



E6 Gardermoen-Biri

Parsell Moelv – Biri

Ringsaker og Gjøvik kommuner



Region øst
Hamar kontorsted
Desember 2016

FORORD

Statens vegvesen har i samarbeid med Ringsaker og Gjøvik kommuner arbeidet med ny kommunedelplan med konsekvensutredning for E6 Moelv - Biri. Kommunedelplan for nytt alternativ sør i Ringsaker kommune ble lagt ut til høring og offentlig ettersyn i Ringsaker vinteren 2015.

Arbeidet med kommunedelplan ble ledet av Statens vegvesen Region øst med Taale Stensbye som prosjektleder, Jan Terje Løitegård som planleggingsleder og Trond Arne Stensby som assisterende planleggingsleder.

Statens Vegvesen fikk tilskudd fra Innovasjon Norge til å gjennomføre et utviklingsprosjekt hvor prosjektets mål var å utvikle ”trebru” som et reelt alternativ i planleggingen frem mot NTP2018-27. Tilskuddet var på kr. 6,5 mill. Sammen med tilsvarende ressurser fra Statens Vegvesen har utviklings-prosjektets ramme vært kr. 13 mill. I prosjektet har man testet tre mot alternative byggematerialer, utviklet tekniske løsninger og muligheter, samt vurdert og utviklet ulike trebeskyttelsesmidler.

I arbeidet med utvikling av trebrua deltok følgende organisasjoner og virksomheter:

- Statens vegvesen region Øst
- Innovasjon Norge
- Nasjonalt program for leverandørutvikling
- Treindustrien, representert ved Moelven Limtre AS

En konsulentgruppe med Dr.ing. A. Aas-Jakobsen AS som hovedkonsulent og PLAN arkitekter AS utarbeidet planer og utredninger for trebrua.

Arbeidet ble gjennomført av en arbeidsgruppe bestående av:

- Trond Arne Stensby, Prosjektleder - Statens vegvesen Region øst
- Widar Mikkelsen, Statens vegvesen Region øst
- Johannes Veie, Statens vegvesen Region øst
- Harald Thoresen, Innovasjon Norge / Nasjonalt program for leverandørutvikling
- Åge Holmestad, Administrerende direktør Moelven Limtre
- Per Meaas, Aas-Jakobsen AS - Prosjekteringsleder for konsulentgruppen
- Tormod Dyken, Dyken AS
- Yngve Aartun, PLAN arkitekter AS
- Svein Erik Jakobsen, Aas-Jakobsen AS
- Ole Kristian Løke, Aas-Jakobsen AS

Denne rapporten oppsummerer arbeidet som ble gjort i forbindelse med utviklingsprosjektet for ny Mjøsbru i tre på parsellen.

INNHold

FORORD.....2

1 SAMMENDRAG4

2 GENERELT.....13

 2.1 PLAN FOR FoU-PROSJEKT13

 2.2 KOMMUNEDELPLAN13

 2.3 GENERELT OM TRASÉ FOR E6.....13

3 GENERELT OM FUNDAMENTERINGSLØSNINGER.....14

 3.1 GRUNNFORHOLD.....14

 3.2 PELEKAPASITETER15

 3.3 LØSNING FOR MODERAT VANNDYP15

 3.4 LØSNING FOR STØRRE VANNDYP16

4 TREBRU19

 4.1 UTFORMING / ARKITEKTUR.....19

 4.2 DRIFT OG VEDLIKEHOLD20

 4.3 KLIMAGASSREGNSKAP.....21

 4.4 BESKRIVELSE AV BRUKONSTRUKSJONEN21

 4.5 BRUOVERBYGNING21

 4.6 TÅRN OG KABLER.....31

 4.7 SØYLER SIDESPENN32

 4.8 FUGER OG LAGER33

 4.9 LANDKAR.....35

 4.10 FUNDAMENTERING35

 4.11 BYGGEMETODER.....38

 4.12 FREMDRIFTSPLAN / BYGGETID44

 4.13 KOSTNADER.....47

 4.14 ANALYSE OG DIMENSJONERING49

5 BETONGBRU - REFERANSEALTERNATIVET50

 5.1 UTFORMING / ARKITEKTUR50

 5.2 DRIFT OG VEDLIKEHOLD52

 5.3 KLIMAGASSREGNSKAP.....52

 5.4 BESKRIVELSE BRUKONSTRUKSJONEN52

 5.5 BRUOVERBYGNING53

 5.6 TÅRN OG KABLER.....53

 5.7 SØYLER SIDESPENN55

 5.8 FUGER OG LAGER55

 5.9 LANDKAR.....56

 5.10 FUNDAMENTERING.....57

 5.11 BYGGEMETODER.....59

 5.12 FREMDRIFTSPLAN / BYGGETID62

 5.13 KOSTNADER.....65

 5.14 ANALYSE OG DIMENSJONERING67

6 PILOTPROSJEKT DOKSRUD BRU68

 6.1 NORSENGA BRU71

7 REFERANSER.....74

Vedlegg A: Tegninger trebrualternativ

Vedlegg B: Tegninger betongalternativ

Vedlegg C: Klimagassregnskap

Vedlegg D: Vurdering av CO2-lagring i limtre

Vedlegg E: Bilder trebrualternativet

Vedlegg F: Bilder betongbrualternativet

1 SAMMENDRAG

To brualternativer ble detaljert til omtrent samme detaljeringsgrad. Det ene alternativet er en betongbru med samme løsning som er beskrevet i kommunedelplanen, mens det andre er en trebruløsning. Når begge ble utredet, var det for å kunne ha et reelt sammenligningsgrunnlag for trebruløsningen både når det gjelder teknikk, arkitektur og kostnader. Betongbrualternativet ble utredet i forbindelse med kommunedelplanen. I dette prosjektet ble det derfor brukt mest ressurser i arbeidet med trebruløsningen.

Trasé

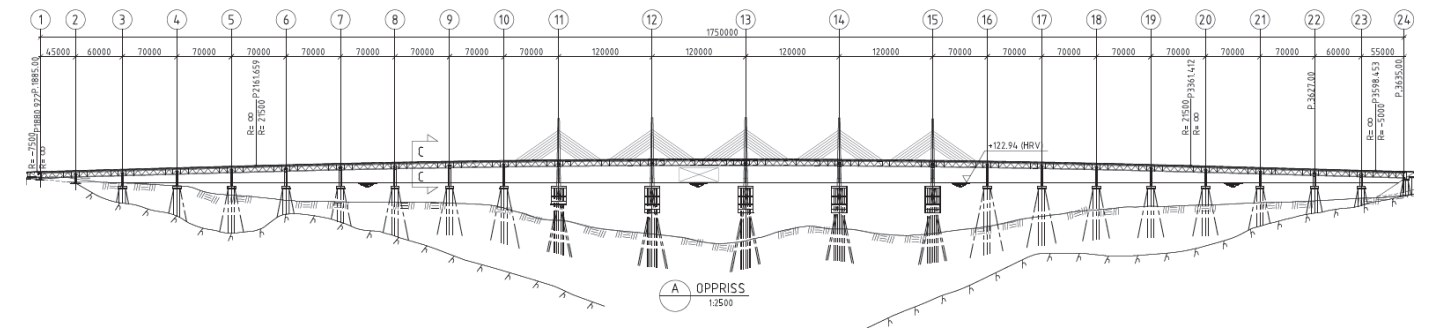
I siste halvdel av mai 2015 ble revidert forslag til kommunedelplan for E6 Moelv-Biri vedtatt i både Ringsaker og Gjøvik kommuner. Traséen, som innebærer at hele brua vil ligge i en lang slak kurve, er lagt til grunn for både betong- og trebrualternativet i denne rapporten. Vegbanen ligger noe høyere i trebrualternativet.



Figur 1 Oversiktsbilde av trebrua, sett fra sørvest

Bruløsninger

For begge alternativer er det valgt en løsning med 4 lange spenn over det dypeste partiet i Mjøsa. Dette er gjort for å kunne redusere antall fundamenter i et område der vanndybden er stor og fundamenteringen så komplisert at dette er hensiktsmessig. Spennvidden her er 120 m for trebrualternativet og 138 m for betongbrualternativet. I hovedspennene benyttes en skråstagløsning. For trebrualternativet er kablene brattere enn for betongbrualternativet hvor kablene er såpass slake at løsningen kalles «extradosed». I begge alternativer er sidespennene 70 m lange. Total brulengde er 1750 m for trebrua og Oppriss for trebrua er vist under.



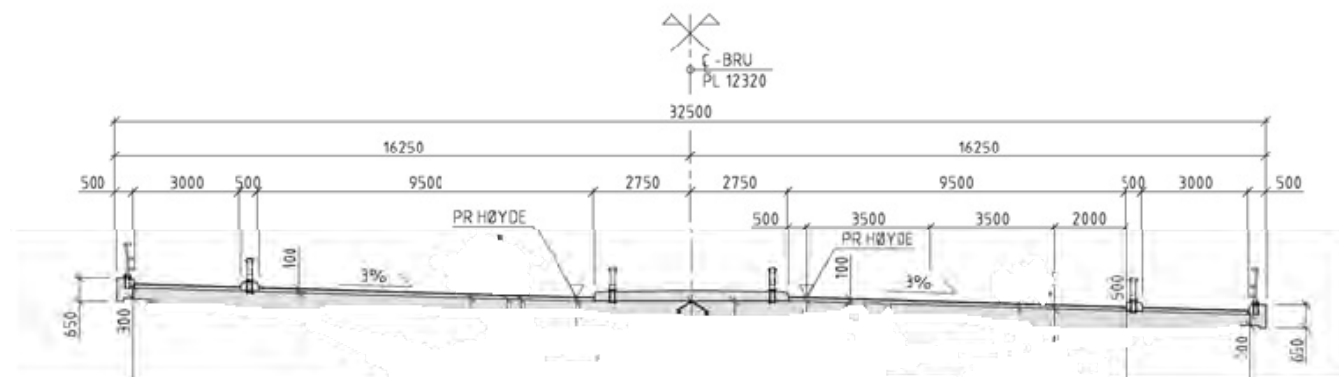
Figur 2 Oppriss av trebrua

Fundamentering

Fundamentløsningene er i prinsippet den samme for de to brualternativene.

På dette brustedet er vanndypet opptil 70 m på det dypeste. Dette krever en spesiell løsning for de 5 tårnaksene der vanndybden er størst. Her er det foreslått en løsning med store senkekasser som benyttes som avstivning for pelene. Med denne løsningen kan en benytte samme peleløsning som for sidespennene. Antall peler i hvert fundament er typisk 28 for trebru og 32 for betongbru.

For sidespennene er vanndybden mer moderate, dvs. ca. 35 m, og tilsvarer dem en har for den eksisterende Mjøsbrua. For sidespennene benyttes pelefundamenter med et pelehode under vann og frittstående peler ned i sjøbunnen. Pelene rammes til berg nær land og er svevende lenger ut der berget ligger svært dypt. Antall peler i hvert fundament er typisk 15 for trebru og 18 for betongbru.

