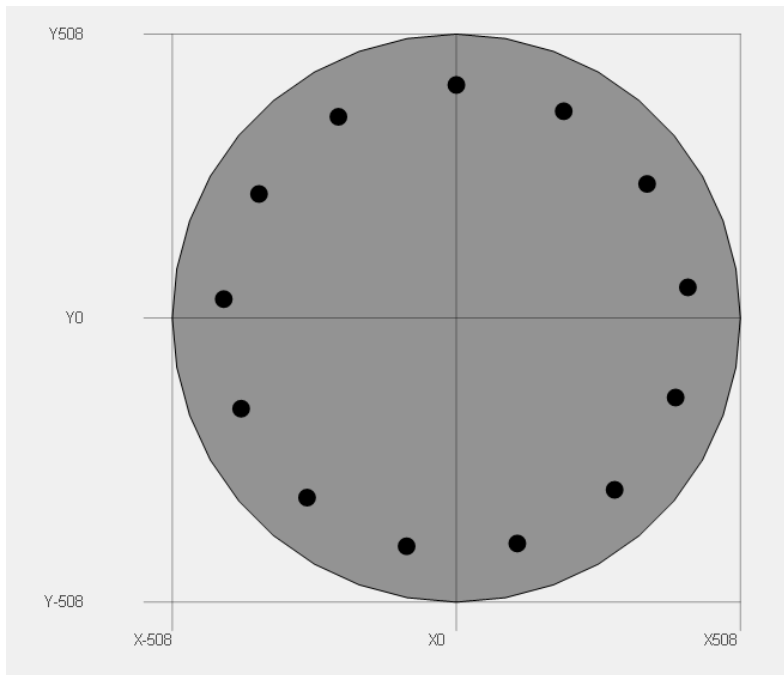
Det er valgt 6stk stålrørspeler Ø1016 per fundament, se fundamentstørrelse og pelekonfigurasjon i figuren under. Armeringen er satt til Ø32cc200, dvs. 13 jern per pel. Fundamenttykkelse er antatt lik 2800mm.

Fundament akse 2 ligger rett under terrengnivået og fundament akse 3 og 4 rett over terrengnivået for å redusere byggegropene. Dette er spesielt viktig i dette prosjektet med kritiske grunnforhold og områdestabilitet. Ønskelig er å plassere fundamentene rett under terrengnivået rent estetisk, men for å unngå byggegrop i nærheten av jernbanen plasseres akse 3 og 4 over. Landskapet rundt fundamentene må tilpasses best mulig og endelig høyde må avklares i forhold til utgraving av jernbanefylling kontra det estetiske.

Med tanke på fundamentenes tykkelse er UK i akse 2 fortsatt på frostfri dybde. Under akse 3 og 4 må det legges inn isolasjon.



Figur 3-1. Pelekonfigurasjon.



Figur 3-2. Utklipp fra ConDim som viser pelestørrelse og valgt armering, Ø32.

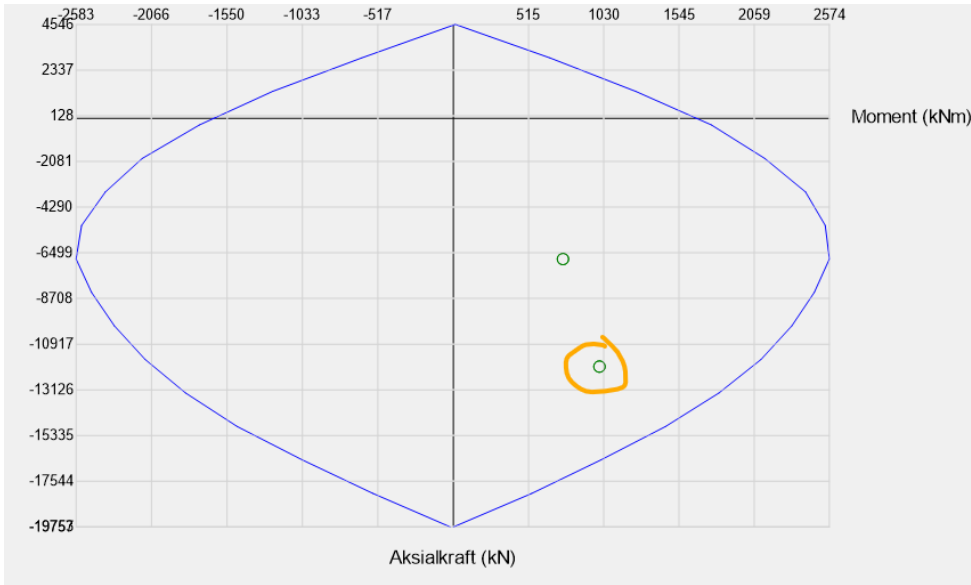
Fa-faktor er valgt til 0.75 hvilket gir materialfaktor for betongen lik  $1.5/0.75=2$  og for armeringen  $1.15/0.75=1.53$ , se utklipp fra ConDim under.

GENERAL INPUT	CONCRETE	STEEL	TENDON
➔ MATERIAL FACTOR			
Limit State	ULS	SLS	ALS
Material factor concrete	2	1	1.2
Material factor reinforcem...	1.53	1	1
Material factor tendon	1.15	1	1
Material factor steelpipe	1.1	1	1

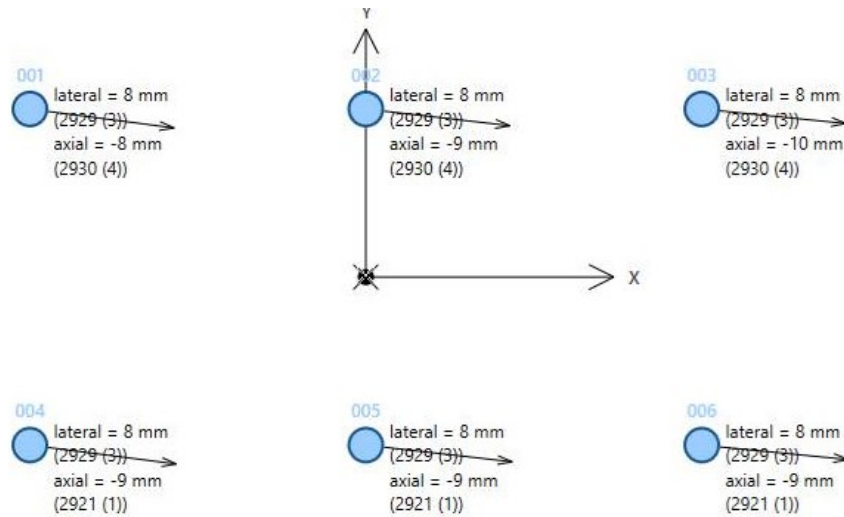
I figurene under vises utklipp fra Sofistik på krefter i UK fundament, samt M/N-diagram fra ConDim som viser at kapasiteten på pelene er god for høyest belasta pel. Krefter fra GEO i mest belasta pel er lik  $N=12000\text{kN}$  og  $M=1000\text{kNm}$ . Dette stemmer godt overens med håndberegninger utført av Konstruksjon. Utklipp fra GeoSuite vises også.

LC: 2921-2922,2929-2930, Result Sets AX3: Reaksjonskr. UK fund akse 3

LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]	MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	
✓ 1								
1	2921 MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	47850.1	-378.6	-112.4	-207.72	8.41	21614.45	
2	2922 MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	26976.5	536.5	160.6	294.26	1435.40	-17430.83	
3	2929 MAX-MY RSET ULS 6.10a/b	35876.9	-201.6	1767.7	-321.70	29857.27	22064.81	
4	2930 MIN-MY RSET ULS 6.10a/b	44125.9	296.5	-1767.7	377.03	-31007.10	-29200.52	
min	2921	-	26976.5	-378.6	-1767.7	-321.70	-31007.10	-29200.52
max	2930	-	47850.1	536.5	1767.7	377.03	29857.27	22064.81

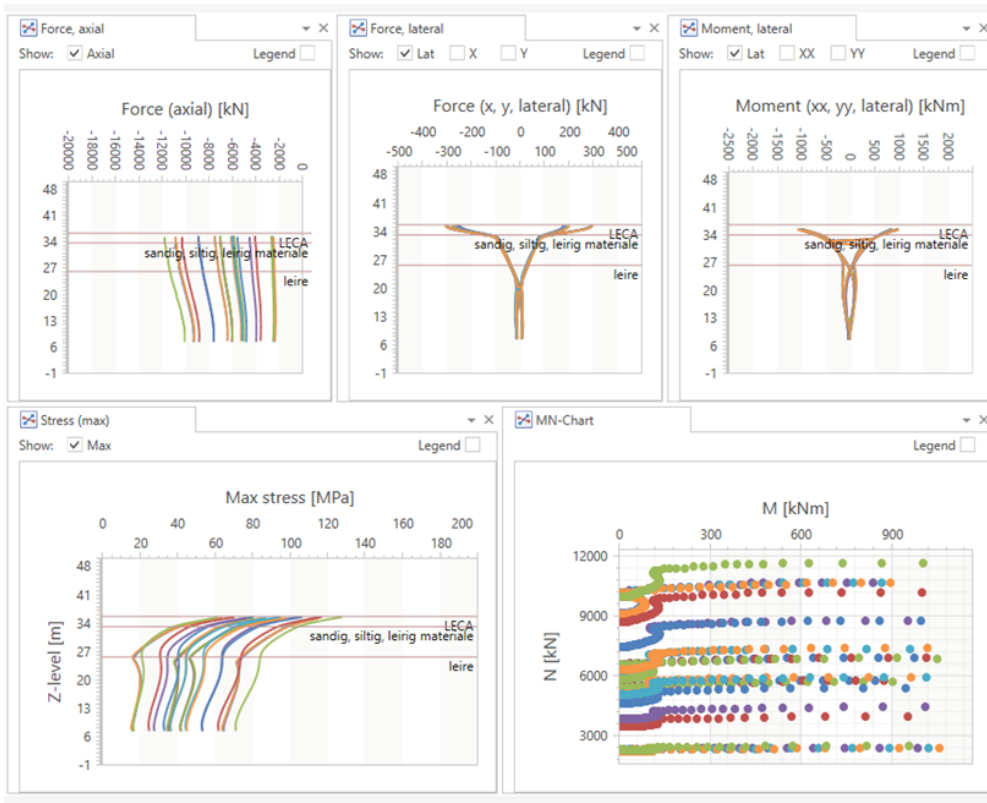


Figur 3-3. M/N-diagram fra ConDim.

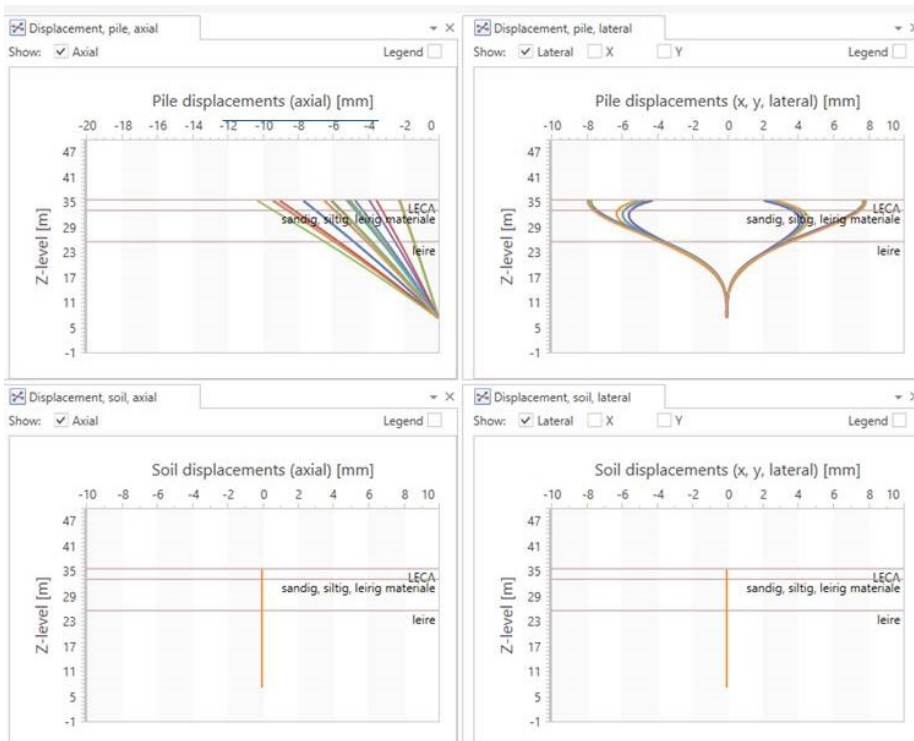


5,09 m    3,75 m    Scale 1:560    1 m    🔍 🔍 🔍

Figur 3-4. Utklipp GeoSuite.



Figur 3-5. Utklipp GeoSuite.