Normalprofil og brudekke

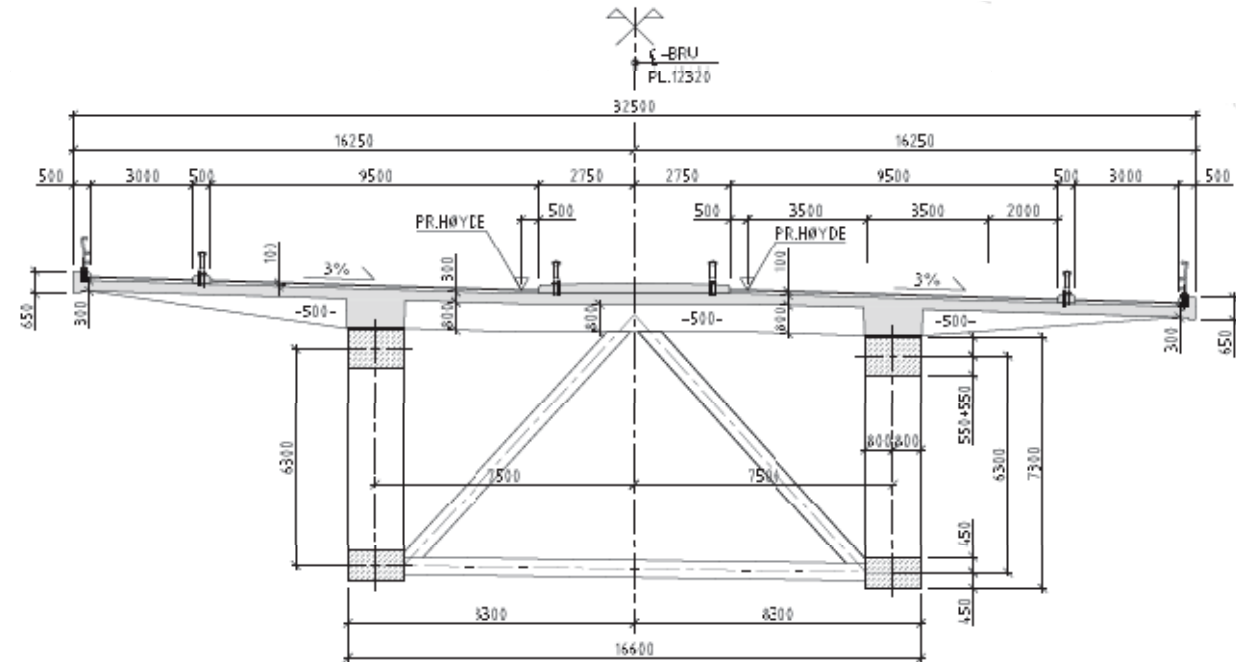
Figur 3 Normalprofil

Total brubredde er 32,5 m. Dette gir plass til 9,5 m brede kjørebaner, 3 m bredt GS-felt på sørsiden og 3 m bredt driftsfelt på nordsiden. Midtdeleren er bred for å gi plass til tårn for hovedspennene. Det er valgt ensidig tverrfall på 3 % for hele brua unntatt i kurven nær land på Birsiden hvor radiusen er mindre og dermed tverrfallet større. Dette sikrer et helhetlig utseende for brua og gjør utførelsen enklere enn om en skulle hatt tosidig tverrfall nær Moelvsiden.

For begge brualternativer benyttes bruplate i betong. Med den store trafikkmengden og den store farten trafikken har, vurderte en det slik at et tverrspent dekke i tre ikke ville være tilrådelig.

Bærekonstruksjonen

For trebrua benyttes to underliggende fagverk i tre. Hvert fagverk har en bredde på 1,6 m. Fagverket har en høyde på 7,3 m og avstanden mellom de to fagverkene er 15 m. Total høyde på overbygningen er ca. 8,8 m. Fagverket bygges i rette deler med knekk for ca. hver 30 m. I knekkene er det tverravstivning, men det benyttes ikke horisontal avstivning hverken ved bunn eller topp av fagverket. I betongdekket benyttes tverrbjelker med avstand 5 m for å sikre bæringen på tvers.



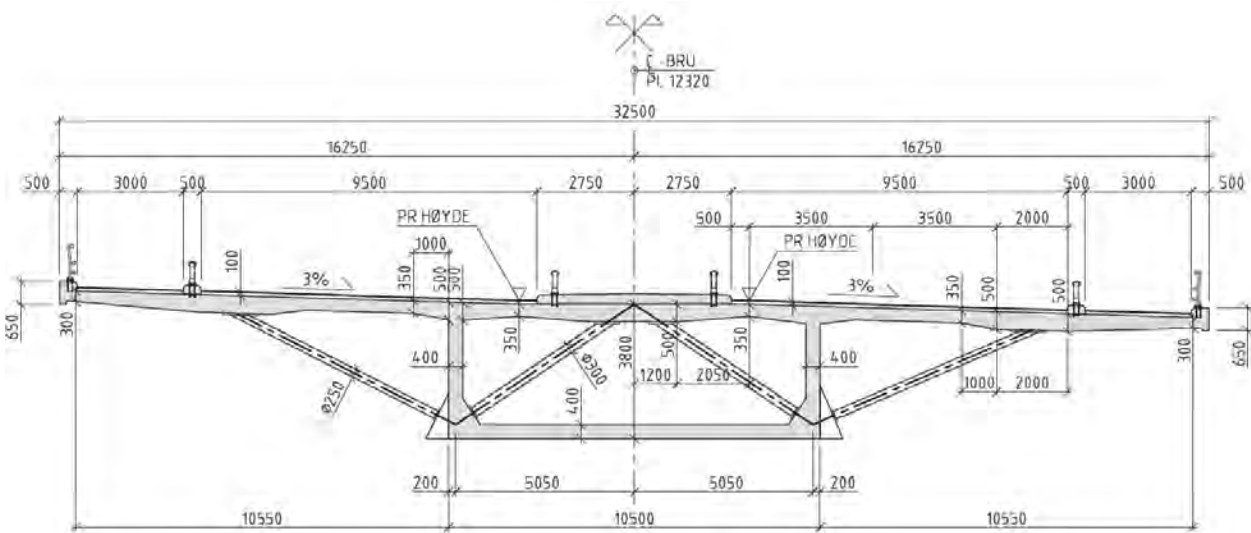
Figur 4 Typisk tverrsnitt trebrua

I fagverket settes de enkelte treelementene sammen med innslossene stålplater og gjennomgående dybler som er vanlig på trebruer i Norge. På grunn av bruas dimensjoner blir det flere plater og dybler i hver forbindelse.

For trebruer med samvirke mellom tre og betongdekke har utfordringen fram til nå vært selve forbindelsen mellom disse. Flere løsninger har vært prøvd ut slik som for eksempel armeringsjern boret ned i trebjelkene eventuelt kombinert med fortanning. Vi har funnet at disse og tilsvarende løsninger ikke gir stor nok kapasitet til å ta opp de opptredende kreftene. Vi har i stedet valgt den samme løsningen som en har mellom stålbejelker og betongdekke i en samvirkebru i stål/betong. Løsningen er altså vanlig og utprøvd, og en har beregningsregler for dimensjoneringen. Samvirkeforbindelsen mellom trefagverket og betongdekket skjer i vårt tilfelle i hvert knutepunkt i overgurten via en stålplate med bolter opp i betongdekket.

Trefagverkene er satt sammen av enkle elementer. Dette er rette elementer med tverrsnitt opp til 1,1x1,6 m med lengder på ca. 7 til 30 m. Største lengde er styrt av hvor lange elementer som kan impregneres.

For betongbrua benyttes en betongkasse med ytre bredde 10,5 m og høyde 3,8 m. For å sikre bæringen på tvers av dekket, benyttes skråstrevere i stål med avstand ca. 5 m. Dette er en løsning som er mye benyttet i utlandet for såpass brede bruer.



Figur 5 Typisk tverrsnitt betongbrua

Tårn

Tårn for skråstagkablene er for begge alternativ utført i stål.

Nøkkeltall

	Bruoverbygning inkl. tårn		Bruunderbygning inkl. peler		Totalt	
	Trebrualternativ	Betongalternativ	Trebrualternativ	Betongalternativ	Trebrualternativ	Betongalternativ
Limtre [m³]	18500				18500	
Betong [m³]	28294	43573	59098	61303	87392	104876
Stål* [tonn]	8326	11874	26970	28766	35295	40640
Limtre [m³/m bru]	10.6				11	
Betong [m³/m bru]	16.2	24.8	33.8	35.0	50	60
Stål* [tonn/m bru]	4.8	6.8	15.4	16.4	20	23
Limtre [m³/m² bru]	0.33				0.33	
Betong [m³/m² bru]	0.5	0.8	1.0	1.1	1.5	1.8
Stål* [tonn/m² bru]	0.15	0.21	0.47	0.50	0.62	0.71

*Stål inkluderer armering, spennarmering, skråstrevere, forbindelsesmidler, skråkabler og stålrør til peling

- Trebrualternativet benytter seg av ca. 18 500 m³ limtre. Dette utgjør en årsproduksjon for Moelven limtre med ett skift.
- Betongalternativet vil ha et totalbehov for ca. 105 000 m³ betong. Om en plasserer denne betongen innenfor en fotballbane vil høyden bli ca. 15 m.
- Stålrørspelene, som typisk har diameter 1,22 m, står for ca. 50 % av det totale stålforbruket for begge alternativene. Om en legger alle pelene etter hverandre vil totallengden bli nesten 30 km, tilsvarende strekningen Biri – Lillehammer.

Arkitektoniske løsninger

For begge brualternativ er det laget illustrasjoner som viser den arkitektoniske utformingen. Begge løsninger vil gi et godt arkitektonisk uttrykk.

Byggemetoder for overbygningen

Begge brutyper kan bygges med kjente byggemetoder.

For sidespennene i betongbrua tenker en seg å benytte en fremskyvbar vogn, mens en vil benytte to sett med mindre frittrembygg-vogner for hovedspennene.

Trefagverket foreslås satt sammen i større enheter (typisk ca. 70 m lange) som løftes på plass og kobles sammen i knutepunkter. Betongdekket vil bli støpt ut ved hjelp av flyttbare vogner som vil hvile på fagverket. I hovedspennene vil skråstagene være nødvendige for bæringen i byggefasen.

Bestandighet / trebeskyttelse

For å oppnå bestandighet er fagverkene beskyttet både kjemisk og konstruktivt. Arbeidsgruppen forholdt seg til og deltok i de prosesser som foregår i forbindelse med kjemisk trebeskyttelse både nasjonalt og internasjonalt (EU).

Byggetid

Det er utarbeidet utkast til fremdriftsplan for både tre- og betongbru.

Det fremdriftskritiske elementet for begge alternativer er ramming av alle pelene. Lengden på byggetiden vil særlig avhenge av hvor lang tid det tar å ramme en pel og hvor mange pelerigger som benyttes. Vi har antatt at to rigger er i drift samtidig, og at hver rigg bruker to dager på en pel. Bygging av overbygningen er ikke på kritisk linje for hverken trebru eller betongbru.

Med de forutsetninger som er benyttet, er byggetiden:

Trebru 3 år og 1 måned

Betongbru 3 år og 4 måneder

Trebru har altså **3 måneder** kortere byggetid enn betongbru. Dette skyldes hovedsakelig at denne løsningen har færrest antall peler.

Drift og vedlikehold

Et hovedmål er å sikre en optimal konstruksjon med hensyn til drift og vedlikehold av bru som igjen fører til minimum livssyklus-kostnader (LCC). Dette oppnås i prosjekteringen gjennom et fokus på utforming av detaljer og tilrettelegging av god tilkomst til alle bruas elementer for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider samt god utførelse under bygging.

Begge brualternativ er prosjektert for 100 års levetid med gjennomgående valg av robuste løsninger som gir minimalt vedlikehold. Trefagverket vil for et typisk regnvær i sin helhet være beskyttet av en overliggende bruplate i betong (se Figur 13). I tillegg er alt stål i forbindelse med trefagverket forutsatt beskyttet ved hjelp av varmforsinking.

Tårn, skråstag osv. utføres i stål og vil være utsatt for korrosjon. Det vil være behov for å gjenta overflatebehandling av konstruksjonen i løpet av bruas levetid. I prosjekteringen vil det være fokus på detaljer og løsninger som minimerer slitasjen på overflatebehandlingen samt gir en enkel tilkomst til alle bruas elementer for vedlikeholdsarbeider.

Lager, fuger og andre elementer med forventet levetid på under 100 år utformes slik at de er enkle å bytte ut med minimale forstyrrelser for trafikken.

Klimagassregnskap

For ny Mjøsbru er det gjennomført to uavhengige klimagassberegninger, en utført av Eggen arkitekter og en er utført av doktorgradsstipendiat Reyn O’Born ved Universitetet i Agder (UiA). Begge beregningene er gjennomført på oppdrag fra arbeidsgruppen. I tillegg har Asplan Viak utarbeidet en rapport som drøfter effekten av CO₂-lagring i tre i et tidsperspektiv og gjort en ny totalvurdering basert på klimagassregnskapet til Eggen Arkitekter.

Ved beregninger av klimagassutslipp er det flere valg som må tas knyttet til hvilke faser i levetiden til brua som skal inkluderes og hvilke utslippsfaktorer man skal regne med. I tillegg må det vurderes hvilken tidshorisont klimagassregnskapet skal gjelde for. Valgene som tas har stor påvirkning når man sammenligner løsninger som benytter forskjellige materialer.

Eggen arkitekters klimagassrapport har en hovedberegning av klimagassutslippene, men ser også på effekten av å variere mengden CO₂-lagring i limtreet, karbonatisering og bruk av resirkulert stål. Doktorgradsstipendiat Reyn O’Born har valgt å ikke inkludere CO₂-lagring i limtreet i sitt klimagassregnskap men inkluderer derimot fordelene ved forbrenning av trevirke ved avfallshåndtering. Med unntak av at avfallshåndtering av limtre er håndtert av Reyn O’Born, er det kun transport og materialbruk som er inkludert i klimagassberegningene. Alle utslipp av klimagasser er regnet om til CO₂-ekvivalenter.

Rapportene gjør forskjellige valg knyttet til beregningene av klimagassutslippet men alle rapportene konkluderer med at trebrualternativet er mer miljøvennlig:

1. Eggen Arkitekter kommer fram til en besparelse på 23 500 tonn CO₂ i sitt hovedalternativ.
2. Reyn O’Born kommer fram til en besparelse på 25 500 tonn CO₂ ved å ta med gevinsten knyttet til forbrenning av trevirke.
3. Asplan Viak kommer fram til en besparelse på 12 200 tonn CO₂ da CO₂-lagringen i limtreet er redusert basert på en levetid for brua på 100 år. Ved å inkludere forbrenning av trevirke vil denne besparelsen øke.

Klimagassrapportene er vedlagt i vedlegg C og D.

Videre i denne rapporten er data knyttet til klimagassutslippene hentet fra rapporten til Eggen Arkitekter.

Beregningene i klimagassregnskapet viser hvilke muligheter det er i å spare miljøet for CO₂-utslipp:

1. Betongbrua gir et CO₂ utslipp lik 74 150 tonn.
2. Trebrua gir et CO₂ utslipp lik 50 650 tonn

Trebru gir, for produksjon av materialer og transport, en besparelse på 23 500 tonn CO₂. Besparelsen i CO₂ for trebrua kommer i all hovedsak fra produksjonen av materialer til overbygningen der klimavennlig limtre erstatter steg og bunnplate i betong for betongbrua.

Dette betyr at med dagens ÅDT på 12000, så kjøres det CO₂-nøytralt over Mjøsbrua i minst 25 år dersom brua bygges i tre i stedet for i betong (antatt utslipp CO₂ 125 g/km pr. bil).

Det er stort fokus på prosjekter med redusert klimagassutslipp i nasjonal transportplan. I utkast til Nasjonal Transportplan for perioden 2018-2019 kap. 4.5 er det et krav å redusere utslippene til bygging av infrastruktur med 40% innen 2030. Hvis Mjøsbrua etableres som trebru vil dette gi en reduksjon på 32 % i forhold til betongbrualternativet.

Generelt gir Mjøsbrua et viktig bidrag til effektiv avvikling av transport og bidrar til reduserte transportlengder.

Kostnader

Høsten 2015 ble det utarbeidet et kostnadsoverslag for E6, hp2-hp4 Moelv – Vingrom etter Anslagsmetoden. Metodikken er basert på at en beregner entreprisekostnaden først, deretter legges det til mva., kostnader for prosjektering og mva. for disse kostnadene, byggherrens egne kostnader til planlegging og oppfølging osv., administrasjonskostnader generelt i vegvesenet og til slutt en post for usikkerhet som er stor tidlig i planleggingen og mindre på et sent stadium. Anslaget var basert på kostnadsoverslag beregnet for de to brualternativene våren 2015. Det ble senere valgt å korrigere peleprisene i forhold til dette kostnadsoverslaget.

Det er i dette dokumentet utarbeidet kostnadsoverslag for begge brualternativ, se kap. 4.13 og 5.13. Kostnadene omfatter alle arbeider for hele parsellen E6 Moelv-Biri. Mengdene er de samme som ligger til grunn for anslaget, men det er justert noen enhetspriser for peler og noen enhetspriser for trebruas bruoverbygning. Peleprisene er justert tilsvarende som de ble justert ved anslaget utarbeidet høsten 2015.

De beregnede kostnadene i mill. NOK er:

Hele strekningen E6 Moelv-Biri med Betongbru (Anslag nov. 2015)	3 955
Hele strekningen E6 Moelv-Biri med Betongbru (Arbeidsgruppen 2016)	3 829

En ser at betongbru er kostnadsberegnet til å koste 126 mill. NOK mindre enn det Anslag betongbru viser. Dette skyldes at en i anslagsprosessen legger inn usikkerheten til de enkelte elementene og at sluttsummen i anslaget avhenger av graden av usikkerhet som blir lagt inn og til hvilken side (dyrere/billigere) usikkerheten går.

Forholdet mellom Anslaget (nov. 2015) og kostnadsoverslaget (Arbeidsgruppen 2016) er $3955 / 3829 = 1.033$.

Det er valgt å inkludere denne faktoren for kostnadsoverslagene beregnet i dette dokumentet. Får da følgende beregnede kostnader i mill. NOK:

Hele strekningen E6 Moelv-Biri med Betongbru (Anslag nov. 2015 / Arbeidsgruppen 2016, skalert)	3 955
Hele strekningen E6 Moelv-Biri med Trebru (Arbeidsgruppen 2016, skalert)	4 096
Kun Betongbru (Arbeidsgruppen 2016, skalert)	2 821
Kun Trebru (Arbeidsgruppen 2016, skalert)	2 962

Alle resultater (ikke skalert) er oppsummert i tabellen på side 10.

Fundamenteringen er det elementet med størst usikkerhet i kostnadene pga. usikkerheter knyttet til blant annet vanddyp og grunnforhold. Fordi det ikke er utført tilstrekkelige grunnundersøkelser, må en også basere seg på forholdsvis konservative data i peledimensjoneringen. I en senere fase er det derfor en mulighet for reduksjoner i pelemengder.

I denne rapporten er det kostnadsforskjellen mellom trebru og betongbru som er av størst betydning. **Trebru vil ha en total kostnad som er ca. 141 mill. NOK større enn for betongbru, hvilket utgjør 3,6 % av total kostnaden.** Fundamenter og søyler er billigere for trebru enn for betongbru, mens overbygningen til trebrua er kostnadsberegnet til å koste 27 % mer enn for betongbru.

Under er gitt en kort forklaring på kostnadsdifferansene mellom trebrualternativ og betongalternativ for de forskjellige bruelementene:

- **Landkar:** Differansen skyldes hovedsakelig det at trebrua har en vesentlig større tverrsnittshøyde som igjen gir behov for større landkar med mer betong og armering og også mer gravearbeider.
- **Fundament direkte på berg:** Tilsvarende priser for de to alternativene.
- **Fundamenter i sidespennene inkl. søyler (Fund peler til løsmasse og fund peler til berg):** Selv om trebrua har 17 fundamenter og betongbrua har 15 fundamenter i sidespennene er fundamentene for betongbrua noe dyrere enn fundamentene for trebrua. Dette skyldes at betongbrua har flere peler pr. fundament og derfor også flere peler totalt.
- **Senkekasseelementer inkl. pilarer og tårn:** Både trebrualternativet og betongbrualternativet forutsetter 5 senkekasser og 5 tårn. Senkekassene for betongalternativet er en god del dyrere enn for trealternativet pga. behovet for flere og større peler. Da ståltårnene for betongalternativet er lavere enn for trebrualternativet pga. extradosed-utformingen, samt at det er plassert oppå bruoverbygningen for betongalternativet, er tårnet for betongalternativet en del rimeligere enn for trebrualternativet. I sum er betongalternativet noe dyrere enn trebrualternativet for dette elementet.
- **Overbygning:** Trealternativet er noe dyrere enn betongalternativet. Begge alternativene har en betongplate med tilsvarende betongmengder. Differansen i pris skyldes i all hovedsak at bæringen med trefagverk under betongplaten er dyrere enn betongalternativet som har betongsteg og betongundergurt.

FoU-prosjekt: Ny firefelts Mjøsbru i tre

					Kostnadsoverslag Arbeidsgruppen			
	Antall	Pris	Anslag betongbru 9. nov 2015		Betongalternativ 19.01.16	Trebru 19.01.16	Differanse (tre - betong)	% forskjell trebru/betongbru
Landkar	2		14 700 772	14 700 772	14 498 422	19 400 928	4 902 506	34 %
Bru ved landkar	-	-						
Fund direkte på fjell	1	7 779 641	7 779 641	7 779 641	7 764 496	7 369 323	-395 173	-5 %
Typisk fundament på stålrørspeler	15	26 059 852	390 437 275	390 437 275	368 709 323	363 131 153	-5 578 170	-2 %
Senkekassefundamenter	5	86 025 551	429 228 166					
Hovedspennstårn på peler	5	8 407 960	42 039 802	471 267 968	484 541 354	455 481 570	-29 059 784	-6 %
Superstruktur (overbygning)	-		572 734 123	572 734 123	514 337 955	652 203 669	137 865 714	27 %
Utstyr	1	57 162 861	57 162 861	57 162 861	46 650 230	46 472 250	-177 980	0 %
Delsum			1 514 082 640		1 436 501 780	1 544 058 893	107 557 113	7 %
Rigg ekskl. Limtre	20 %	1 514 082 640	302 585 808		287 300 356	231 901 729		
Rigg for limtre	10 %					38 455 025	-16 943 602	-5.9 %
Entreprisekostnad			1 816 668 448		1 723 802 136	1 814 415 646	90 613 511	5.3 %
Mva	25 %	1 816 668 448	454 167 112		430 950 534	453 603 912	22 653 378	5.3 %
Sum med MVA			2 270 835 560		2 154 752 670	2 268 019 558	113 266 888	5.3 %
Prosjektering	RS	2 270 835 560	136 250 133.60		136 250 134	141 000 000	4 749 866	3.5 %
Delsum			2 407 085 694		2 291 002 803	2 409 019 558	118 016 755	5.2 %
MVA på prosjektering	25 %	136 250 134	34 062 533.40		34 062 533	35 250 000	1 187 467	3.5 %
Sum inkludert Mva på prosjektering			2 441 148 227		2 325 065 337	2 444 269 558	119 204 221	5.1 %
Byggherrekostnader	RS	2 441 148 227	170 880 376		170 880 376	176 000 000	5 119 624	3.0 %
Delsum			2 612 028 603		2 495 945 713	2 620 269 558	124 323 845	5.0 %
Administrasjonskostnader	2 %	2 612 028 603	39 180 429		37 439 186	39 304 043	1 864 858	5.0 %
Delsum			2 651 209 032		2 533 384 898	2 659 573 601	126 188 703	5.0 %
Marked	0 %	2 651 209 032	-		-	-		
Delsum			2 651 209 032		2 533 384 898	2 659 573 601	126 188 703	5.0 %
Uforutsett i forhold til detaljeringsgrad	7.8 %	2 651 209 032	206 794 304		197 604 022	207 446 741	9 842 719	5.0 %
Delsum			2 858 003 336		2 730 988 920	2 867 020 342	136 031 422	5.0 %
Andre kostnader (anlegg på land, riving av eksisterende bru etc..)			1 097 811 183		1 097 811 183	1 097 811 183		0.0 %
Totale forventede kostnader			3 955 814 520		3 828 800 104	3 964 831 526	136 031 422	3.6 %

Differanse sammenlignet med anslag = -127 014 416 9 017 006

Differanse tre - betong = 136 031 422

Tabell 1 Anslag og kostnadsoverslag fra arbeidsgruppen. (Oppsummeringen på forrige side inkluderer en skalering av kostnadene gitt her med faktor 1.033. Se forrige side)

For detaljerte kostnadsoverslag fram til entreprisekostnad for trebrualternativ og betongalternativ se hhv. kapittel 4.13 og 5.13.