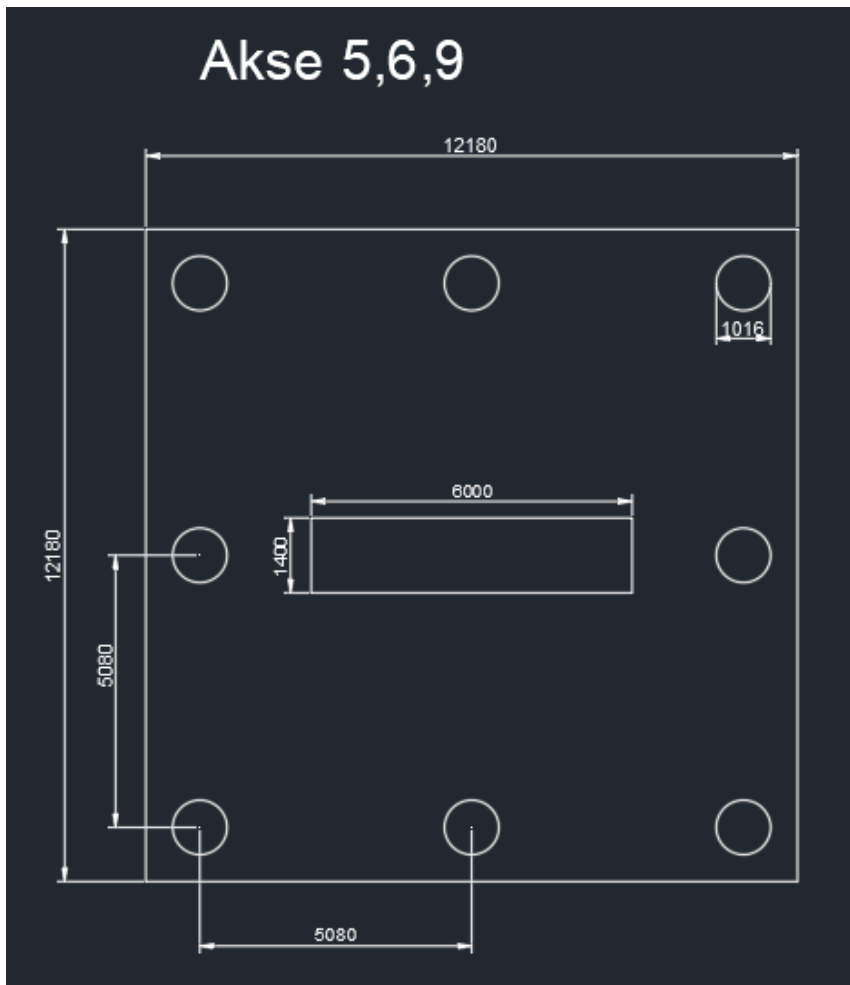
Figur 3-6. Utklipp GeoSuite.

### 3.2 Akse 5, 6 og 9

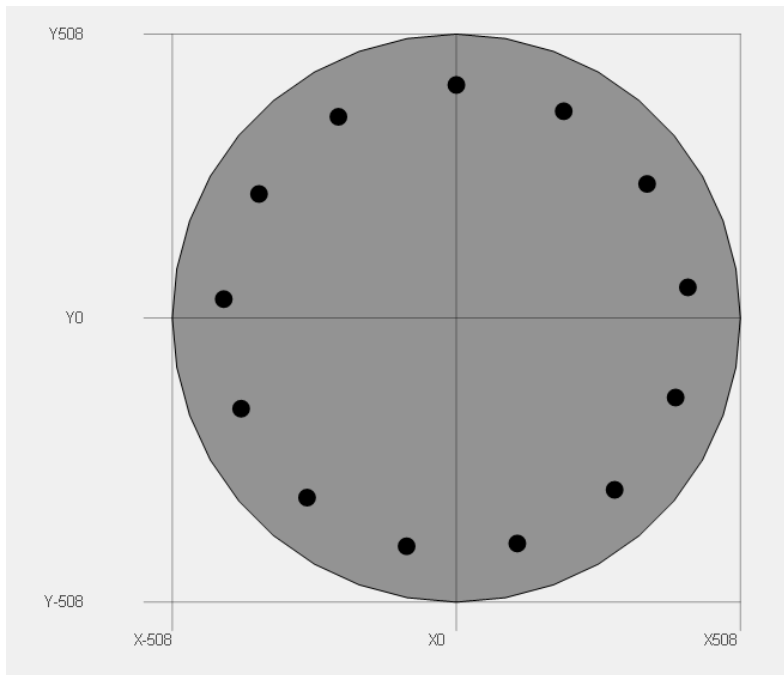
Lastbildet er litt forskjellig for akse 5 og 6 sammenlignet med akse 9, men kreftene i mest belasta pel blir ca. samme i overslagsberegninger. Fa-faktor og krav til senteravstand er også like, derfor dimensjoneres de helt like i denne fasen.

Det er valgt 8stk stålrørspeler Ø1016 per fundament, se fundamentstørrelse og pelekonfigurasjon i figuren under. Armeringen er satt til Ø32cc200, dvs. 13 jern per pel. Fundamenttykkelse er antatt lik 2800mm.

Fundamentene ligger rett under terrengnivået for å redusere byggegropene. Dette er spesielt viktig i dette prosjektet med kritiske grunnforhold og områdestabilitet. Med tanke på fundamentenes tykkelse er UK fortsatt på frostfri dybde.



Figur 3-7. Pelekonfigurasjon.



Figur 3-8. Utklipp fra ConDim som viser pelestørrelse og valgt armering, Ø32.

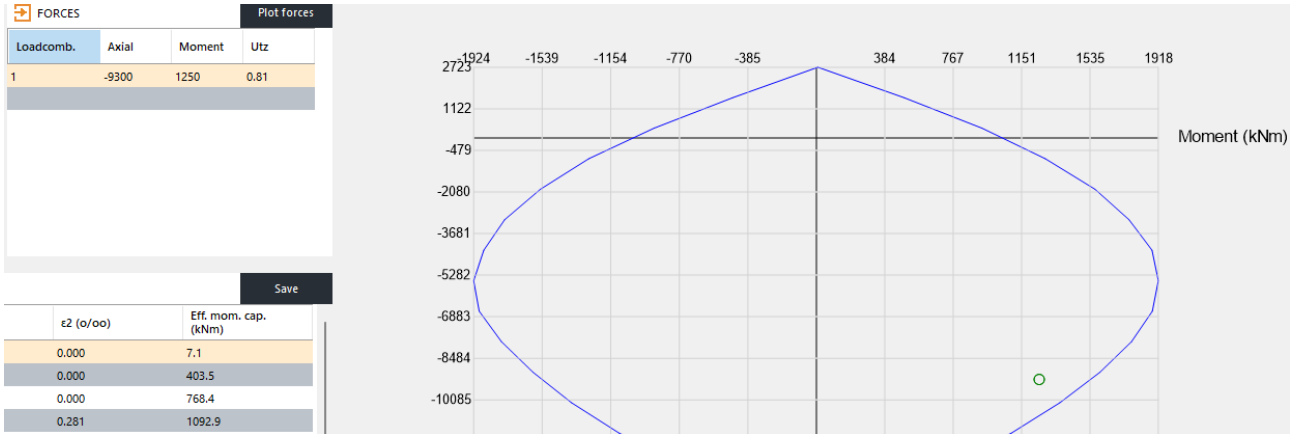
Fa-faktor er valgt til 0.6 hvilket gir materialfaktor for betongen lik  $1.5/0.6=2.5$  og for armeringen  $1.15/0.6=1.92$ , se utklipp fra ConDim under.

GENERAL INPUT	CONCRETE	STEEL	TENDON
MATERIAL FACTOR			
Limit State	ULS	SLS	ALS
Material factor concrete	2.5	1	1.2
Material factor reinforcem...	1.92	1	1
Material factor tendon	1.15	1	1
Material factor steelpipe	1.1	1	1

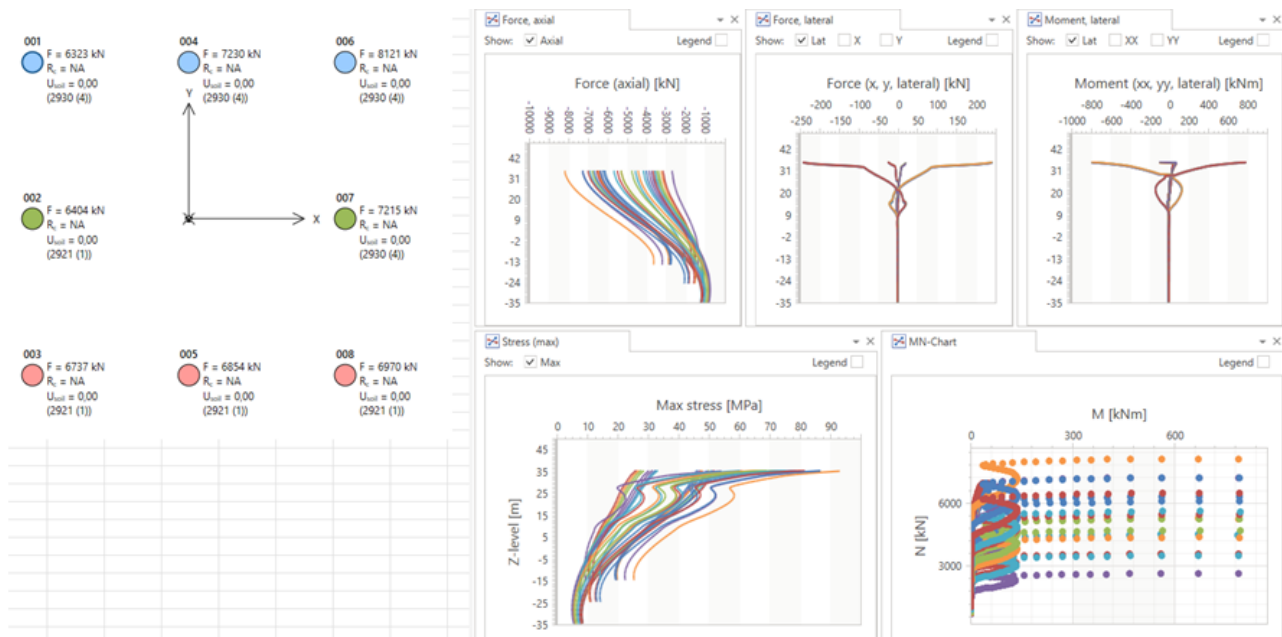
I figurene under vises utklipp fra Sofistik på krefter i UK fundament, samt M/N-diagram fra ConDim som viser at kapasiteten på pelene er god for høyest belasta pel. Krefter i mest belasta pel er lik  $N=9300\text{kN}$  og  $M=1250\text{kNm}$ . Kraftene har blitt skalert ca. 10% etter beregningen i GeoSuite, men håndberegning og Geosuite har god korrelasjon og GeoSuite er derfor ikke oppdatert i den siste runden. Utklipp fra Geosuite vises også.

LC: 2921-2922,2929-2930, Result Sets AX5: Reaksjonskr. UK fund akse 5

LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]	MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]	
1	2921 MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	51523.6	47.7	-114.6	1.21	-3317.67	8531.87	
2	2922 MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	27758.4	79.0	163.7	1.93	3650.23	8072.73	
3	2929 MAX-MY RSET ULS 6.10a/b	37093.8	-26.6	1937.0	-1.06	28724.25	21972.89	
4	2930 MIN-MY RSET ULS 6.10a/b	47273.4	41.2	-1937.0	1.43	-28715.00	-21191.56	
min	2921	-	27758.4	-26.6	-1937.0	-1.06	-28715.00	-21191.56
max	2930	-	51523.6	79.0	1937.0	1.93	28724.25	21972.89



Figur 3-9. M/N-diagram ConDim.



Figur 3-10. Utklipp Geosuite. Kraftene herfra er oppskalert til dimensjoneringen.

## 4 Fundamenter på peler akse 8

### 4.1 Oversikt og historikk

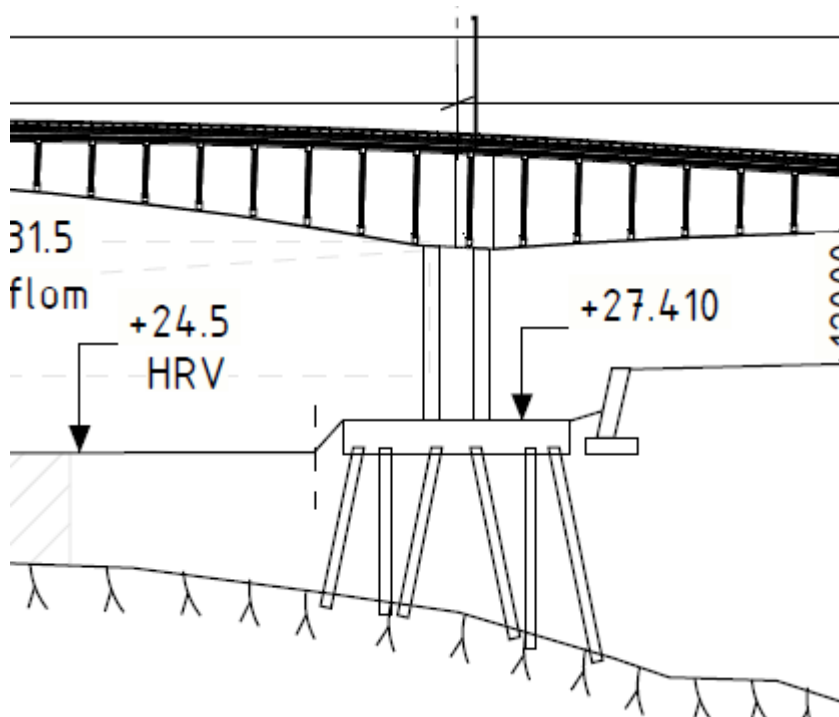
Da det nye kraftverket Sarp 2 var aktuelt, var planen å etablere fundamentet direkte på berg i byggegropen. Etter at prosjektet ble kansellert, er fundamenteringsløsningen for akse 8 revidert. Den opprinnelige løsningen innebar en massiv søyle med lengde over 30 meter. Uten Sarp 2 er det nå mer økonomisk gunstig å etablere fundamentet i dagens terrengnivå, på stålørspeler til berg.