Pilotprosjekt

Det var en betingelse i FOU prosjektet at det skulle letes etter pilotprosjekter.

Parallelt med dette utredningsarbeidet ble det laget et forprosjekt for Doksrud bru på RV 3/25 med tanke på at dette kunne være et pilotprosjekt for Mjøsbrua i tre, og hvor konstruksjonsløsningen var styrt av et ønske om å skaffe seg erfaring innen flest mulig av de problemstillingene en Mjøsbru i tre vil gi.

Dersom et egnet brusted for et pilotprosjekt dukket opp ønsket en i prioritert rekkefølge å teste løsningene for:

1. Store tretverrsnitt med stavkrefter som tilsvarer Mjøsbrua
2. Knutepunkter for store tretverrsnitt med slisseplater og bolter
3. Tre – stål – betong – forbindelsen: Trefagverk i samvirke med bruplatten
4. Bruplate tilsvarende den vi tenker oss på Mjøsbrua
5. Opplegg på litt store lagre, men ikke nødvendigvis V-formede søyler

Det ble bestemt at Doksrud bru ikke gjennomføres som et pilotprosjekt, men det pågår for tiden prosjektering av andre store trebrukonstruksjoner (Norsenga) som gir verdifull erfaring (se kapittel 6.1). E16 Norsenga bru gir mye av den samme erfaringen som en var ute etter å teste ut på et pilotprosjekt.

Gjennomføringen av et pilotprosjekt er ikke en forutsetning for gjennomføringen av en Mjøsbru i tre, men vil kunne bidra til å identifisere eventuelle problemer knyttet til temaene listet over.

Konklusjon

En har søkt å unngå at en i en eventuell neste planfase skulle støte på uventede problemer som kan gjøre ett av alternativene uaktuelt. Derfor er det utført relativt detaljerte beregninger av både byggefasene og permanent fase slik at alle vesentlige effekter skal være ivaretatt. I en neste planfase tror vi derfor at det vil være snakk om noe justering av dimensjoner og løsninger, men ingen vesentlige endringer.

Utredningsarbeidet som er beskrevet i denne rapporten, viser at det er teknisk mulig å benytte trekonstruksjoner i den nye Mjøsbrua. Det vil være fagverket under brudekket som utføres i tre, mens brudekket utføres i betong.

Trebru kan bygges med noe kortere byggetid enn for betongbru - anslått til 3 måneder. Kortere byggetid skyldes færre peler i dette alternativet.

Trebrualternativet er beregnet til 136 mill. NOK mer enn betongbrualternativet, hvilket utgjør 3,6 % av totalkostnaden. Dette er mye mindre enn nøyaktigheten til kostnadsoverslag, spesielt i en så tidlig fase i et prosjekt. Dette innebærer i praksis at alternativene er kostnadsmessig like.

Både trebru og betongbru vil gi et godt arkitektonisk uttrykk.

Ved å bygge Mjøsbrua i tre kan man spare miljøet for et utslipp av ca. 23 500 tonn CO₂. Dette betyr at med dagens ÅDT på 12000, så kjøres det CO₂-nøytralt over Mjøsbrua i 25 år dersom brua bygges i tre i stedet for i betong (antatt utslipp CO₂ 125 g/km pr. bil).

I denne rapporten har det ikke vært et mål å anbefale et valg av bruløsning. Imidlertid gir rapporten et grunnlag for å veie ulike momenter opp mot hverandre i det valget som må foretas.

Trebruer har blitt bygd siden tidlig 90 tall med stadig større spennvidder. En Mjøsbru i tre vil være den første trebrua på firefelts motorveg og vil fremme bruken av tre i andre store byggverk.

Det er teknisk, økonomisk, estetisk og arkitektonisk fullt ut forsvarlig å bygge den nye Mjøsbrua i tre.

2 GENERELT

2.1 Plan for FoU-prosjekt

Foreliggende rapport er en oppsummering av arbeidet som har blitt utført i forbindelse med FoU prosjekt for Mjøsbrua på parsellen E6 Moelv – Biri. FoU-prosjektet har hatt fokus på å utvikle et konsept for ny Mjøsbru i tre. Som et sammenligningsgrunnlag for Mjøsbru i tre er det i tillegg videreutviklet et betongbru-alternativ. Begge brualternativene har 4 hovedspenn med skråstagløsning og sidespenn på 70 m.

Arbeidet i forprosjektfasen har tatt utgangspunkt i utført skisseprosjektrapport som ble utarbeidet i forbindelse med kommunedelplanen. Utviklingen gjennom forprosjektfasen er behandlet i en rekke konstruksjonsmøter mellom prosjekteringsgruppen, Statens vegvesen Region øst og Innovasjon Norge.

2.2 Kommunedelplan

I siste halvdel av mai 2015 ble revidert forslag til kommunedelplan for E6 Moelv-Biri vedtatt i både Ringsaker og Gjøvik kommuner. Under er beskrevet prosessen fram mot vedtatt kommunedelplan:

Kommunedelplanen med konsekvensutredning for E6 Moelv-Biri ble lagt ut til offentlig ettersyn 1. oktober 2013, med to alternative traseer (sør og nord). Av hensyn til blant annet fremtidig arealutvikling i Moelv, og kortere reisetid mellom Gjøvik og Hamar, har Statens vegvesen innstilt på at det sørlige alternativet legges til grunn for videre planlegging. Kommunedelplanen ble vedtatt med alternativ sør i Ringsaker og Gjøvik kommune henholdsvis 9. april og 19. juni 2014. Denne løsningen innebærer nærføring til gravhauger med status som automatisk fredet i henhold til kulturminneloven, samt oppsplitting av et helhetlig kulturmiljø i Moelv. På bakgrunn av dette fremmet Riksantikvaren innsigelse til planen i februar 2014.

Det ble avholdt mekling i saken i regi av Fylkesmannen i Hedmark den 3. juni 2014. I meklingsmøtet ble Statens vegvesen, Ringsaker kommune og Riksantikvaren oppfordret til å se nærmere på muligheten for å komme til enighet om en ny løsning der traseen etableres sør for bronsealderrøysene i Moelv. I møte med representant fra Riksantikvaren, Ringsaker kommune og Statens vegvesen, den 19. juni 2014, ble det gitt positive signaler fra Riksantikvaren til en justert løsning for ny sørlig trasé ca. 80 m sør for vedtatt sørlig trasé (målt i strandsona i Moelv). Kommunestyret i Ringsaker fattet vedtak om at det skal utarbeides kommunedelplan med konsekvensutredning for et nytt alternativ sør den 10. september 2014.

Kommunedelplan for nytt alternativ sør i Ringsaker kommune ble lagt ut til høring og offentlig ettersyn vinteren 2015. Denne ble vedtatt i både Ringsaker og Gjøvik kommuner i siste halvdel av mai 2015.

2.3 Generelt om trasé for E6

Linjealternativet benyttet i denne rapporten er den samme som den i den vedtatte kommunedelplanen (mai 2015). Traséen ivaretar flere bindinger mot nærføringer, tilstøtende anlegg, grunnforhold og annet, eksempelvis:

- Gunstigst mulig kryssing av dyprenne
- Nærføring av kulturminner
- Nærføring av rødlistearter
- Siktkrav
- Seilingshøyde for Skibladner
- Tilfredsstillende geometri for planfrie kryss Biri
- Tilfredsstillende påkoblinger for tilstøtende veier eller anlegg

Det er benyttet tilnærmet lik horisontalgeometri for trebrualternativet og betongbrualternativet. Da tverrsnittshøyden på trebru er en del høyere enn for betongbrua er det benyttet forskjellig vertikalgeometri. Vertikalgeometrien er valgt slik at seilingshøyden for Skibladner ivaretas og slik at ilandføringen av bruene ivaretas på en god måte.

3 GENERELT OM FUNDAMENTERINGSLØSNINGER

Her beskrives fundamentløsninger for ulike vanddyb. De samme prinsippene gjelder for både betongalternativ og trebrualternativ.

3.1 Grunnforhold

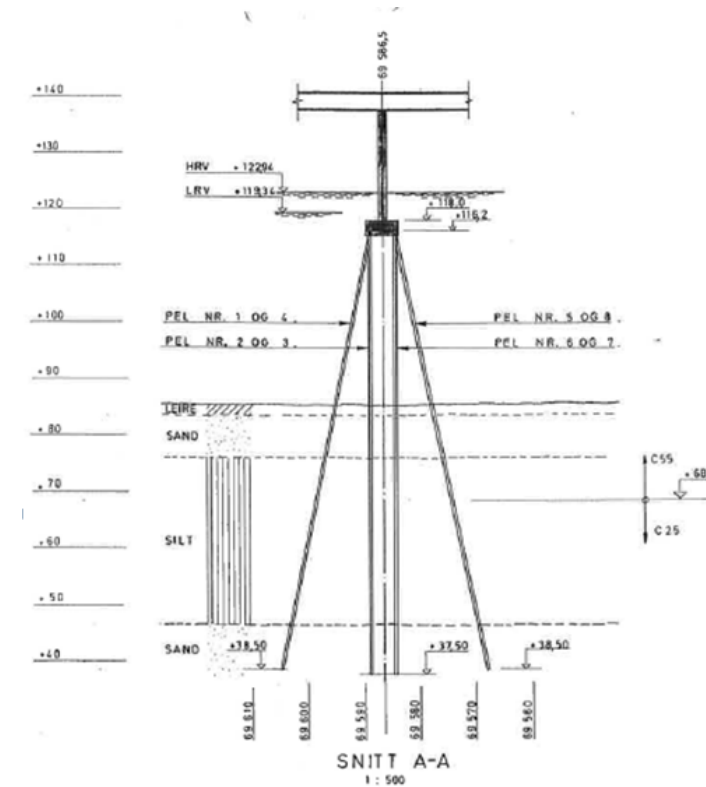
I den valgte traséen er dybden inntil 70 m. Som en del av kommunedelplanen er det utført seismiske undersøkelser for trasealternativet. Disse har vist at i det dypeste partiet er det også meget stor dybde til berg.

Det er foreløpig ikke utført grunnundersøkelser i traséen utover de seismiske undersøkelsene som ikke gir tilstrekkelig god kunnskap om geotekniske parametere.

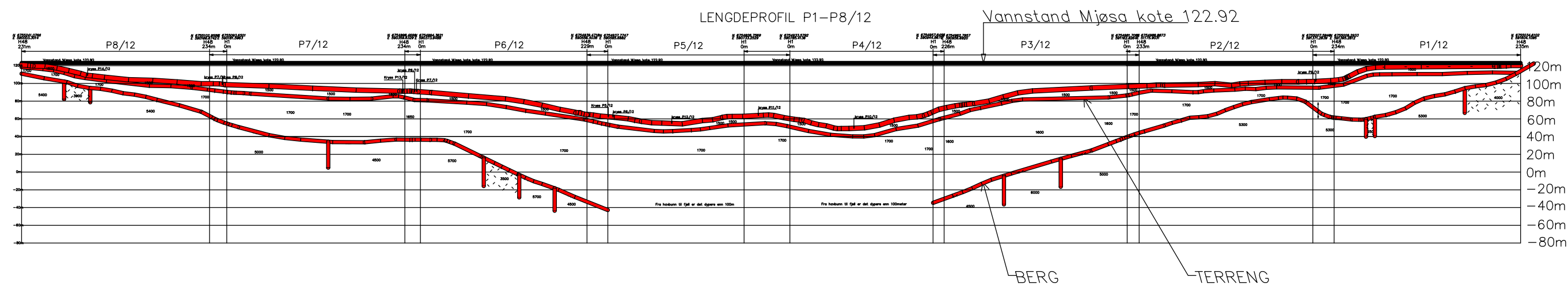
Den eksisterende brua er fundamentert for det meste på svevende peler slik som vist i Figur 7 under. I noen akser var dybden til berg såpass liten at pelene er rammet til berg. Nær land står også noen fundamenter direkte på berg.