Det nye designet vises i figurene under:

- To skivesøyler 1.4m\*6m, med lengde 16m.
- Fundament med utbredelse 21m i lengderetningen og 16m i tverretningen.
- 14stk Ø1220-peler med 28mm stålør.



Figur 4-1. Skivesøyler i akse 8. Fundament ved terrengnivå. Peler ikke vist. Dagens terreng vises, prosjektert ny terreng vil tilpasses slik at søylene er helt frittstående, se neste bilde.



Figur 4-2. Akse 8. Støttemur i bakkant for å holde fundamentet fritt slik at søylene har fri bevegelse.

Det er gjort detaljerte beregninger med full globalmodell for å finne en optimal løsning som balanserer mykhet i akse for å unngå altfor store tvangskrefter, samtidig som tverrsnittskapasiteten må være tilstrekkelig. Dette er en øvelse som er sterk knyttet til utformingen av akse 7.

En kort oppsummering av historikken for dimensjoneringen av akse 8 (og 7) presenteres under.

### Massive søyler akse 7 og 8

- I første omgang kjøres modellen med massive søyler i begge aksene. Massive søyler er fordelaktig i byggefasen da de er stivere enn skivesøyler. Med de aktuelle spennlengdene er det ikke helt usannsynlig at fritt frambygget kan dimensjoneres uten hjelpesøyler i detaljprosjekteringen med massive søyler (men usikkert, krever detaljerte dynamiske analyser). I tillegg gir det et visuelt stabilere inntrykk.
- Massive søyler trekker til seg store tvangskrefter. Spesielt de horisontale kreftene blir store i aksene.
- De massive søylene kan dimensjoneres for de opptredende kreftene.
- Pelefundamentet i akse 8 kontrolleres først med vertikale peler. Dette krever stort opptak av krefter i jorda, hvilket ikke er aktuelt med tanke på områdestabiliteten.
- Pelefundamentet kontrolleres med skråpeler, hvilket gir mindre belastning på jorda. Store horisontalkrefter er meget problematisk for skråpeler når de kan virke i begge retningene og gi både trykk og strekk. Kraftene i pelene er vurdert som for store.

Konklusjonen er at massive søyler trekker på seg altfor store krefter, spesielt horisontalkrefter, og løsning med massive søyler blir ikke valgt i forprosjektet. Det bør uansett gjøres en øvelse på dette i detaljprosjekteringen når samtlige parameterer er låste, da en ev. innsparing av hjelpetårnene gir en stor besparelse, hvis det ikke innebærer en betydelig økning i antall peler i akse 8.

## Skivesøyler akse 7 og 8

- Skivesøyler gir et betydelig mykere system enn massive søyler, hvilket reduserer kreftene i aksene.
- Hver enkelt skivesøyle har betydelig mindre bøyestivhet sammenlignet med den massive søylen, men skivesøyler tar opp moment i kraftpar.
- For dimensjonering av pelene er det ønskelig med mest mulig mykhet i søylene da dette reduserer tvangskreftene som må tas opp via pelene. Det ble gjort et forsøk med  $t=1000\text{mm}$  for søylene, men tverrsnittskapasiteten for søylene i akse 8 ble da ikke tilstrekkelig. Det er gjort vurderinger av jekking for å redusere kreftene, men dette gir relativt liten innvirkning her.
- Tykkelsen på skivesøylene ble økt til  $1400\text{mm}$ . Dette trekker på seg større krefter, men kapasiteten i søylene øker slik at de kan dimensjoneres for kreftene. Dimensjonering av søylene vises i mer detalj i kapittel 6.
- Det viser seg at pelefundamentet også kan dimensjoneres for disse kreftene, se detaljert presentasjon under.
- Mykheten av skivene er viktig, derfor må det garanteres at skivene får stå fritt. Dette er ivaretatt med en støttemur bak akse 8, se Figur 4-2, samt støttemurer langs kanten av fundamentet på akse 7 (ref. kapittel 5).
  - Det bør også kommenteres at friksjonskrefter fra aksene på lager gir en veldig stor belastning på akse 7 og 8. Plasseringen av de monolittiske søylene asymmetrisk på brua gir en ugunstig situasjon med tanke på friksjon. Akse 1-6 trekker i samme retning, mens det kun er akse 9 og 10 som motvirker denne friksjonen (i tillegg kun med faktor på 50% iht. N400 pkt. 5.5.2). Med tanke på bruas asymmetriske plassering i forhold til Glomma må det utformes slik. En forlengning av brua på Hafslund hadde redusert denne effekten, men det resulterer i en lengre bru med større materialforbruk, hvilket ikke er aktuelt.

## 4.2 Dimensjonering pelefundament

Det er valgt å modellere akse 8 med fast innspenning ved UK fundament i globalmodellen. Dette er en konservativ forutsetning for peledimensjoneringen, ettersom pelefundamentets reelle mykhet ikke inngår i modellen. Inkludering av pelestivhet ville redusert tvangskreftene, slik at dagens modell gir en innebygd sikkerhetsmargin.

Kreftene hentes ut fra globalmodellen ved UK fundament. Det er utført overslagsberegninger for hånd, men siden akse 8 er den mest kritiske aksene med store lastnivåer og betydelig variasjon i bergdybde, må effekten av variabel pelelengde ivaretas. Håndberegningene som er satt opp kan ikke håndtere dette, og det er derfor nødvendig å bruke analyseverktøy.

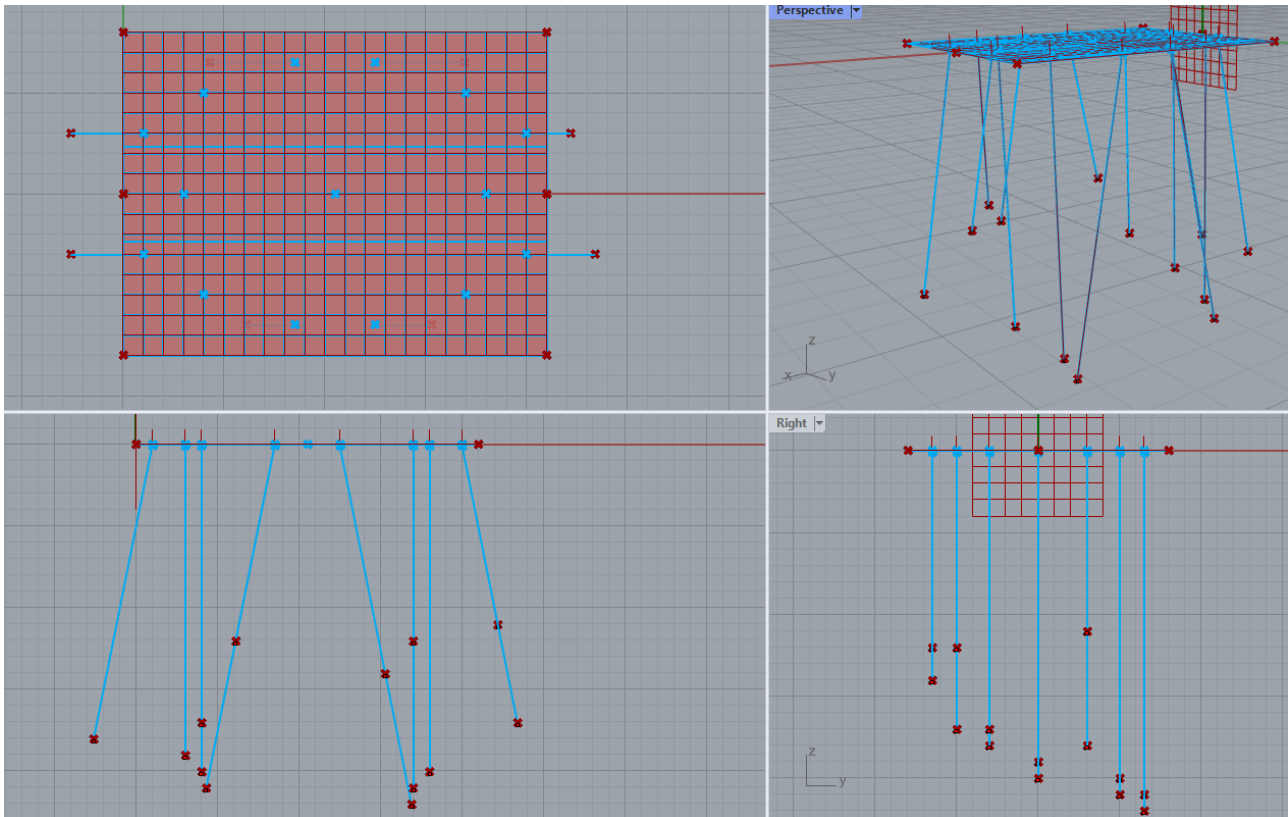
En lokalmodell er etablert i Sofistik med kun fundament og peler, med korrekte pelelengder. Kreftene fra globalmodellen påføres ved toppen av fundamentet som snittkrefter fra de kritiske lastkombinasjonene. I Sofistik-modellen er fundamentet modellert som stivt. Jordinteraksjon – som både gir jordtrykk som må tas opp og samtidig bidrar med sidestøtte – er ikke inkludert.

I GeoSuite er fundamentet også stivt, men her inngår jordinteraksjonen. I detaljprosjekteringen bør det vurderes en modell som kombinerer variabel pelelengde, redusert fundamentstivhet og jordinteraksjon for å oppnå mest mulig realistisk lastfordeling. Utklipp fra beregningsmodellene vises under.

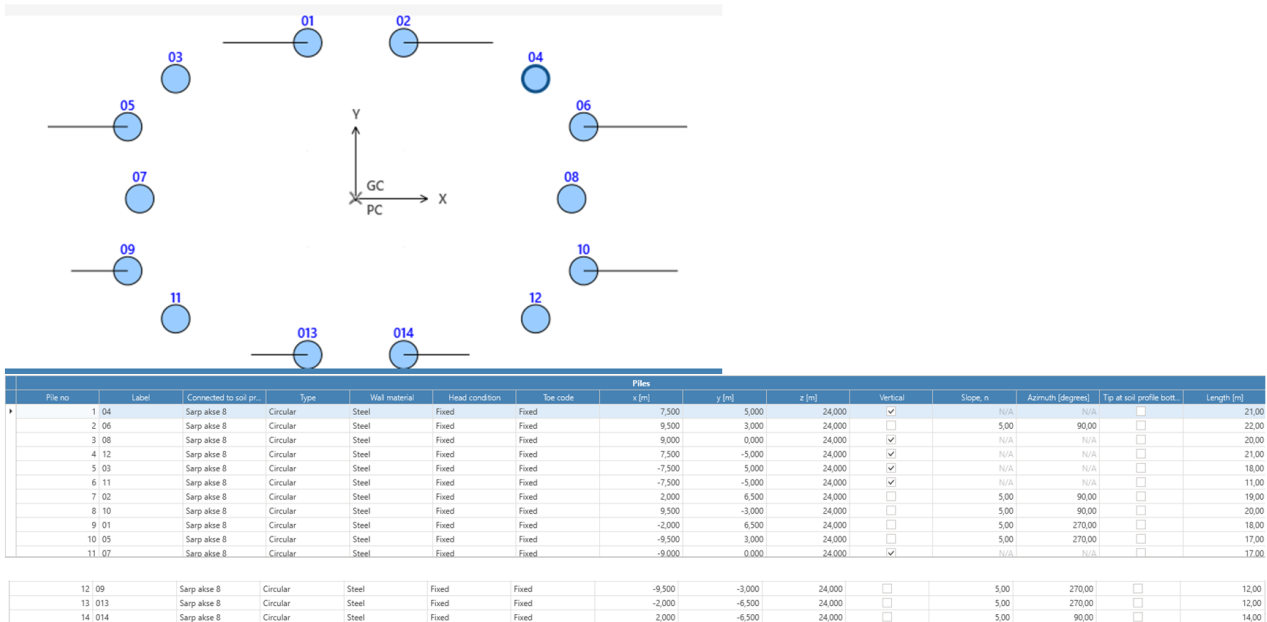
Pelekonfigurasjonen er symmetrisk, men det er ingen peler i hjørnene. Statisk sett, uten hensyn til pelelengdevariasjon, ville hjørneplassering vært gunstig. Ett av hjørnene har imidlertid svært kort avstand til berg, noe som gir en pel med uforholdsmessig store krefter. Å fjerne kun denne pelen ville

skapt en uønsket asymmetri og gitt store krefter i de øvrige pelene. Derfor er alle hjørnepeler flyttet innover. Variasjonen i pelelengder medfører at kreftene ikke fordeles helt symmetrisk, til tross for en i plan symmetrisk konfigurasjon.

Det er ingen skråpeler i tverretningen, ettersom kreftene her er relativt små. I lengderetningen er derimot åtte peler hullet 5:1, mens de øvrige pelene er vertikale.



Figur 4-3. Utklipp fra Grasshopper, grunnlag for Sofistik-modell. Blå prikk i midten av fundamentet i plan er kun en node uten pel.



Figur 4-4. Utklipp fra GeoSuite, plassering av pelar og helning.

Dimensjonerende krefter fra globalmodellen i Sofistik vises under. Fundamentets vekt er ikke inkludert i resultatene fra Sofistik, men det er her påført manuelt. Kraftene legges inn direkte i GeoSuite og i lokalmodellen i Sofistik for kontroll av pelekrefter.

Forklaring til snittkreftene:	
Pz:	Vertikallast. Positiv verdi gir trykk i pelene.
Py:	Horisontallast i bruas tverretning.
Px:	Horisontallast i bruas lengderetning.
Mz:	Torsjonsmoment
My:	Moment om bruas tverrakse (dvs. moment som kommer fra globalmoment, bremselast, etc.)
Mx:	Moment om bruas lengdeakse (dvs. moment som kommer fra vind i tverretning, etc.)

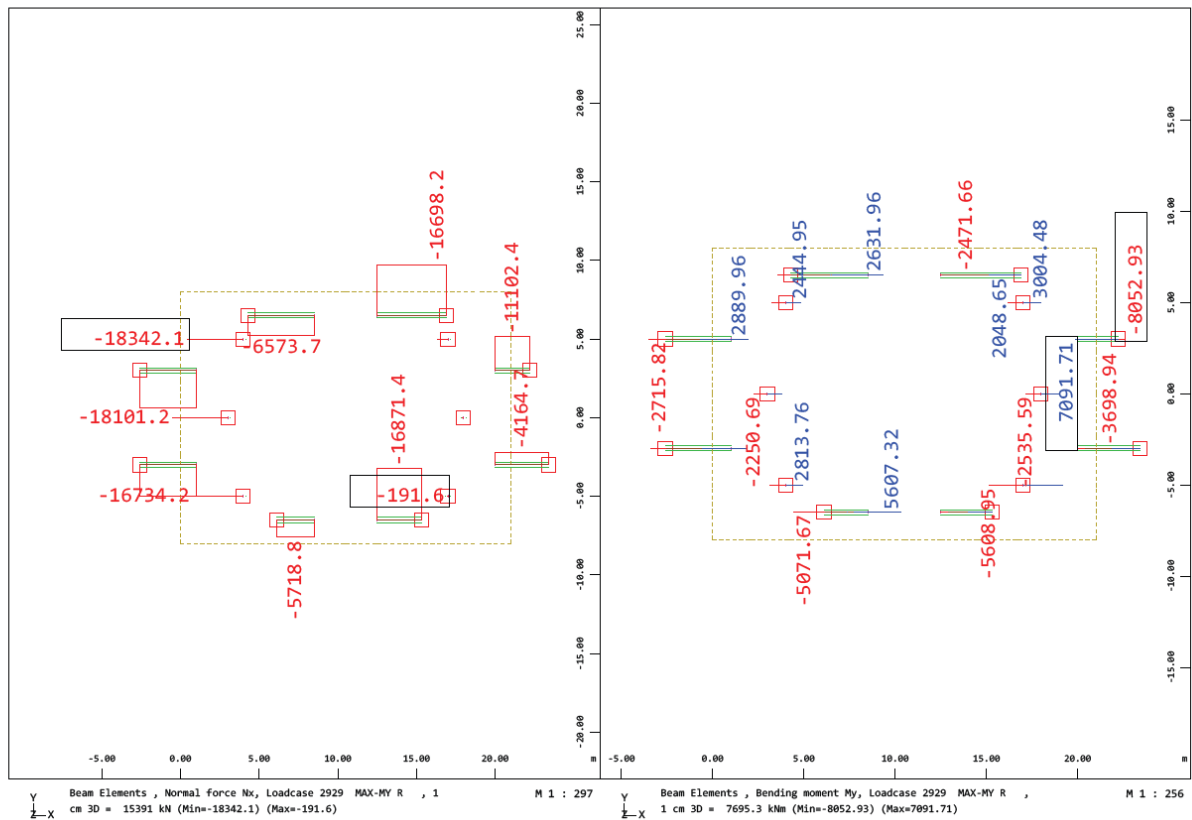
Figur 4-5. Forklaring til snittkreftene fra globalmodellen i Sofistik.

Output til sofistik-modell der vi har pelar (modell med kun pelar og fund):							
Legger til vertikallast fra fundament og avrunder tallene							
LC	LC-tittel	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]	MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]
2921	'MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b'	150 280	150	8 560	2 320	328 770	3 940
2922	'MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b'	101 300	-30	-8 620	660	-36 910	-31 300
2929	'MAX-MY RSET ULS 6.10a/b'	145 350	-40	9 200	950	420 710	-53 740
2930	'MIN-MY RSET ULS 6.10a/b'	109 770	100	-8 830	2 510	-132 810	9 990
2931	'MAX-MX RSET ULS 6.10a/b'	110 760	-4 450	-4 900	6 760	48 100	134 900
2932	'MIN-MX RSET ULS 6.10a/b'	138 130	4 380	5 190	-3 840	262 230	-174 780

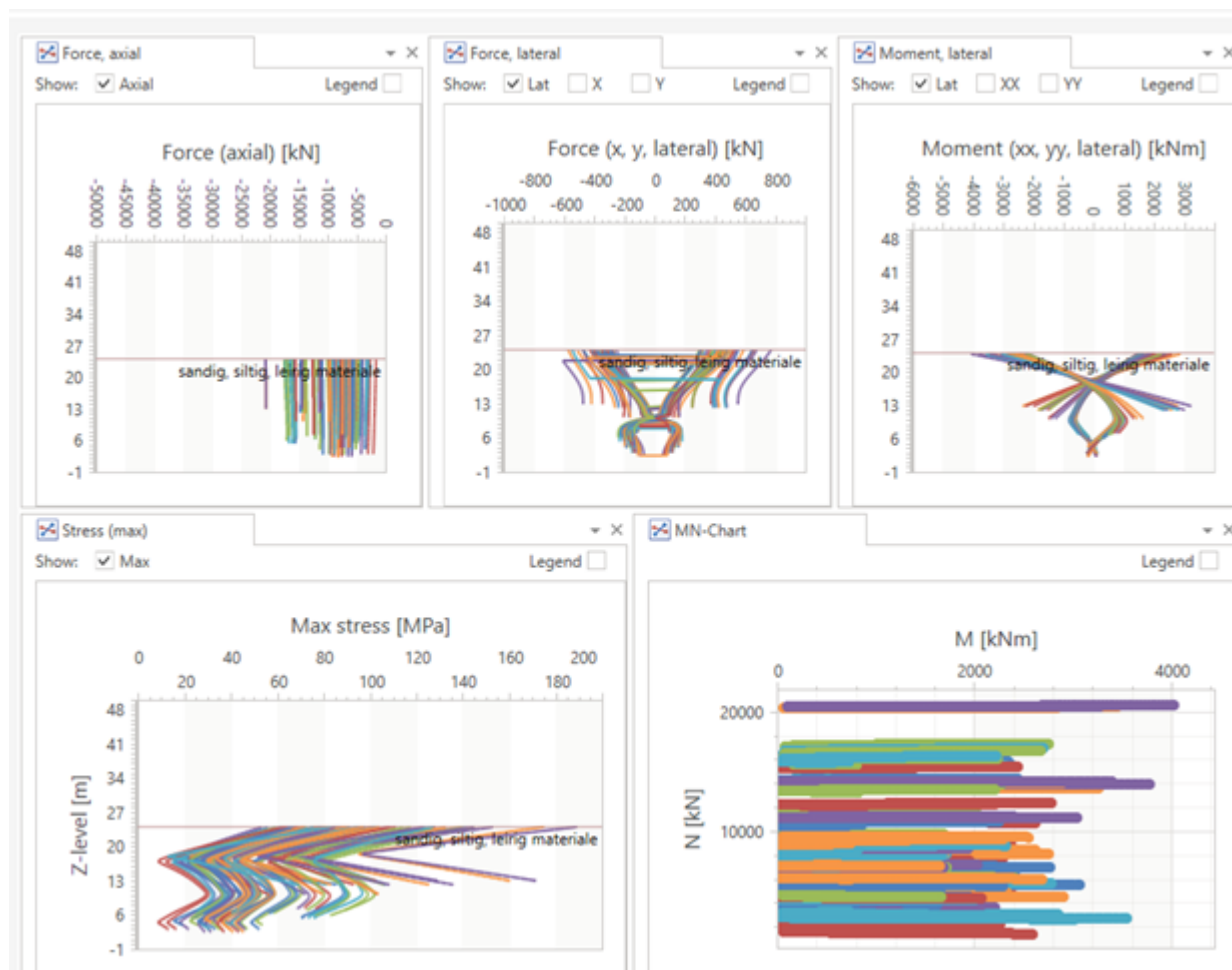
Figur 4-6. Dimensjonerende lastkombinasjoner i ULS fra Sofistik. Krefter hentet i senter UK fundament.

Det er lastkombinasjon LC 2929, dvs. maksimalt moment om tverraksen med tilhørende krefter, som er dimensjonerende for pelefundamentet. Snittkrefter i pelene fra modellene i Sofistik og GeoSuite vises under. GeoSuite ivaretar interaksjonen med jorda, hvilket gir noe større aksialkraft i pelene men en betydelig reduksjon av momentene.

Myrbrua  
 Pelekrefter ULS



Figur 4-7. Aksialkrefter og moment  $M_y$  fra Sofistik for dimensjonerende lastkombinasjon i ULS, LC 2929. Moment i motsatt retning,  $M_z$ , er små og det resulterende momentet på pelene vil kun øke med noen prosenter fra  $M_y$ .



Figur 4-8. Resultater fra GeoSuite for dimensjonerende lastkombinasjon i ULS.

I figurene under vises MN-diagram og tilhørende input i ConDim for Ø1220-pel med 28mm stålrør der 10mm har korrodert, dvs. 18mm stålrør brukes konstruktivt. Det er lagt på fa-faktor på 0.7, hvilket blir ivaretatt med en økt materialfaktor i ConDim. Det er brukt Ø32cc150 som armering. Det vises også et utklipp der kombinasjon av moment og aksialkraft er vist for; Pel med størst moment i Sofistik, pel med størst aksialkraft i Sofistik og pel med størst moment og aksialkraft (samsvarer) i GeoSuite. Utnyttelsene vises også i tabellform.

Størst utnyttelse på 87% har kombinasjonen for størst moment fra Sofistik, der interaksjon med jorden ikke er ivaretatt. Tilsvarende utnyttelse basert på kreftene fra GeoSuite der interaksjon med jorden blir ivaretatt er 52%. Jorden vil ha en stor innvirkning på dimensjoneringen og må ivaretas.

Som nevnt tidligere er fundamentet stivt i beregningene. En mykhet av fundamentet må vurderes i en detaljprosjektering, men restkapasiteten i pelene er god. Hvis mykheten i fundamentet har liten innvirkning vil det være mulig å redusere dimensjonen på stålrøret, hvilket vil redusere prisen på pelene.

Det bør også kommenteres at knekking av pelene ikke er kritisk i disse massene.

Fundamentets bredde og lengde bestemmes av pelekonfigurasjonen, 21m\*16m. Det er ikke utført detaljerte beregninger for fundamentets tykkelse. Det er erfaringsmessig antatt en tykkelse mellom 3m-3.5m.