Man benytter de samme fundamenteringsløsninger som for eksisterende bru der hvor dybdene ikke er større enn ca. 35 m, men peledimensjonen og antall peler endres. Det vil si at en benytter en kombinasjon av direkte fundamentering på berg i noen akser, peler til berg i noen akser og svevende peler i de fleste akser. For den siste typen fundamenter vil det være den frie lengden på pelene mellom sjøbunnen og underkant pelehode som er dimensjonerende for pelene.

omtrent samme pelediameter her som for resten av brufundamentene, se etterfølgende avsnitt om løsning for større vanddyb.



Figur 7 Svevende peler i fundamentene for eksisterende bru



Figur 6 Lengdeprofil fra seismikkundersøkelser i søndre trasè

Der hvor dybdene er større enn ca. 35 m, kreves en annen løsning med mindre en benytter peler med svært stor diameter. Den løsningen som foreslås, er at underkant av pelehodet senkes så mye at en kan benytte

3.2 Pelekapasiteter

Dimensjoneringen av pelefundamentene på både moderat og stort vanndyp vil avhenge av to forskjellige forhold; bæreevnene til den enkelte pel under sjøbunn og knekking av den frie lengden på pelene mellom sjøbunnen og underkant pelehodet.

Bæreevnen til den enkelte pel under sjøbunn er behandlet i teknisk notat 20110946-03-TN utarbeidet av NGI og i konstruksjonsrapport (14. juni 2013) vedlegg B. Ut ifra dette benyttes følgende kapasiteter på pelene:

Ø913 x 20 mm: 8,6 MN ved pel til berg

Ø1220 x 22 mm: 8,6 MN ved svevepel med 40 m lengde i løsmasser

Ø1420 x 22 mm: 11,0 MN ved svevepel med 40 m lengde i løsmasser

Da det ikke er utført andre grunnundersøkelser enn seismikk i traséen er det benyttet en høy og konservativ verdi av γ_m . γ_m er produktet av korrelasjonsfaktor og materialfaktor ved beregning av pelenes bæreevne.

Det er gjennomført en knekkingsanalyse av pelegruppene for både moderat og stort vanndyp basert på en globalanalyse av den enkelte pelegruppe der geometrien inkluderer både lokale og globale formfeil. Analysen er gjennomført basert på andre ordens forskyvninger. Knekkingsanalysen gjennomføres for en enkelt pelegruppe alene slik at man konservativt antar at det ikke er noen refordeling av laster eller deformasjoner til andre akser. Følgelig inkluderer beregningene ikke effekten av brubjelkens eventuelle omfordeling av krefter og eventuelle støttende effekt på pelegruppas bevegelser. Knekkingsanalysen viser at pelene i pelegruppen for både moderat og stort vanndyp har tilstrekkelig kapasitet mot utknekkning.

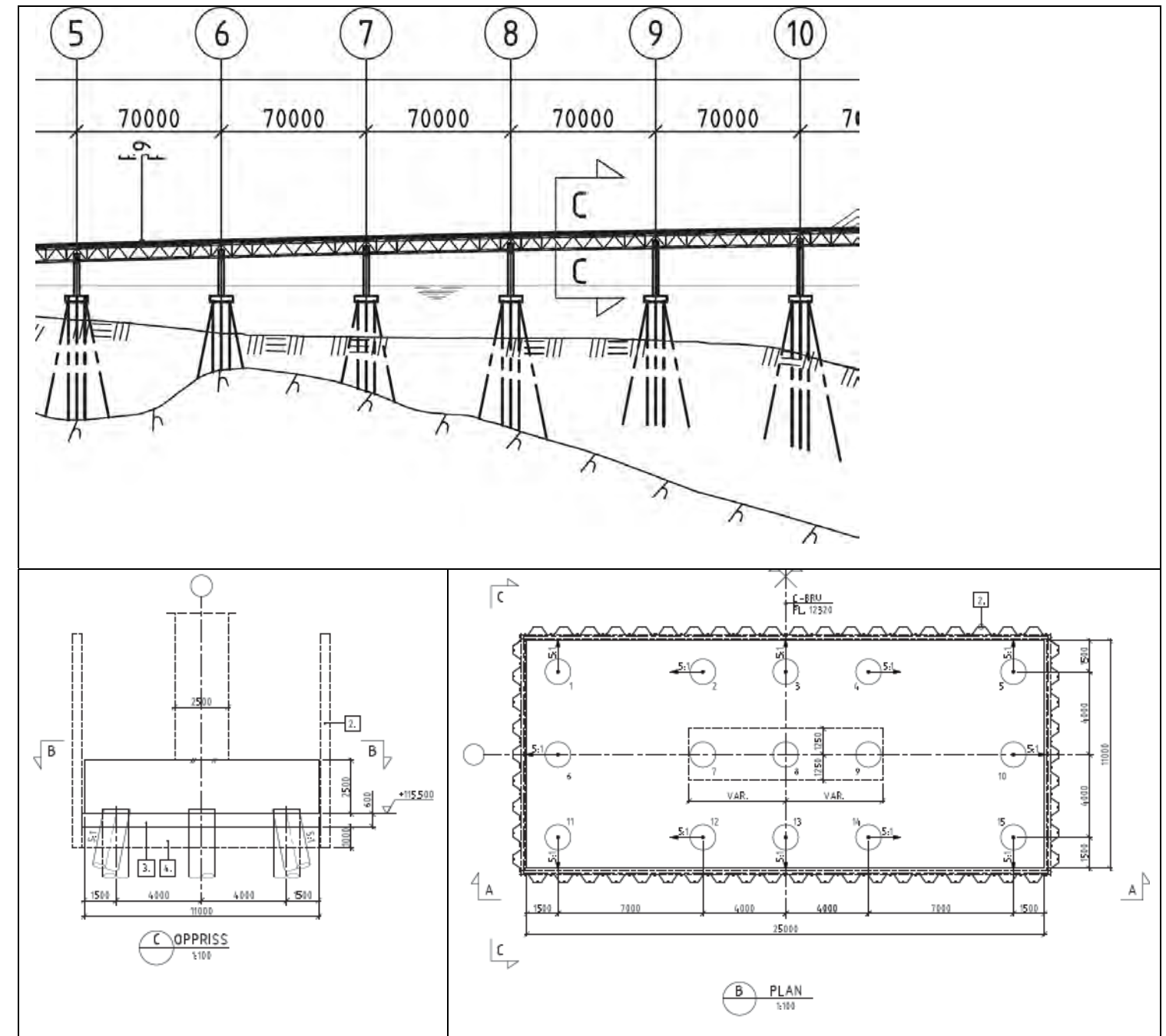
3.3 Løsning for moderat vanndyp

For både trebrualternativ og betongbrualternativ er det sidespennene som ligger i området med moderat vanndyp. Begge brualternativene har typisk 70 m spennvidde i sidespennene, men da betongbru er noe tyngre enn trebru, er behovet for peler større på betongbrua. Dette kapitlet gir generell informasjon om fundamenteringsløsninger for moderat vanndyp, for detaljert beskrivelse av fundamenteringsløsninger for de to brualternativene, se kapittel 4.10 og 5.10.

Et typisk eksempel på fundament for sidespenn for trebrualternativet er vist i Figur 8. Tilsvarende løsning benyttes for betongbru.

Typisk pelegruppe moderat vanndyp:

Antall peler:	15 stk for trebru, 18 stk for betongbru
Dimensjon pel:	Ø 913 mm x 20 mm ved peler til berg, Ø 1220 mm x 22 mm ved svevepeler
Nivå bunn pelehode:	+ 115,5 m
Nivå sjøbunn:	+ 85 m til + 115,5
Nivå berg:	+ 0 m til + 100 m
Helning på skråpeler:	5:1
Innspenningspunkt pel:	+ 78,9 m til + 109,4 (antatt 5 x Ø pel under sjøbunn)



Figur 8: Fundamentløsning for det moderat dype partiet. Øverst lengdesnitt langs trebrua. Nederst til venstre: vertikalsnitt gjennom pelehode. Nederst til høyre: Plan av pelehode. Tilsvarende løsning for betongalternativ, men da med 18 peler

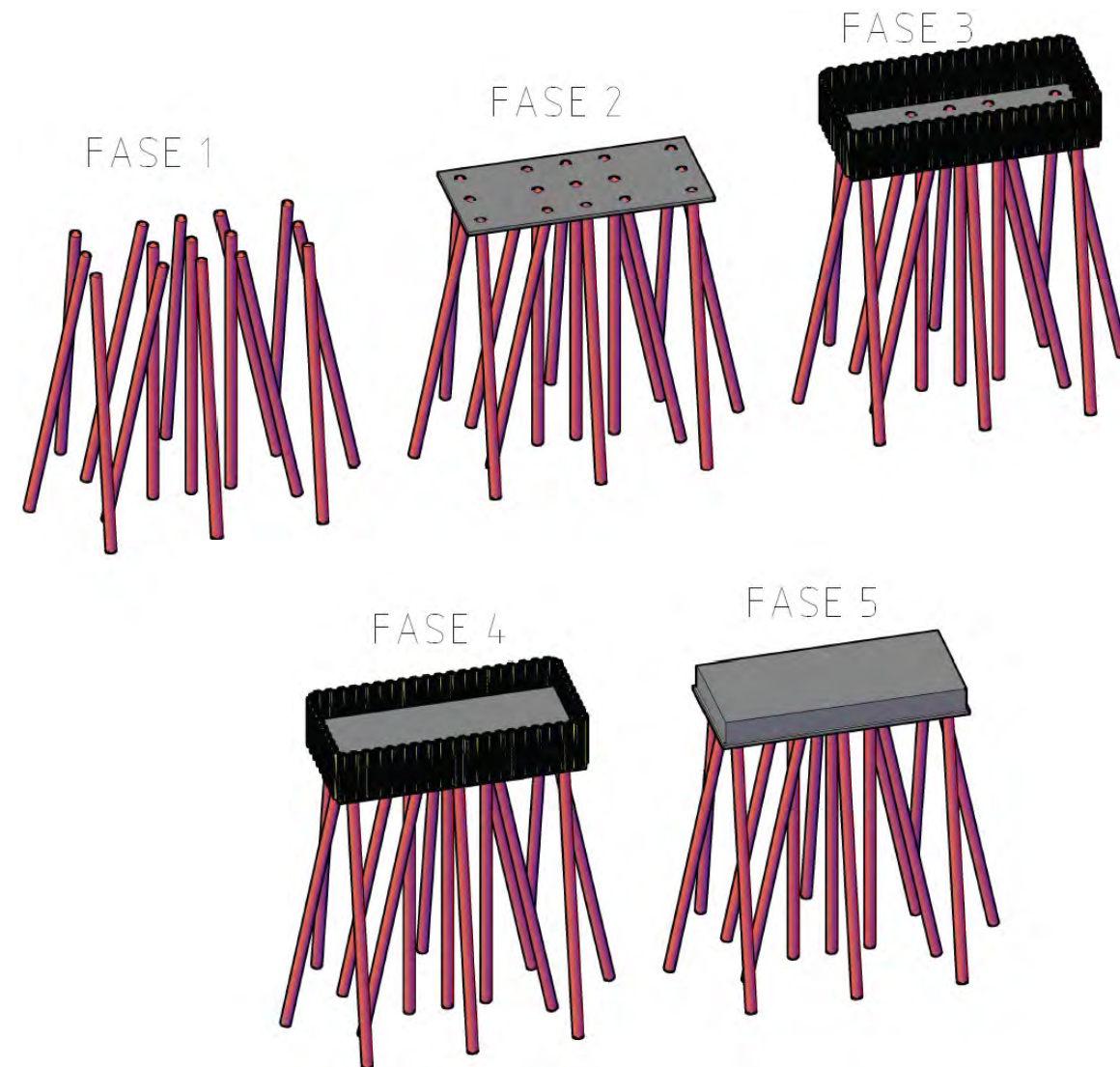
Fase 1: Pelene rammes fra flåte

Fase 2: Etter ramming av peler, monteres et forskalingssystem under pelehodet

Fase 3: Forskalingssystem monteres på siden av fundamentet og en bunnpropp støpes ut

Fase 4: Peler, pelehodet og deretter søyle støpes tørt

Fase 5: Forskalingssystemet på sidene demonteres og kan anvendes på flere fundamenter



Figur 9 Faser for etablering av fundament på moderat vanddyb

3.4 Løsning for større vanddyb

Traséen har maksimalt vanddyb omlag på 70 m. Seismiske undersøkelser viser videre at i det dypeste partiet er det også meget stor dybde til berg. For de dype partiene må det derfor benyttes en løsning med svevende peler som tolererer de store vanddybene. En mulig løsning ville være å benytte peler med meget stor diameter for å få nok stabilitet også på dette vanddypet. En annen løsning er å avstive pelene innbyrdes slik at de har tilfredsstillende stabilitet uten å øke peledimensjonene.