# ConDim

Version: 1.4.0  
Concrete design according to NS-EN 1992-1-1:2004 + A1:2014 + NA:2021  
Developed by Multiconsult AS/Johs. Holt AS 2002 - 2025

## Project:

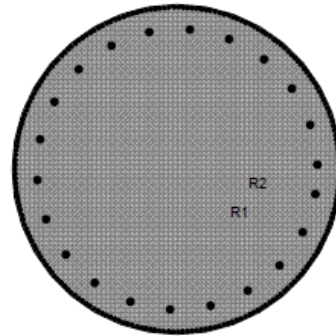
## Cross section

Section: Pel1220\_18stål Stålrør 28mm - dimensjonerer for 10mm korrosjon

### Material data:

Concrete type: B45  
Limit state: ULS  
Matr. factor concrete: 2.14  
Matr. factor reinforcement: 1.64  
Fcd: 17.87 MPa  
AlfaCC: 0.85

fa-faktor 0.7 ivaretatt ved økt materialfaktor:  
1.5/0.7=2.14  
1.15/0.7=1.64



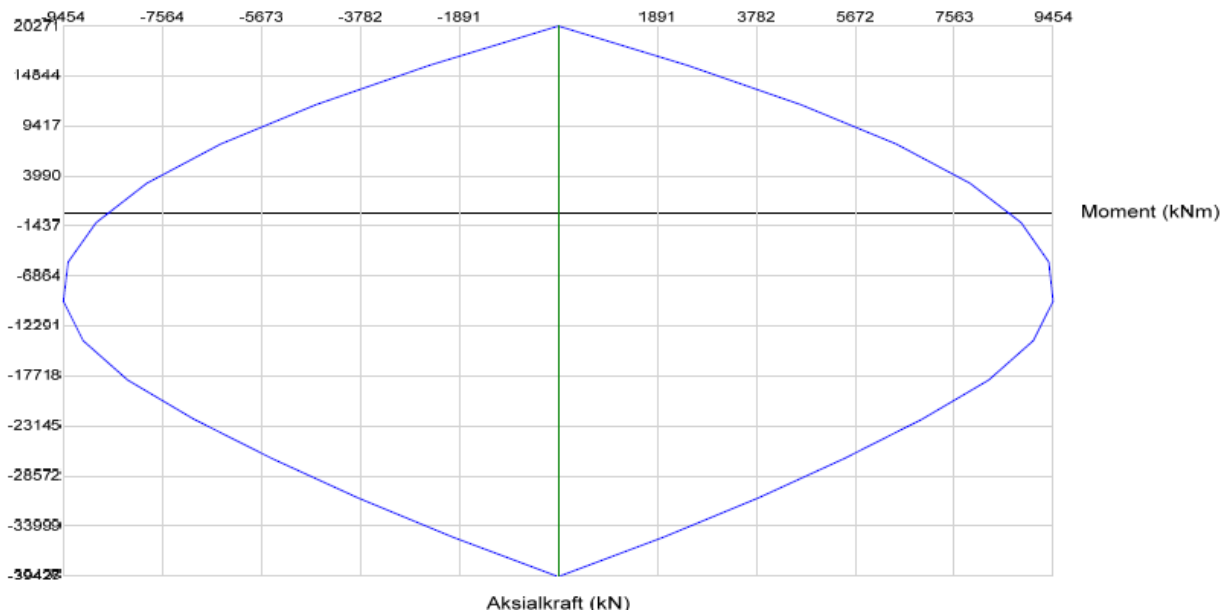
### Reinforcement

Gnr	Dia	Qty.	Cover	c/c	As	Fsd
1	32	22	75	150	17693	305
2 Stålrør	20	219	0	17	68801	216

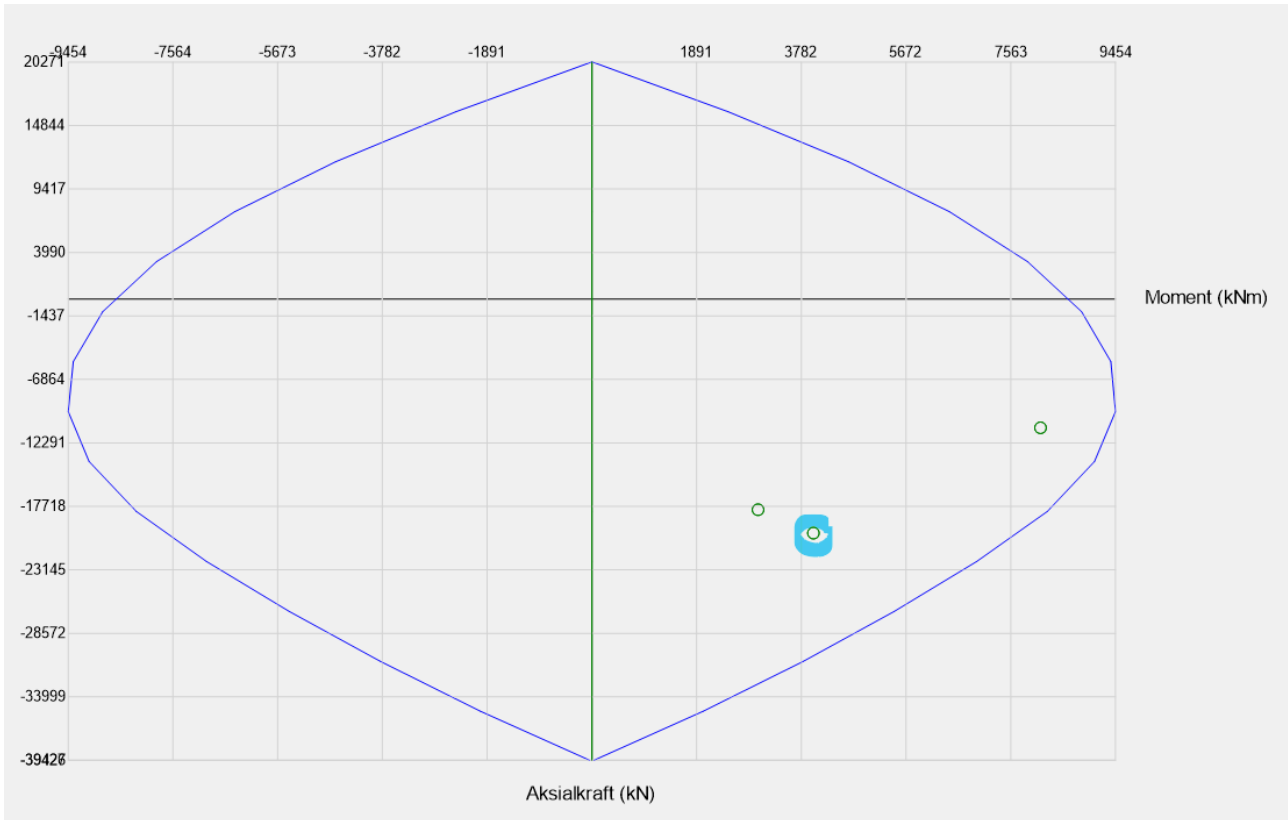
$$1220\text{mm} \cdot \pi \cdot 18\text{mm} = 68989\text{mm}^2$$

### MN - diagram

Direction	My [kNm]	Buckling length [m]	C-factor	εMax reinforcement	εMax concrete
x	0.0	0.0	10.0	30.0	-3.5



Figur 4-9. Input egenskaper peler med tilhørende MN-diagram.



Figur 4-10. MN-diagram med kritiske kombinasjoner av M og N fra Sofistik og Geosuite. Resultat basert på GeoSuite markert med blå farge i tillegg.

Loadcomb	Axial	Moment	Uts
1	-18000	3000	0.36
2	-11000	8100	0.87
3	-20000	4000	0.52

Figur 4-11. Kritiske kombinasjoner av M og N fra Sofistik og Geosuite som blir lagt inn i MN-diagrammet med tilhørende utnyttelser.

## 5 Fundament på berg akse 7

FFB-akse 7 direktefundamenteres på berg. Der er knyttet usikkerhet til bergets bæreevne og det er derfor tatt utgangspunkt i et lavt tillatt grunntrykk rundt 5MPa, hvilket gir fundamentareal lik 9m\*10m. I neste fase av prosjektet bør geolog vurdere bergets bæreevne. Bæreevne lik 10MPa er ikke uvanlig, hvilket reduserer fundamentstørrelsene til f.eks. 7m\*9m. I tabellen for kontroll av stabilitet og bæreevne beregnes grunntrykket for flere forskjellige fundamentstørrelser slik at det er mulig å sjekke hvordan tillatt grunntrykk påvirker fundamentstørrelsen.

**Merk:** Dimensjoneringen av fundament på berg akse 7 er basert på globalmodellen fra perioden da Sarp 2 fortsatt var en del av planforutsetningene (krefter hentet fra akse 8). I den oppdaterte globalmodellen er lastene i akse 7 redusert, noe som iht. våre beregninger kan åpne for å redusere fundamentets størrelse til ca. 7 m × 9 m med et grunntrykk på 5 MPa, tilsvarende omtrent 70 m<sup>3</sup> betong. Det må likevel påpekes at lastene i akse 7 kan endres noe i neste fase, ettersom pelene i akse 8 ikke er modellert i globalmodellen. Pelefundamentet i akse 8 med skråpeler er relativt stivt, derfor kan effekten av dette fortsatt være relativt liten. Endringen i krefter kan gå begge veier for akse 7 da mykere peler i akse 8 gir mindre krefter fra tvang i akse 7 men større krefter fra ytre laster. På denne bakgrunn er det valgt å beholde dimensjonene fra tidligere beregninger i denne fasen. Total brukostnad påvirkes i liten grad, men optimalisering av fundamentstørrelsen må vurderes i detaljprosjekteringen.

Fundamentene kontrolleres for bæreevne, stabilitet, glidning samt eksentrisiteter iht. N400.

KRAV 7.2.2—2 **SKAL**

GJELDENDE FRA 01.01.2022

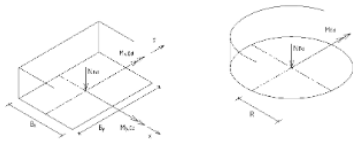
Bæreevne/velting skal kontrolleres i bruddgrensetilstand etter følgende prosedyre:

- 1) Lasteksentrisiteter bestemmes.
- 2) Effektiv fundamentflate bestemmes som et areal,  $A_0$ , med lasteksentrisiteten(e) i arealets tyngdepunkt (TP) og avgrenset av fundamentets render.
- 3) Dimensjonerende grunntrykk,  $\sigma_g = N_{Ed}/A_0$ , bestemmes.
- 4) Dimensjonerende grunntrykk kontrolleres mot grunnens dimensjonerende bæreevne,  $\sigma_g \leq f_g$ .

Figur 5-1. Utklipp fra N400 [5].

Forslag til symboler ved kontroll av bæreevne/velting er vist i [Figur 7.2.2—1](#).

Figur 7.2.2—1 — Symboler ved kontroll av bæreevne/velting



**Lasteksentrisiteter**

- $e_x = M_{x,Ed} / N_{Ed}$  = lasteksentrisitet i bruas lengderetning for rektangulære såler
- $e_y = M_{y,Ed} / N_{Ed}$  = lasteksentrisitet i bruas tverretning for rektangulære såler

Figur 5-2. Utklipp fra N400 [5].

KRAV 7.2.1—3 **SKAL** GJELDENDE FRA 01.01.2022

For berg skal friksjonskoeffisient for glidning bestemmes. Dersom det ikke gjøres nærmere vurdering, tillates følgende verdier lagt til grunn:

- $\mu \leq 1,0$  ved støp direkte på utsprengt byggegrop.
- $\mu \leq 0,7$  ved bruk av avrettingsstøp på utsprengt byggegrop.

Figur 5-3. Utklipp fra N400 [5].

For rektangulært fundament er eksentrisitetskontrollen gitt ved:

$$- \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_x/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y/3}\right)^2} \leq 1$$

Figur 5-4. Utklipp fra N400.

Dimensjonerende snittkrefter i ULS i UK fundament hentes ut fra Sofistik:

LC: 2921-2922,2929-2930, Result Sets AX8: Reaksjonskr. UK fund akse 8

LC	LC-tittle	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]	MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]
1	2921 MAX-PZ RSET ULS 6.10a/b	158412.2	273.1	-3376.5	2604.69	77487.85	-1858.06
2	2922 MIN-PZ RSET ULS 6.10a/b	100968.1	-176.5	2449.8	-1121.06	145994.19	-22312.26
3	2929 MAX-MY RSET ULS 6.10a/b	130545.5	36.4	15905.1	1569.25	458032.69	-5955.73
4	2930 MIN-MY RSET ULS 6.10a/b	116210.8	-231.3	-17606.4	-2433.53	-246216.31	-36651.98

Bæreevne, stabilitet og glidning kontrolleres med håndberegning i excel:

Tabell 5-1. Kontroll av bæreevne, stabilitet og glidning for forskjellige fundamentstørrelser.