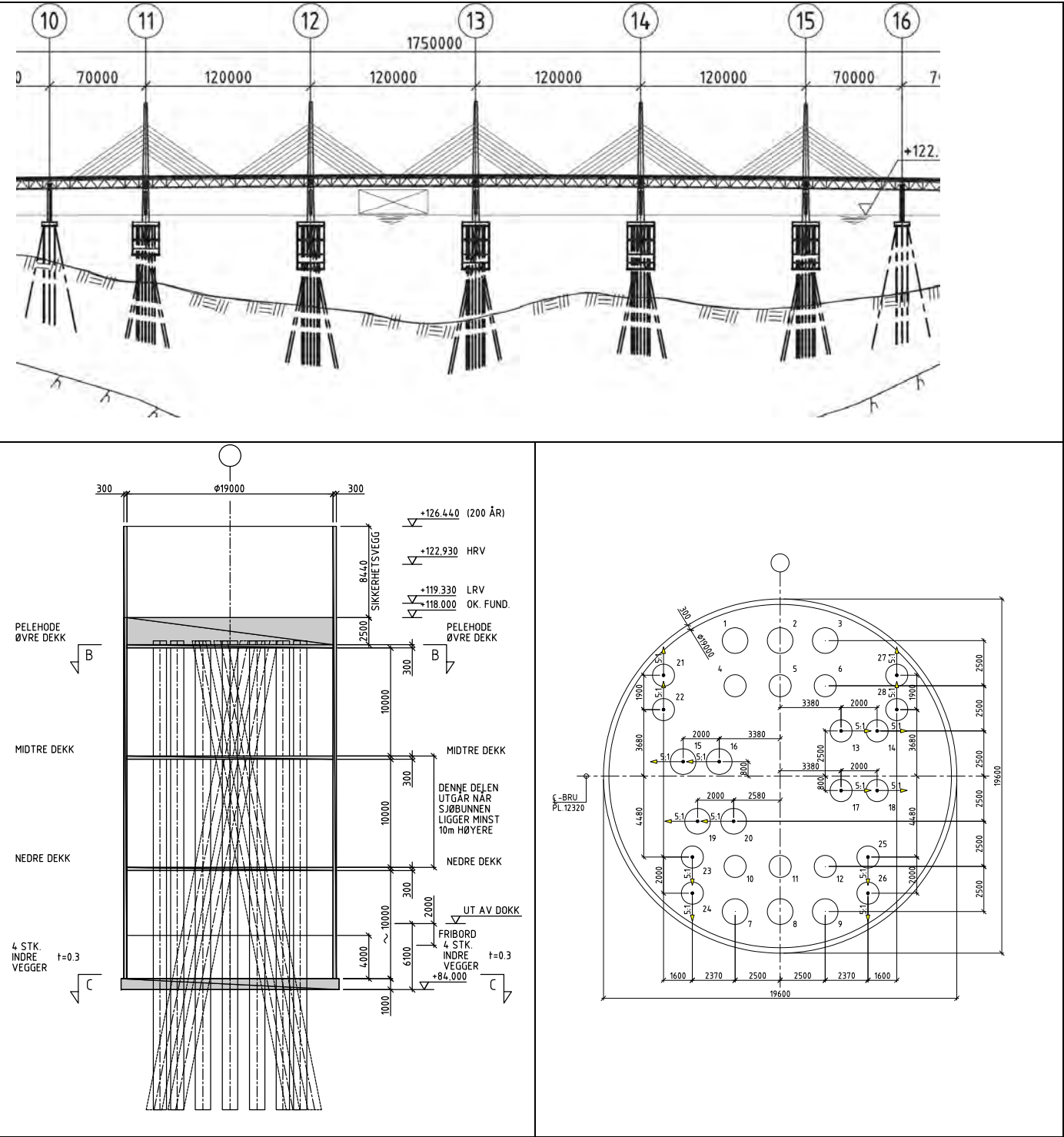
Det foreslås en løsning hvor pelehodet utformes som en betongsylinder med diameter i størrelsesorden 20 m og en høyde som tilpasses dybden på stedet. Man oppnår dermed en løsning som innebærer at underkant pelehode senkes så mye at en kan benytte omtrent samme pelediameter her som for fundamentene på ca. 35 m vanddyb. Pelehodet er utstyrt med opp til to mellomdekker som hjelper til med avstivning og med tette føringsrør som pelene rammes gjennom, se Figur 10.

Typisk pelegruppe for peler med senkekasse

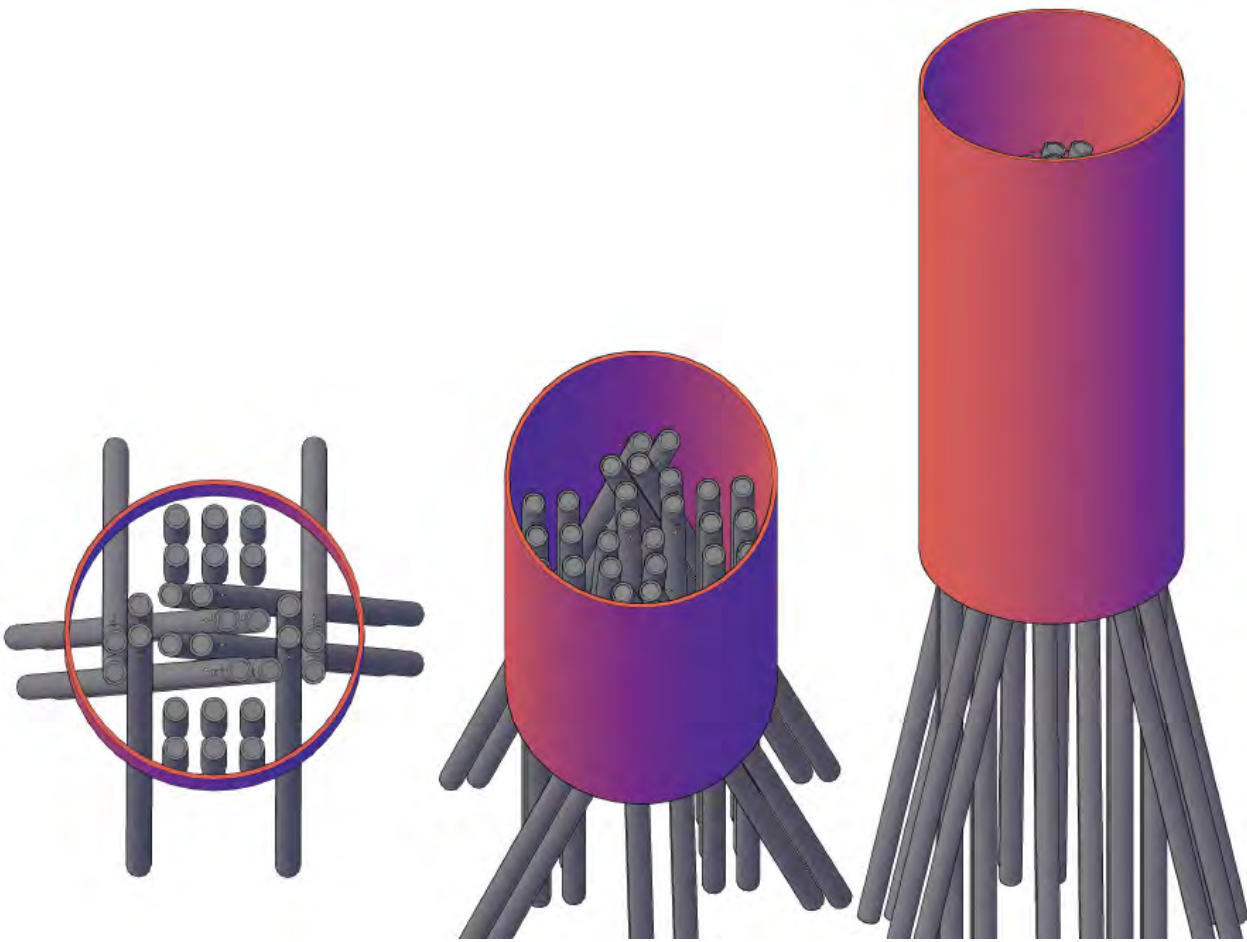
Nivå topp pelehode/senkekasse:	+ 118 m (topp konstruktiv del av senkekasse)
Nivå bunn pelehode:	+ 115.5 m
Nivå bunn senkekasse:	+ 84.0 m
Nivå sjøbunn:	+ 54 m
Nivå berg:	svært dypt
Helning på skråpeler:	5:1
Antatt innspenningspunkt pel på kote:	+ 47.9 m (5 x Ø pel under sjøbunn)

Det er valgt et pelearrangement som gir et tilnærmet uforskyvelig fundament da man benytter helning 5:1 på skråpelene. For å få til denne helningen må pelene utnytte hele senkekassen ved at pelene starter på ene siden og rammes på skrå over til andre siden av senkekassen. Senkekassens størrelse blir bestemt av at pelene må gå klar av overkant og underkant av senkekassen samt at de må gå klar av hverandre.

Da pelene vil ligge i foringsrør gjennom senkekassen får man en veldig god styring på pelene. Pelene vil i visse områder i senkekassen ligge helt inntil hverandre men vil under senkekassen ha de nødvendige interne avstandene for å oppfylle toleransekravene. Det er foreløpig valgt helning på skråpeler lik 5:1 for alle peler. For de pelene som går i samme plan kan man endre dette til at pelene har noe forskjellig helning dersom pelene blir liggende for tett nede i grunnen.



Figur 10: Fundamentløsning for det dype parti for trebru. Øverst - Lengdesnitt gjennom dypeste parti. Nederst til venstre: Vertikalsnitt gjennom pelehode/senkekaske Nederst til høyre: Horisontalt snitt gjennom UK senkekaske.