GEO design - Fundament akse 7											
Kontroll av bæreevne og stabilitet ULS (N400 pkt 7.2.2)											
Henter ut reaksjonskrefter fra globalmodellen i Sofistik.										For rektangulære fundamenter: - $A_0 = (B_x - 2e_x)(B_y - 2e_y)$	
Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]		Moment Mx [kNm]		Eksentrisiteter [mm]		Effektiv fundamentflate [m2]	Grunntrykk [Mpa]	
B (y)*	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex			σg		
10000	10000	131000	465000	6000	3550	46			28,7	4,6	
10000	9000	131000	465000	6000	3550	46			25,8	5,1	
10000	6000	131000	465000	6000	3550	46			17,1	7,6	
9000	10000	131000	465000	6000	3550	46			18,8	7,0	
9000	9000	131000	465000	6000	3550	46			16,9	7,7	
9000	7000	131000	465000	6000	3550	46			13,1	10,0	
8000	14000	131000	465000	6000	3550	46			12,5	10,5	
*bruas lengderetning											
Kontroll av glidning ULS (N400 pkt 7.2.2, såler på berg)											
God margin, kombinerer derfor maks skjær med min aksialkraft											
Aksialkraft [kN]		Skjærkraft [kN]		Resulterende skjærkraft [kN]		Tillatt friksjon		Glidningskontroll		Resulterende skjærkraft:	
Ned	Vxed	Vyed	Ved	μ	Ved/Ned <= μ				- $V_{Ed} = \sqrt{V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2}$		
100000	18000	5000	18682	0,7	0,19				Kontroll av friksjon: - $\frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \mu$		

Dimensjonerende snittkrefter i SLS sjeldent forekommende i UK fundament hentes ut fra Sofistik for kontroll av lasteksentrisiteter:

LC: 1421-1422,1429-1430,2921-2922,2929-2930, Result Sets AX8: Reaksjonskr. UK fund akse 8

LC	LC-title	PZ [kN]	PY [kN]	PX [kN]	MZ [kNm]	MY [kNm]	MX [kNm]
1	1421 MAXN-PZ RSET SLS-nonf	117729.5	205.9	-2714.1	1890.48	55450.39	-1045.10
2	1422 MINN-PZ RSET SLS-nonf	103381.3	-110.6	1274.2	-561.94	115789.22	-17964.36
3	1429 MAXN-MY RSET SLS-nonf	108985.1	5.2	11162.2	947.42	322696.59	-7157.25
4	1430 MINN-MY RSET SLS-nonf	111376.7	-118.5	-12332.2	-1246.51	-143843.69	-26525.25

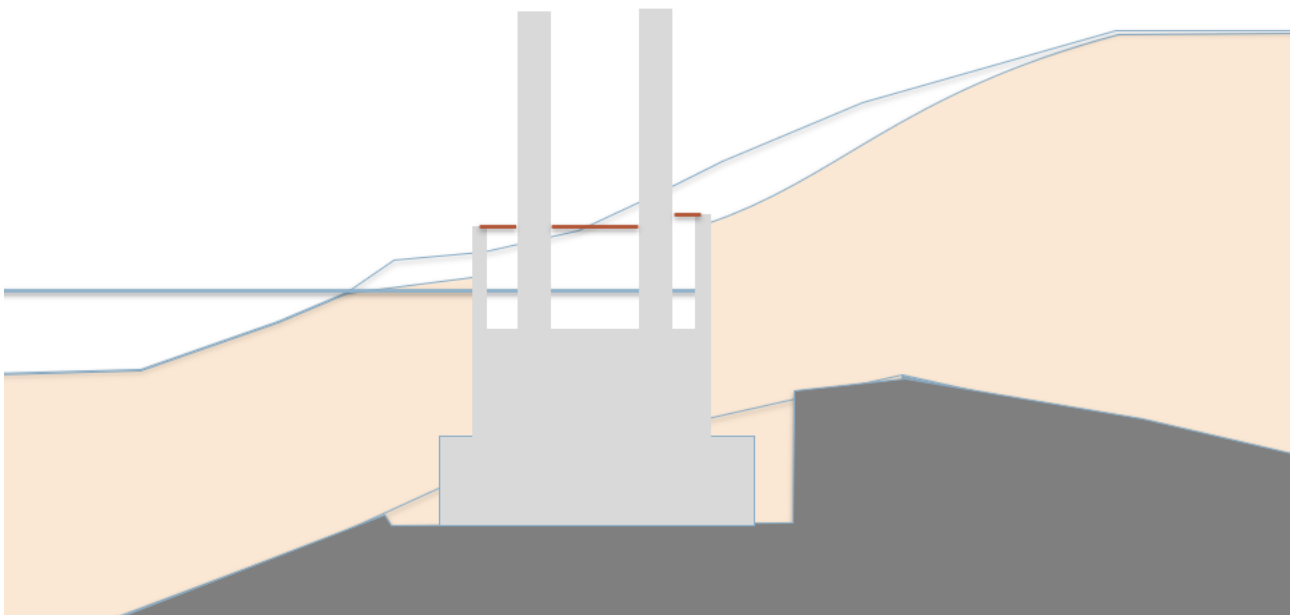
Tabell 5-2. Kontroll av lasteksentrisiteter for forskjellige fundamentstørrelser.

Kontroll av lasteksentrisitet SLS sjeldent forekommende (N400 pkt 7.2.3)									
Fundament dim. [m]		Aksialkraft [kN]	Moment My [kNm]		Moment Mx [kNm]		Eksentrisiteter [mm]		Eksentrisitetskontroll (<=1.0)
B (y)	L (x)	Ned	My	Mx	ey	ex			
10000	10000	109000	323000	7200	2963	66			0,89
10000	9000	109000	323000	7200	2963	66			0,89
10000	6000	109000	323000	7200	2963	66			0,89
9000	10000	109000	323000	7200	2963	66			0,99
9000	9000	109000	323000	7200	2963	66			0,99
9000	7000	109000	323000	7200	2963	66			0,99
8000	14000	109000	323000	7200	2963	66			1,11

Skivesøylenes mykhet er en grunnleggende forutsetning for den valgte løsningen. Terrenget rundt akse 7 ligger i dag om lag 5–7 m over overkant fundament. Beregningene viser at en fri søylelengde på 20 m er tilstrekkelig for å oppnå ønsket fleksibilitet.

Løsningen er derfor utformet slik at de første 3,5 m av søylen utføres som massiv konstruksjon. Deretter etableres det støttemurer langs kantene for å holde på massene rundt søylene, slik at skivesøylene kan stå fritt over en lengde på 20 m. Se konseptskisse i figuren under.

Det eksisterende terrenget vil bli avlastet (se differansen mellom de blå linjene), noe som medfører relativt lave og enkle støttemurer. Det monteres også rist med luke for å hindre nedfall og samtidig sikre enkel tilgang for inspeksjon og vedlikehold.



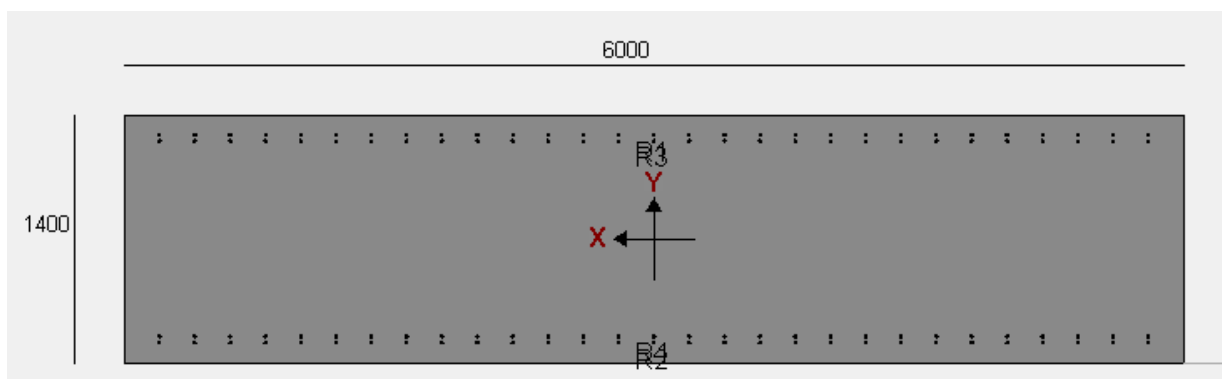
Figur 5-5. Konseptskisse for akse 7. Støttemurer sikrer fri bevegelse.

## 6 Søyler

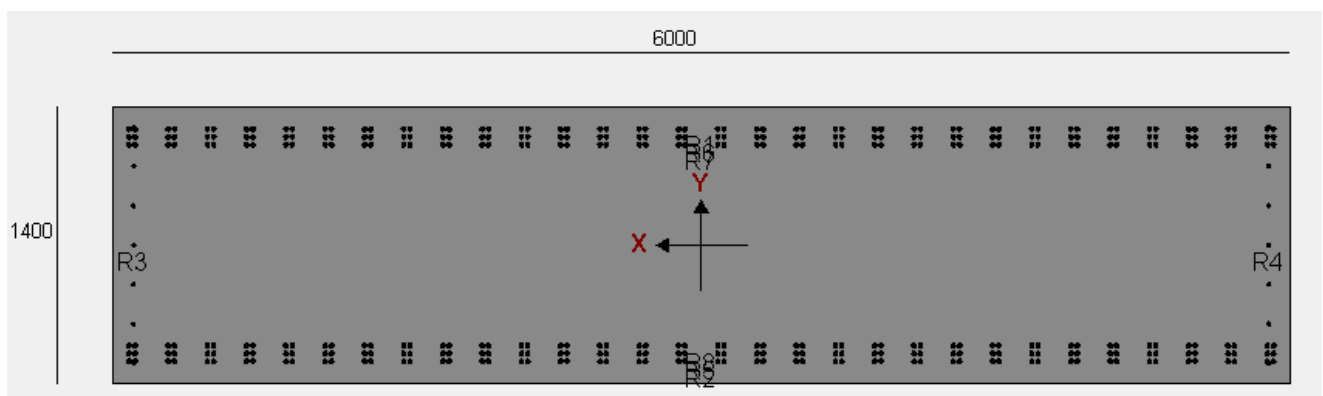
Følgende søyler brukes i de forskjellige aksene:

- Enkle skivesøyler 6m\*1.4m, brukes i akse 2,3,4,5,6 og 9 (dvs. viaduktaksene). Armeringsbehov 2 lag Ø25cc200 per side. Tilsvarende ca. minimumsarmeringen. Utnyttelse ULS inkl. knekking tilnærmet 100%. I SLS sjekkes spenningene og begrenses til ca. 200MPa. Utnyttelse SLS er lav, armeringsspenninger rundt 80MPa.
- Doble skivesøyler i akse 7 og 8 (FFB-aksene). Søylen tar da opp momenter om søylenes svake akse i kraftpar. Senteravstand mellom søylene er satt til 4.6m, dvs. avstanden fra ytterkant søyler er 6m\*6m. Armeringsbehov i kritiske snitt er 3 lag 2Ø32cc200 per side. Dette er en stor armeringsmengde, men det er kun lokalt i kritiske snitt, kreftene avtar raskt langs søylene. I tillegg bør reduksjon av krefter vha. jekking vurderes i detaljprosjekteringen.
- I bunn av akse 7 er det et massivt tverrsnitt, siste 3.5m ned mot fundamentet. Dette tverrsnittet har god kapasitet og beskrives ikke i detalj her.

Tverrsnittene vises i figurer under, samt tabell med oversikt over søylelengder og dimensjoner per akse.



Figur 6-1. Søyletverrsnitt viadukt.



Figur 6-2. Søyletverrsnitt FFB-akser (armeringsmengde i kritisk snitt). To søyler per akse.

Tabell 6-1. Søylar - Dimensjoner.

Søyle (akse)	2	3	4	5	6	7	8	9
Bredde [m]	6	6	6	6	6	6	6	6
Tykkelse [m]	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
Antall	1	1	1	1	1	2	2	1
Høyde [m]	14	13	12	15	18	24	16	11

Snittkrefter i kritisk snitt i søylene hentes ut fra Sofistik. Samtlige søylar av samme type blir dimensjonerte for kritisk snitt i mest belasta søyle. Kreftene er relativt like i søylene av samme type, men i neste fase av prosjektet er det mulighet for optimalisering.

Utklippene under viser snittkrefter fra Sofistik for søylene ved viadukten.

**Merk:** Dimensjoneringen av søylene i viadukten er basert på globalmodellen fra perioden da Sarp 2 fortsatt var en del av planforutsetningene. Endring av krefter er neglisjerbar. Utdaterte resultater fra akse 8 fra denne opprinnelige modellen er vist i utklippene, men strøket ut med rødt kryss.

Tabell 6-2. Snittkrefter søyler viadukt i kritiske snitt ULS fra Sofistik.

~~FFB-akse: 5000mm\*6000mm~~  
MSS-akse: 1400mm\*6000mm

Multiconsult AS		Sofistik		ConDim	Forklaring
SOFISTIK 2024-3.0 RESULTS - OUTPUT FOR FINITE ELEMENTS		N	-->	N	Aksialkraft
Fv.188_Ny_Sarpsbru		My	-->	Mx	Moment om svak akse
Dimensjonerende snitt søyler ULS - My om svak akse		Mz	-->	My	Moment om sterk akse
<del>Beam 2013=topp A8</del> , Beam 1019=bunn A5, Beam 1025=bunn A6		Mt	-->	Mz	Torsjonsmoment
		Vy	-->	Vx	Skjærkraft sterk akse
		Vz	-->	Vy	Skjærkraft svak akse

[Filter activated] LC: 2901-2902,2907-2908, Beam Elements Forces

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	VY [kN]	N [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
2901	MAX-MX NODE	2013	0.000	0.000	-241.38	102171.0	-17100.34	2399.04	430784.03	-49734.14
2902	MIN-MX NODE		0.000	0.000	81.21	-79881.1	15914.08	-1595.05	-169043.59	2042.05
2907	MAX-PZ NODE		0.000	0.000	176.82	-70980.3	1953.97	1116.34	46279.50	-28829.76
2908	MIN-PZ NODE		0.000	0.000	271.63	-118056.5	-2637.54	-2585.44	207596.23	7694.62

LC load case N normal force  
 LC-title Designation of load case VZ z-shear force  
 BEAM beam element MT torsional moment  
 X distance from start MY bending moment My  
 Xi Relative distance MZ bending moment Mz  
 Vy y-shear force

[Filter activated] LC: 2901-2904,2907-2908, Beam Elements Forces

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	VY [kN]	N [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
2901	MAX-MX NODE	1019	2.200	1.000	416.43	-30737.0	1937.25	-0.36	23122.98	14249.71
2902	MIN-MX NODE		2.200	1.000	-457.47	-45151.9	-1937.27	0.39	-23124.25	-13671.65
2903	MAX-MY NODE		2.200	1.000	-676.34	-41852.9	-0.28	0.57	2104.89	37304.84
2904	MIN-MY NODE		2.200	1.000	630.45	-31734.6	0.26	-0.53	-2106.15	-36506.37
2907	MAX-PZ NODE		2.200	1.000	-51.25	-23748.1	163.66	0.04	3114.78	9645.57
2908	MIN-PZ NODE		2.200	1.000	152.05	-45707.9	-114.51	-0.13	-3073.89	6923.38

LC load case N normal force  
 LC-title Designation of load case VZ z-shear force  
 BEAM beam element MT torsional moment  
 X distance from start MY bending moment My  
 Xi Relative distance MZ bending moment Mz  
 Vy y-shear force

samtligte laster ivaretatt i sofistik unntatt andre ordens effekter som blir ivaretatt i condim

[Filter activated] LC: 2901-2904,2907-2908, Beam Elements Forces

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	VY [kN]	N [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
2901	MAX-MX NODE	1025	2.167	1.000	402.32	-18615.5	1350.58	-0.34	18360.76	-17829.23
2902	MIN-MX NODE		2.167	1.000	-407.21	-31691.2	-1350.58	0.35	-18361.45	17783.63
2903	MAX-MY NODE		2.167	1.000	-2027.62	-28028.2	-0.84	1.72	1394.20	57464.32
2904	MIN-MY NODE		2.167	1.000	2023.34	-25705.9	0.84	-1.71	-1394.95	-57506.39
2907	MAX-PZ NODE		2.167	1.000	-202.88	-13994.2	-193.53	0.17	-2813.14	12264.70
2908	MIN-PZ NODE		2.167	1.000	103.43	-37031.1	135.45	-0.09	2563.82	6574.96

LC load case N normal force  
 LC-title Designation of load case VZ z-shear force  
 BEAM beam element MT torsional moment  
 X distance from start MY bending moment My  
 Xi Relative distance MZ bending moment Mz  
 Vy y-shear force

Tabell 6-3. Snittkrefter søyler viadukt i kritiske snitt SLS fra Sofistik.

Fv.188\_Ny\_Sarpsbru

Dimensjonerende snitt søyler SLS tiln. perm. - My om svak akse

[Filter activated] LC: 1201-1202,1207-1208, Beam Elements Forces

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	VY [kN]	N [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1201	MAXP-MX NODE	2013	0.000	0.000	-100.45	-80492.5	-9413.09	937.48	258951.06	-27995.87
1202	MINP-MX NODE		0.000	0.000	22.92	-78830.2	8474.66	-723.73	-49093.07	-7556.87
1207	MAXP-PZ NODE		0.000	0.000	-82.80	-74362.1	810.69	387.85	77305.13	-19761.26
1208	MINP-PZ NODE		0.000	0.000	123.67	-84696.5	-1602.17	-1290.92	131035.66	-1894.26

LC load case N normal force  
 LC-title Designation of load case VZ z-shear force  
 BEAM beam element MT torsional moment  
 X distance from start MY bending moment My  
 Xi Relative distance MZ bending moment Mz  
 VY y-shear force

[Filter activated] LC: 1201-1204,1207-1208, Beam Elements Forces

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	VY [kN]	N [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1201	MAXP-MX NODE	1019	2.200	1.000	218.48	-29129.8	1401.24	-0.19	15165.22	7141.76
1202	MINP-MX NODE		2.200	1.000	-256.70	-32010.9	-1401.26	0.22	-15166.26	-6586.57
1203	MAXP-MY NODE		2.200	1.000	-337.95	-31541.8	-0.14	0.28	-2.02	15456.93
1204	MINP-MY NODE		2.200	1.000	297.77	-28698.5	0.12	-0.25	0.98	-14808.41
1207	MAXP-PZ NODE		2.200	1.000	-49.57	-25580.0	51.13	0.04	314.01	3705.45
1208	MINP-PZ NODE		2.200	1.000	76.58	-32453.2	-51.12	-0.07	-314.70	4194.50

LC load case N normal force  
 LC-title Designation of load case VZ z-shear force  
 BEAM beam element MT torsional moment  
 X distance from start MY bending moment My  
 Xi Relative distance MZ bending moment Mz  
 VY y-shear force

[Filter activated] LC: 1201-1204,1207-1208, Beam Elements Forces

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	VY [kN]	N [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1201	MAXP-MX NODE	1025	2.167	1.000	209.04	-19028.0	960.54	-0.18	12140.32	-8934.67
1202	MINP-MX NODE		2.167	1.000	-212.52	-23201.2	-960.54	0.18	-12140.90	8888.44
1203	MAXP-MY NODE		2.167	1.000	-688.65	-23135.5	-0.29	0.58	-4.11	21940.53
1204	MINP-MY NODE		2.167	1.000	685.38	-22444.4	0.29	-0.58	3.48	-21984.53
1207	MAXP-PZ NODE		2.167	1.000	-91.24	-16709.9	-60.49	0.08	-440.12	4553.43
1208	MINP-PZ NODE		2.167	1.000	49.39	-26212.8	60.47	-0.04	439.31	3979.21

LC load case N normal force  
 LC-title Designation of load case VZ z-shear force  
 BEAM beam element MT torsional moment  
 X distance from start MY bending moment My  
 Xi Relative distance MZ bending moment Mz  
 VY y-shear force

Samtlige laster blir ivaretatt i Sofistik unntatt andre ordens moment. Dimensjoneringen utføres i ConDim basert på kreftene fra Sofistik og andre ordens moment blir ivaretatt i ConDim. Knekk lengden er lik 2\*L for søylene i viaduktdelen (lager på toppen av søylene). FFB-søylene er monolittiske og knekk lengden ca. 2\*L i tverretningen og i nærheten av 1.0\*L i lengderetningen (svak akse), da kreftene tas opp langs overbygningen i denne retningen. Velger uansett konservativt 2\*L i begge retningene for FFB-søylene, noe som er konservativt for den svake aksene.

Utklipp på krefter og dimensjonering av søyler ved viadukt fra ConDim vises under.

### Viaduktsøyler

**INPUT CONCRETE**

Concrete type: **B45**      Limit state: **ULS**

Name	Value	Unit
Fck	45	MPa
Fck_cube	55	MPa
Fcm	53	MPa
Fctm	3.7	MPa
Fctk005	2.7	MPa
Fctk095	4.9	MPa
Ecm	36283	MPa

Figur 6-3. Betong egenskaper.

**FORCES**

Load case	N	Vy	Vx	Mx	My	Mz	Limit state
Mx_max	-31000	2000	500	23000	14000	0	ULS
N_min	-14000	200	200	3000	12500	0	ULS
My_max	-25000	0	2000	1500	60000	0	ULS
Mx_min_SLS	-29000	1400	300	15500	7500	0	SLS

Figur 6-4. Snittkrefter.

**INPUT AND CALCULATION**

Limit state: **ULS**      Load combination: **Mx\_max**

External forces: N [kN] 31000, Mx [kNm] 23000, Vy [kN] 2000, Vx [kN] 500, My [kNm] 14000, T [kNm] 0

Internal forces: N [kN] 30383, Mx [kNm] 22874, My [kNm] 13923

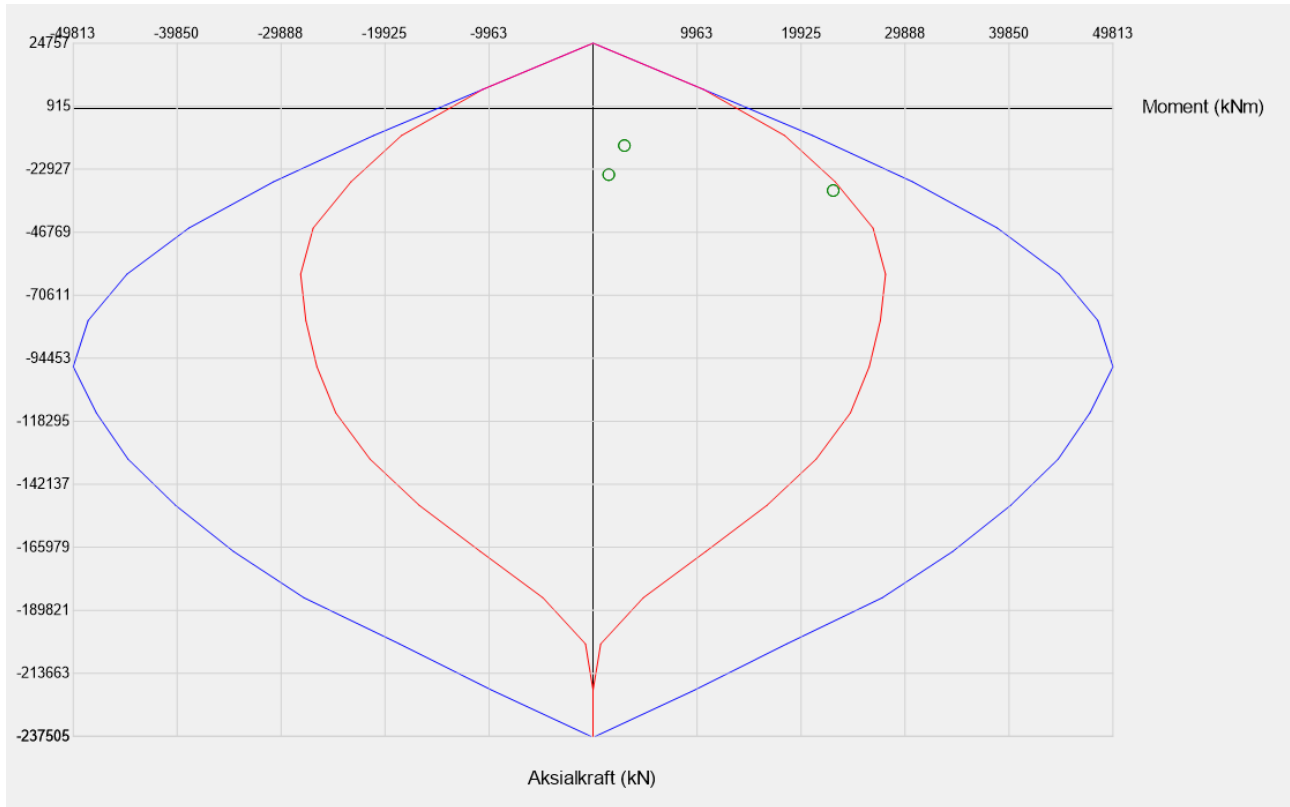
**RESULT CONCRETE**

Bet. type	Qty. of mesh	Compression zone area	NA height	Angle of bending plane	εC	σC	ULI
B45	1600	8400000	669.6	2.1	-1.12	-20.6	0.81

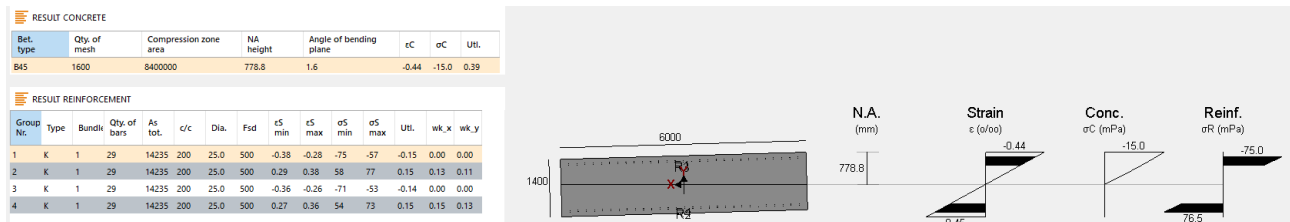
**RESULT REINFORCEMENT**

Group No.	Type	Bundls	Qty. of bars	As tot.	c/c	Dia.	Fsd	εS min	εS max	σS min	σS max	ULI
1	K	1	29	14235	200	25.0	435	-0.92	-0.58	-184	-115	-0.42
2	K	1	29	14235	200	25.0	435	1.04	1.39	209	278	0.64
3	K	1	29	14235	200	25.0	435	-0.86	-0.52	-172	-103	-0.40
4	K	1	29	14235	200	25.0	435	0.99	1.33	197	266	0.61

Figur 6-5. Resultater for dimensjonerende lastkombinasjon ULS. Spenninger, tøyninger, innlagt armering og utnyttelse av betong og armering. Knekkning ikke inkludert.



Figur 6-6. M/N-diagram ULS. Blå linje er kapasitet uten knekking, rød linje er kapasitet inkludert knekking. Grønne prikker viser de tre lastkombinasjonene som sjekkes.



Figur 6-7. Resultater for dimensjonerende lastkombinasjon i SLS. Spenninger, tøyninger, innlagt armering og utnyttelse av betong og armering. Bruker her begrensning av spenning i SLS.

Utklippene under viser snittkrefter fra Sofistik for søylene i FFB-askene i kritisk snitt i underkant av søyle A8.2 i akse 8. Differansen i krefter blir stor mellom søyleparene da momentene tas opp som kraftpar.

LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	
1	2901 MAX-MX NODE	2036	2.000	1.000	-50529.1	230.19	6880.94	-523.41	63617.16	-2457.29	
2	2902 MIN-MX NODE	2036	2.000	1.000	-18930.7	86.66	-6408.84	-158.26	35028.13	-24050.79	
3	2903 MAX-MY NODE	2036	2.000	1.000	-17372.8	-1390.27	-2188.37	-1314.81	-8828.14	54146.63	
4	2904 MIN-MY NODE	2036	2.000	1.000	-18930.7	1620.38	1864.05	583.07	11052.58	-75534.69	
5	2907 MAX-PZ NODE	2036	2.000	1.000	13553.7	0.88	3881.85	-114.68	42322.09	-25338.79	
6	2908 MIN-PZ NODE	2036	2.000	1.000	-50529.1	444.23	-3732.07	-577.73	-36503.79	869.92	
min	2901	-	2036	2.000	1.000	-50529.1	-1390.27	-6408.84	-1314.81	-55087.13	-75534.69
max	2908	-	2036	2.000	1.000	13553.7	1620.38	6880.94	583.07	63617.16	54146.63

Figur 6-8. Snittkrefter fra Sofistik i kritisk snitt FFB-akser i ULS.

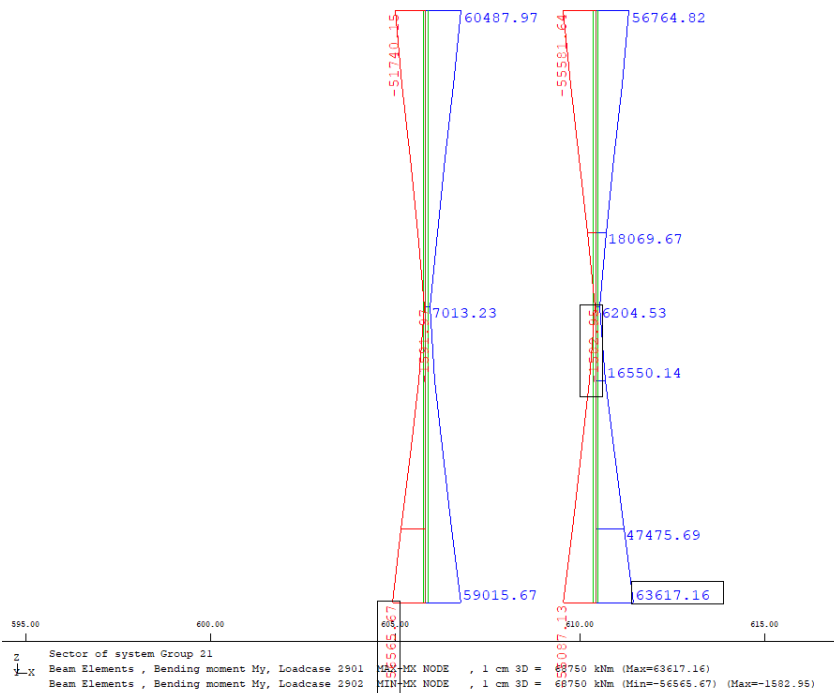
LC	LC-title	BEAM	X [m]	Xi [-]	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	
1	1201 MAXP-MX NODE	2036	2.000	1.000	-2990.8	137.37	4122.31	-388.37	34396.24	-4885.69	
2	1202 MINP-MX NODE	2036	2.000	1.000	-16910.2	118.51	-3824.35	-263.18	-28379.94	-15731.29	
3	1203 MAXP-MY NODE	2036	2.000	1.000	-19114.5	-378.44	-1853.65	-666.61	-13088.98	14204.08	
4	1204 MINP-MY NODE	2036	2.000	1.000	-18483.3	578.84	1771.55	0.45	16240.56	-33347.49	
5	1207 MAXP-PZ NODE	2036	2.000	1.000	-2990.8	47.42	2891.73	-241.82	26171.88	-15470.56	
6	1208 MINP-PZ NODE	2036	2.000	1.000	-35479.5	233.75	-2595.56	-410.54	-20220.34	-4757.96	
min	1201	-	2036	2.000	1.000	-35479.5	-378.44	-3824.35	-666.61	-28379.94	-33347.49
max	1208	-	2036	2.000	1.000	-2990.8	578.84	4122.31	0.45	34396.24	14204.08

Figur 6-9. Snittkrefter fra Sofistik i kritisk snitt FFB-akser i SLS.

Det må kommenteres at snittkreftene avtar raskt langs søylene. Utklippet under viser omhylningskurver for maksimal- og minimalmoment My fra lasttilfelle LC 2901 og LC 2902 i akse 8. Dette innebærer at armeringsmengdene som beregnes i dette kapitlet relativt raskt kan reduseres videre oppover respektive nedover langs søylen.

Det vil dermed ikke være behov for skjøting av det tredje armeringslaget; dette kan avsluttes etter de kritiske snittene.

Det bør også kommenteres at jekking kan benyttes for å redusere momentene i en detaljprosjektering. Differansen mellom maksimal- og minimalmoment i ULS er om lag 63 MNm – 55 MNm = 8 MNm. En gjennomgang av enkelte lasttilfeller viser i tillegg at lastfaktorene gir en gunstig effekt ved jekking, noe som kan resultere i et balansert moment på rundt ±58 MNm.



Figur 6-10. Snittkrefter fra Sofistik, moment  $M_y$ , langs søylene i akse 8. Omhylningskurver for maks og min moment, dvs. LC 2901 og LC 2902.

Utklipp på krefter og dimensjonering av kritisk snitt for FFB-søylene i ConDim vises under.

### FFB-søylar

INPUT CONCRETE

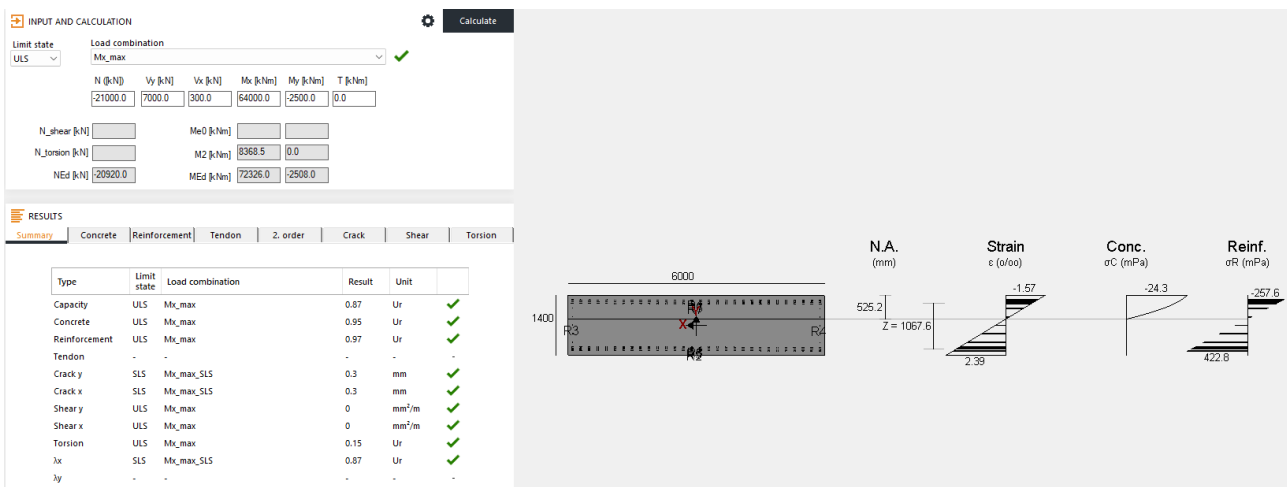
Concrete type:  Limit state:

Name	Value	Unit
Fck	45	MPa
Fck_cube	55	MPa
Fcm	53	MPa
Fctm	3.7	MPa
Fctk005	2.7	MPa
Fctk095	4.9	MPa
Ecm	36283	MPa

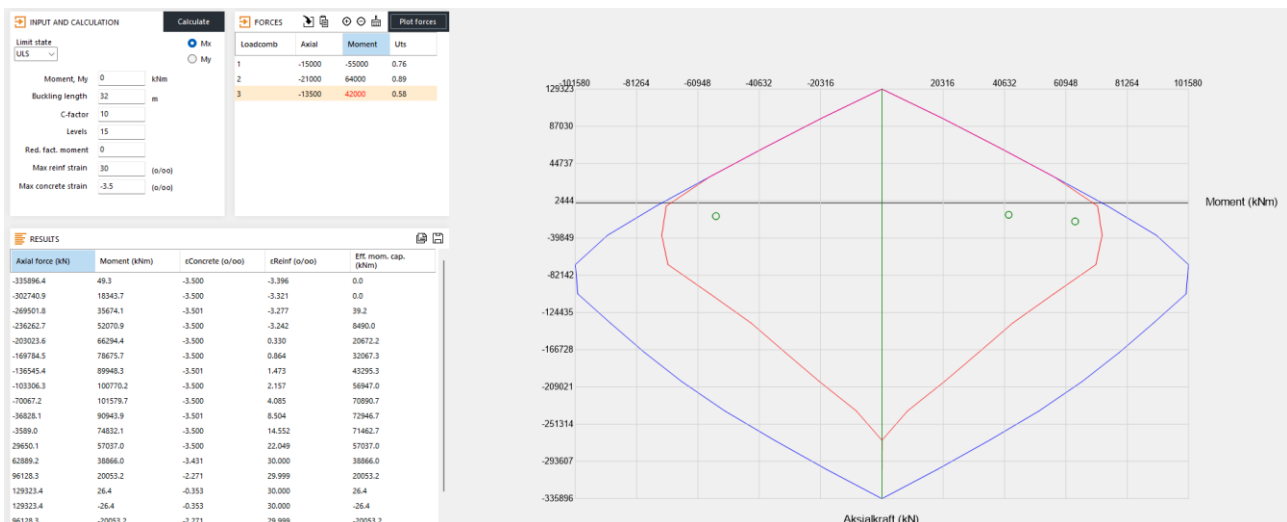
Figur 6-11. Betong egenskaper.

Load Case	N	Vy	Vx	Mx	My	Mz	Limit state
Mx_max	-21000	7000	300	64000	-2500	0	ULS
N_min	-13500	4000	100	42000	-25000	0	ULS
Mx_max_SLS	-20000	0	0	35000	0	0	SLS
Mx_min	-15000	6500	100	-55000	-24000	0	ULS

Figur 6-12. Snittkrefter.



Figur 6-13. Resultater for dimensjonerende lastkombinasjon i ULS. Spenninger, tøyninger, innlagt armering og utnyttelse av betong og armering. Knekkning ikke inkludert.



Figur 6-14. M/N-diagram ULS. Blå linje er kapasitet uten knekkning, rød linje er kapasitet inkludert knekkning. Grønne prikker viser de tre lastkombinasjonene som sjekkes. Maks utnyttelse vises også, 89% for lastkombinasjon med maksimalt positivt moment.



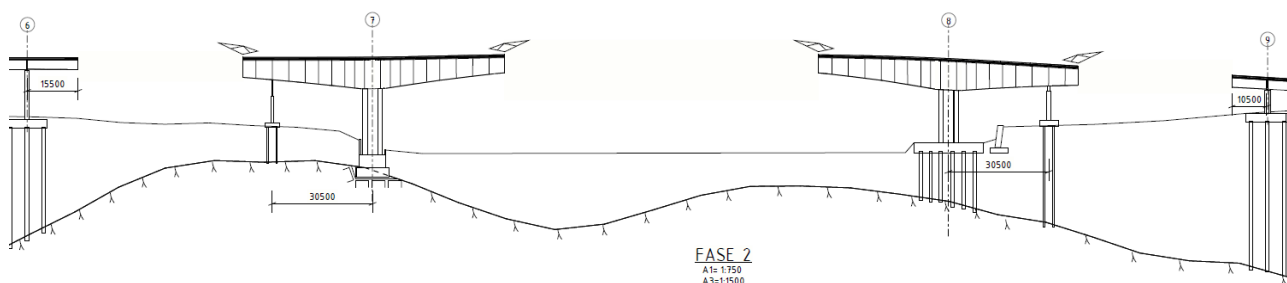
Figur 6-15. Resultater for dimensjonerende lastkombinasjon i SLS. Spenninger, tøyninger, innlagt armering og utnyttelse av betong og armering. Bruker her begrensning av spenning i SLS. 165MPa er OK.

## 7 Hjelpetårn i byggefasen

Hjelpetårnene blir ikke dimensjonert i denne fasen. Det er antatt en fornuftig stålmengde til anslaget, ev. endringer av dimensjonene vil være neglisjerbart for brukkostnaden, samt at det ikke vil påvirke byggharheten.

Fundamentering ble dimensjonert i vedlegg 5 og der presenteres også alternative plasseringer. Valgt løsning oppsummeres her:

- Hjelpetårn for akse 7 og 8 plasseres 30.5m fra aksene i retning mot akse 6 respektive akse 9, se figur under. Hjelpetårnene fundamenteres på stålkjernepeler. Hvis en annen plassering er gunstigere med tanke på faseplaner/anleggsveger/eksisterende infrastruktur er plasseringen av hjelpetårnet fleksibelt opp til 60m fra aksene, men fundamentstørrelse og peleløsning må da oppdateres, med ev. behov for stålørspeler hvilket øker kostnadene for hjelpetårnene markant. Det er stor usikkerhet knyttet avstanden til berg i området da det er skrått berg flere steder. Det tas høyde for dette med en økt pelelengde i anslaget sammenlignet med det som måles opp på tegning/i modell.



Figur 7-1. Hjelpetårnernes plassering. OBS! Skråpeler i akse 8 ikke vist i utklippet.