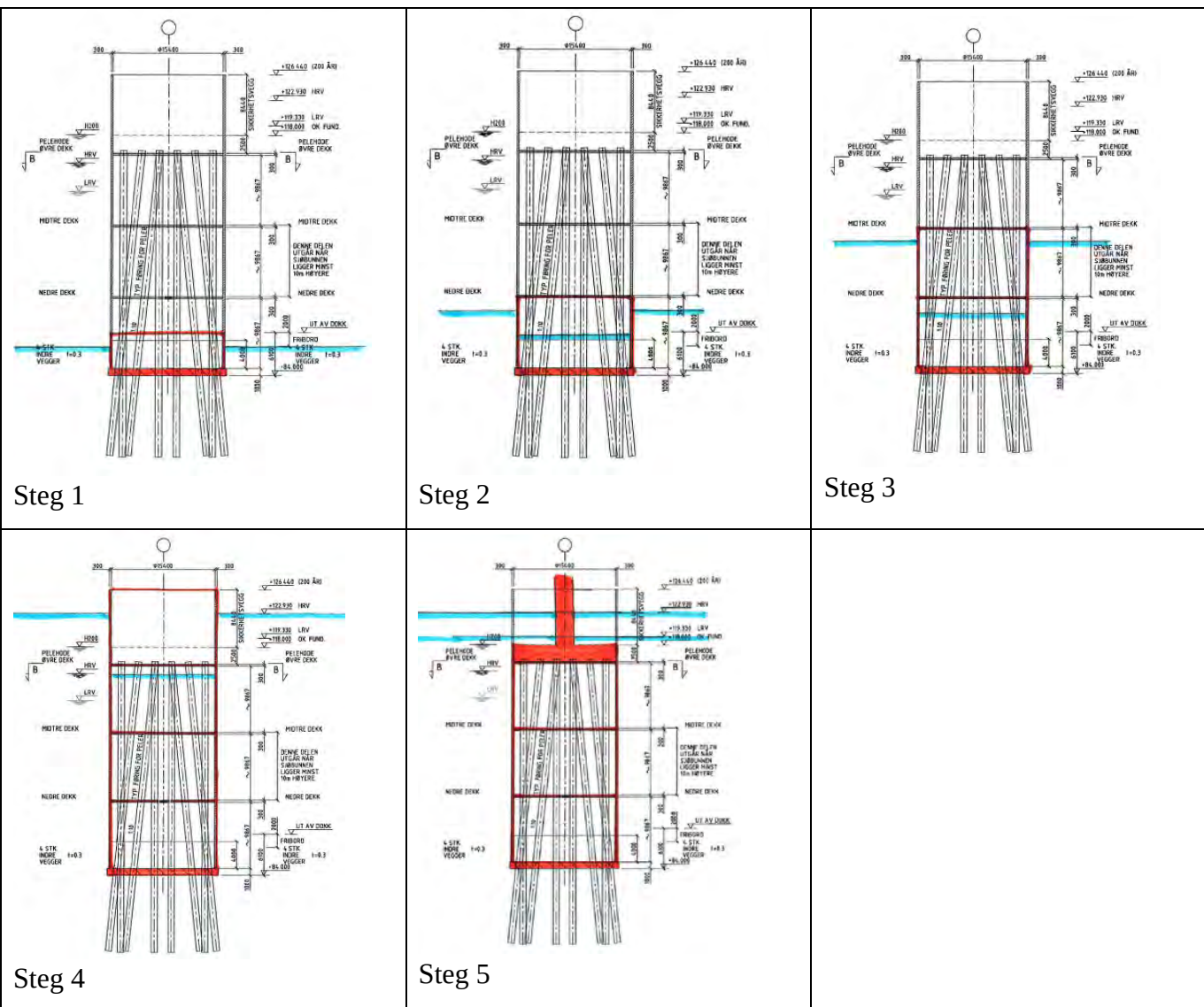


Figur 11 Forskjellige 3D perspektiv av senkekaske med peler for trebru. Mellomdekker i senkekaske er ikke vist. Betongløsning har en noe større senkekaske og 4 ekstra peler. Senkekaske er her vist med sikkerhetsvegg (øvre 8,44 m av senkekaske) som fjernes etter støp av tårn.

Byggemetodikk:

Produksjonsprosessen for pelehodet er skissert i Figur 12 fra venstre mot høyre.

- Først støpes bunnplate og noen meter av veggene på land eller i dokk. Dette foreslås utført på området til tidligere Biri bruk som og foreslås regulert til riggområde. Nedre del av stålør monteres. I første omgang er nedre ender plugget. Hele delen fløtes ut på vannet og fløtes på plass og forankres. Eventuelt kan fundamentet bygges ferdig utenfor Biri bruk hvis tilstrekkelig dybde finnes der og entreprenøren finner det mer hensiktsmessig.



Figur 12: Byggemetode for fundamenter på det dype partiet for alternativ.

- Støping av vegger opp til første dekke utføres i flytende tilstand. Deretter monteres stålør opp til og med dekket og dekket støpes ut. Den nederste delen har fire indre vegger med høyde 4 m som forde-

ler kreftene på bunnplaten og som er nødvendige på grunn av flytestabilitet. Vann benyttes som ballast.

- Støping i flytende tilstand fortsetter til neste dekke er støpt tilsvarende.
- Støpingen forsetter til et øvre dekke er støpt. Dette dekket utgjør forskaling for selve pelehodet. Støp av vegger fortsetter til over høyeste flomvannstand. Føringsrør går også over høyeste vannstand.
- Nå er selve sylindren ferdig og 3-4 vertikale peler rammes og sveises fast til føringsrørene. Det gyses mellom føringsrør og peler. Hele konstruksjonen er nå ferdig festet i vertikalretning.
- Deretter rammes noen skrå peler som også festes. Dermed står konstruksjonen fast både vertikalt og horisontalt.
- Resten av pelene rammes og festes
- Alle peler kappes, armeres og støpes ut tørt.
- Pelehodet armeres og støpes ut tørt.
- Søyle forskales, armeres og støpes ut tørt.
- Sylindervegger som går høyere enn selve pelehodet fjernes.
- Fundament og søyle er ferdig.

En tilsvarende metode har vi benyttet for Oromieh Bridge i Iran. Denne brua er 1,4 km lang og har 4 kjørefelt pluss tog.

Med denne fundamenteringsmetoden er det dokumentert en metode som gjør det mulig å bygge fundamenter på det dype partiet. Metoden er basert på kjente deloperasjoner.

4 TREBRU

4.1 Utforming / Arkitektur

For trebruløsningen er det utarbeidet en løsning med fire 120 m lange hovedspenn og fem skråstagtårn for å kunne redusere antall fundamenter i et område der vanndybden er stor og fundamenteringen så komplisert at dette er hensiktsmessig. Løsningen gjør også at brua framstår som et landemerke. I motsetning til extradosed-løsningen for betongbru, vil kablene i dette tilfellet arrangeres med brattere vinkel slik at den horisontale trykkraften i fagverket ikke blir for stor.

Trebruløsningen har tilsvarende spennvidder og utforming som betongløsningen, noe som gjør løsningene godt egnet for sammenligning.

Med hensyn til veglinjen for trebrua kan det være muligheter for optimalisering både for horisontalgeometrien og for vertikalgeometrien.

Trebruløsningen har en høy bruoverbygning på over 8 m, men fagverksløsningen bidrar til at brua allikevel framstår som luftig. Det overliggende bæresystemet med kabler og tårn bidrar til en markant bruløsning og en positiv kjøreopplevelse på brua. En trebru over Mjøsa vil være et flott landemerke og vil vekke oppsikt både nasjonalt og internasjonalt.

Oversiktsbilde fra sørvest:



Oversiktsbilde fra E6 Birisiden:



Under er vist tårnakser sett fra sør. Nedre del av tårnakser er to betongskiver som avsluttes med en tårnbjelke inne i trefagverk. Selve tårnet er tenkt utført i stål:



Sett fra akse 10 mot akse 24 med ståsted nord for brua:



Brua sett fra sør for akse 1:

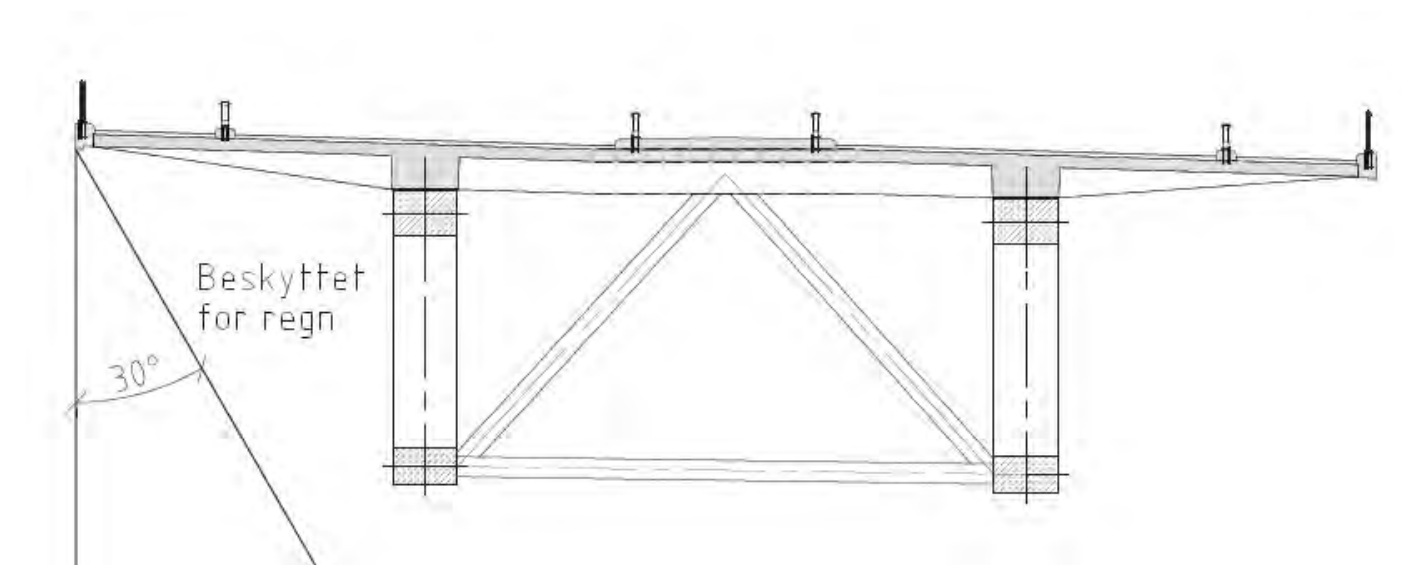


4.2 Drift og vedlikehold

Et hovedmål er å sikre en optimal konstruksjon med hensyn til drift og vedlikehold av bru som igjen fører til minimum livssyklus-kostnader (LCC). Dette oppnås i prosjekteringen gjennom et fokus på utforming av detaljer og tilrettelegging av god tilkomst til alle bruas elementer for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider samt god utførelse under bygging.

Trebrualternativet er prosjektert for 100 års levetid med gjennomgående valg av robuste løsninger som gir minimalt med vedlikehold. Trefagverket vil være beskyttet av en overliggende bruplate i betong. I tillegg er alt stål i forbindelse med trefagverket forutsatt beskyttet ved hjelp av varmforsinking.

Da trefagverket i sin helhet vil være beskyttet for standardregnet iht. /19./ (se figur under), mener arbeidsgruppen det vil være naturlig å søke fravik om kravet til syrefaste slisseplater som er gitt i HB N400 pkt. 9.3.3.



Figur 13 iht. /19./ har standardregnet maksimalt en vinkel på 30 grader. Trefagverket er i sin helhet beskyttet for regn med en vinkel opp til 45 grader.

Tårn, skråstag osv. utføres i stål og vil være utsatt for korrosjon. Det vil være behov for å gjenta overflatebehandling av konstruksjonen i løpet av bruas levetid. I prosjekteringen vil det være fokus på detaljer og løsninger som minimerer slitasjen på overflatebehandlingen samt gir en enkel tilkomst til alle bruas elementer for vedlikeholdsarbeider.

Lager, fuger og andre elementer med forventet levetid på under 100 år utformes slik at de er enkle å bytte ut med minimale forstyrrelser for trafikken. For å sikre at levetidskostandene holdes lave er det nødvendig med inspeksjoner for tidlig å avdekke evt. defekte elementer eller elementer med behov for vedlikehold.

4.3 Klimagassregnskap

Klimagassberegningene er avgrenset til produksjon av materialer og transport av materialer til byggeplass.

Beregningene i klimagassregnskapet viser hvilke muligheter som ligger i trebrua med tanke på å spare miljøet for CO₂-utslipp. Trebrua gir et CO₂ utslipp lik 50 650 tonn som er en besparelse på 23 500 tonn sammenlignet med betongbrualternativet. Besparelsen i CO₂ for trebrua kommer i all hovedsak fra produksjonen av materialer til overbygningen der klimavennlig limtre erstatter steg og bunnplate i betong for betongbrua.

For tallene over er det regnet med en CO₂-lagring i limtreet lik 663 kg pr. m³.

Utslippsfaktorene for de enkelte materialene avhenger av graden av karbonatisering (betong), graden av CO₂-lagring (limtre), bruk av gjenvinnbart stål osv. Det er i klimarapporten sammenlignet tre ulike prinsipper der det er valgt forskjellige utslippsfaktorer for de forskjellige materialene. Differansen mellom betongbru og trebru forblir omtrent den samme for alle alternativene.

Klimagassregnskapet er vedlagt i vedlegg C.

4.3.1 Endringer siden beregninger av klimagassregnskap

Etter at klimagassberegninger ble utført har man for trebrua endret søyleløsning på sidespennene. Søyletverrsnittet er endret i tillegg til at det er fjernet noen elementer i tilknytning til treoverbygningen. På grunn av disse endringene vil det være behov for en forsterkning av undergurt lokalt ved søyle. Disse endringene har ubetydelig innvirkning på klimagassberegningene. Klimagassberegningene er derfor ikke oppdatert.

4.4 Beskrivelse av brukonstruksjonen

Brulengde:	1750 m
Antall akser:	24
Lengde 4 hovedspenn:	120 m
Lengde 19 sidespenn:	45 m + 60 m + 8x70 m + 7x70m + 60 m + 55 m
Tårnhøyde over brubane:	53 m
Tårndimensjon ved brubane (stål):	2 m x 4 m, tykkelse t = 40 mm
Søyler i tårnakser, to skiver (betong):	Tykkelse 1 m – 1,6 m x bredde 10 – 6 m
Søyler i sidespenn:	Tykkelse 2,5 m x bredde 6 – VAR. m
Overbygning:	Høyde ca. 8.8m. Bredde 32.5m
Mengde tre i overbygning:	10,6 m ³ /m = 18 500 m ³ totalt *
Mengde betong i overbygning:	16,2 m ³ /m = 28 300 m ³ totalt
Feltbredde:	3,5m
Skulderbredde:	0,5m
Breddeutvidelse pga. kurve:	2,0m
Horisontalradius:	2400m-910m
Lengdefall:	+2,8 % til -2,8 %
Tverrfall:	3 % - 7 %

** Inkludert V-søyle som siden er fjernet*

Det er frittstående direktefundamentert landkar i akse 1 og frittstående landkar i akse 24 fundamentert med utstøpte stålrørspeler til berg. Ett fundament er direktefundamentert, ellers er det fundamentert enten med utstøpte stålrørspeler til berg eller med utstøpte stålrørspeler som svevepeler. Bruoverbygningen er fastholdt ved samtlige tårnakser fra akse 11 til akse 15 mens det i akse 2 - 10 og akse 16 - 23 benyttes glidelager (sidestyling på ene siden). Det benyttes bevegesfuge i begge landkarakser da brulengden er såpass stor at en fastholding av brua på kun en side ville gitt store utfordringer med å ta opp kreftene ved den fastholdte landkaraksen og med fugebevegelsen i den andre landkaraksen. Det ville også blitt store utfordringer pga. store bevegelser i tårnaksene.

Det romlige trefagverket har en høyde på 7,3 m med en overliggende betongplate som er utformet med både langsgående og tverrgående bjelker. Total tverrsnittshøyde er ca. 8,8 m. Typiske spennvidder i sidespenn er 70 m. Inn mot land reduseres spennvidden til 60 m på begge sider før et endespenn på 45 m ved akse 1 og 55 m ved akse 24.

Det er fem tårnakser der tårnet under bruoverbygningen er utformet i betong og tårnet over bruoverbygningen er utformet i stål. Hvert tårn har totalt 14 stag som bærer deler av hovedspennet. Tårnene er under bruoverbygningen gitt en løsning med to betongskiver for å sikre en myk oppførsel av tårnet ved deformasjoner i bruoverbygningen.

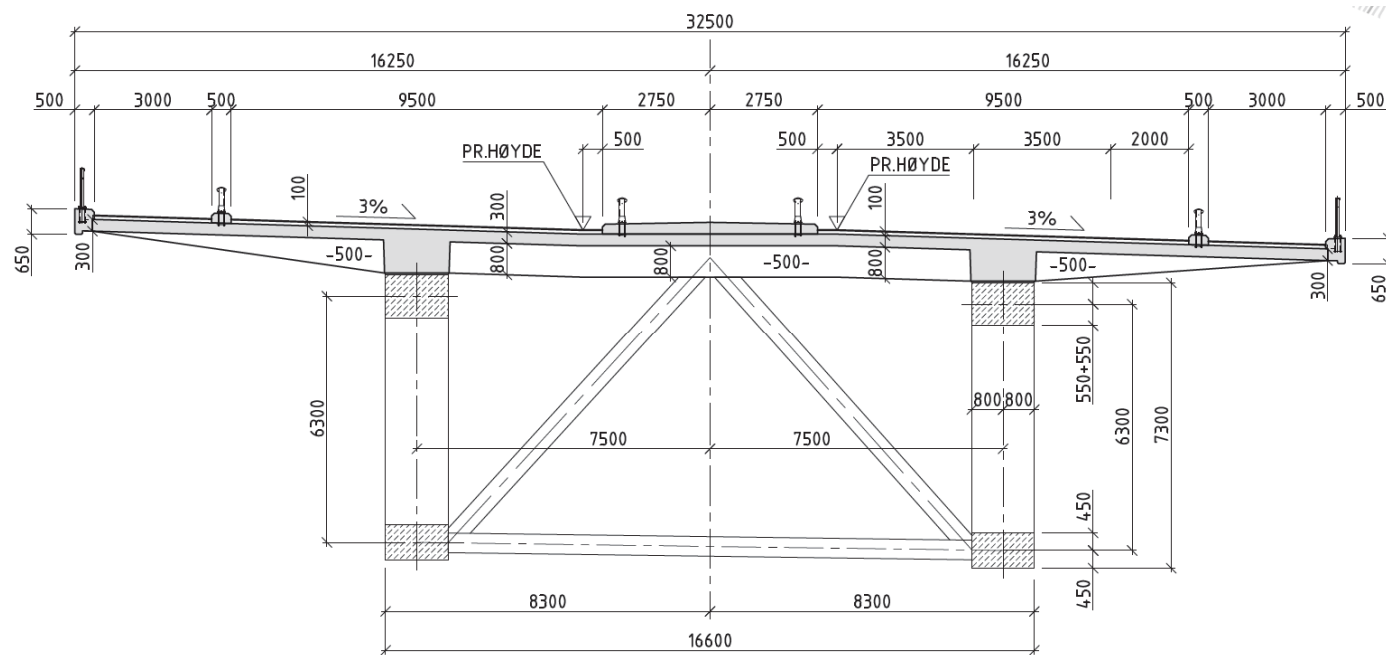
4.5 Bruoverbygning



Figur 14 Bruoverbygningen i ett typisk sidespenn

4.5.1 Beskrivelse

Bruplaten i betong har langsgående betongdragere som hviler på toppen av trefagverket i overgurtens knutepunkter (typisk c/c 10 m). I tillegg er det tverrdragere i betong c/c 5 m som muliggjør utkraging av brudekket. Fagverket i tre består av to parallelle fagverk. Det er avstivning på tvers bare ved aksene samt der hvor det er knekker i fagverket pga. bruas horisontalkurvatur.



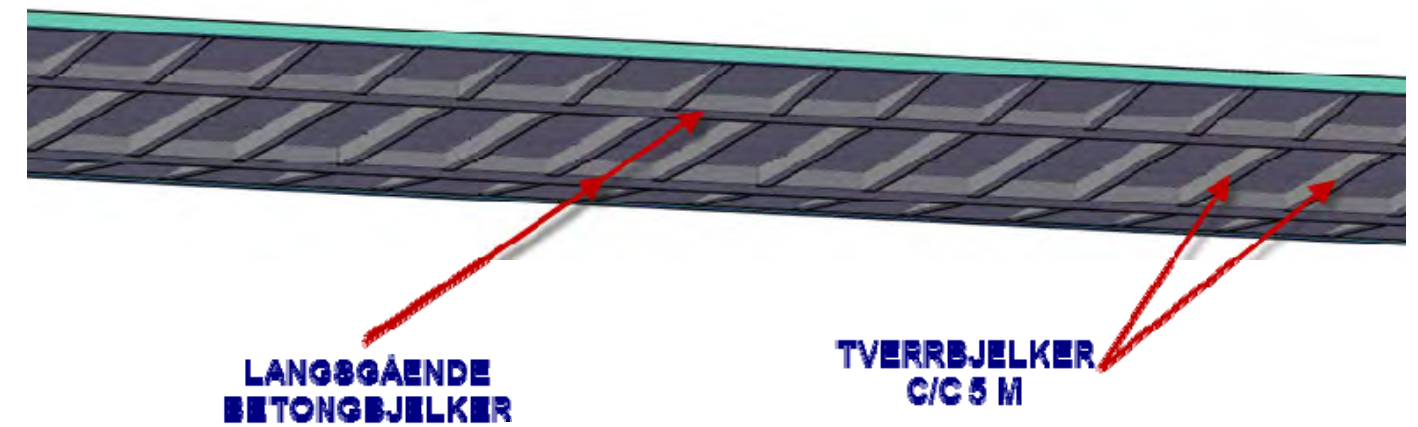
Figur 15 Tverrsnitt. Romlig trefagverk i samvirke med betongplate med underliggende bjelkerist.

Bruplaten er monolittisk fra landkar til landkar med samvirke mellom denne og det romlige trefagverket. Samvirke etableres ved knutepunktene i overgurtene ved at slisseplater i knutepunktet sveises til en overliggende plate som igjen har dybler som støpes inn i de langsgående betongdragerne.

Det er antatt 100 mm asfalt på bruplata. Rekkverk på begge sider av kjøreretningen er lavt H2 rekkverk. Ytterside GS har et srosserekkverk.

4.5.2 Betongplate

Betongplaten er en bjelkerist med to langsgående bjelker og tverrbjelker c/c 5 m. Med brubredde på 32,5 m og underliggende fagverk med samvirkekoblinger hver tiende meter er utformingen av betongplaten som en bjelkerist naturlig ikke bare med tanke på å spare materialer og vekt, men også med tanke på kraftgangen i bruoverbygningen.



Figur 16 Betongplate. C/C tverrbjelker er 5 m. Langsgående betongbjelker ligger over trefagverk og har samvirke med trefagverk der diagonalen treffer overgurt c/c 10 m.

De langsgående betongbjelkene er noe bredere enn overgurtene i trefagverket slik at trefagverket ikke er i veien ved montering/demontering av forskalingen. I tillegg har de langsgående betongbjelkene skrånede sideflater for at forskalingen skal slippe lettere. Tverrbjelkene er foreløpig tegnet uten skrånede sideflater, men behovet for dette kan vurderes.

Betongplaten har i utgangspunktet stort strekk over støtte og stort trykk i felt da den er i samvirke med det underliggende trefagverket. Forskjellige temperaturkoeffisienter for tre og betong påvirker aksiallastene i betongplaten betydelig slik at i bruddgrensetilstanden vil alle snitt av betongplaten kunne oppleve både betydelig strekk og betydelig trykk. Betongplaten er dimensjonert for strekk og trykk fra globale effekter. I tillegg er betongplaten dimensjonert for lokale effekter.

4.5.3 Trefagverk

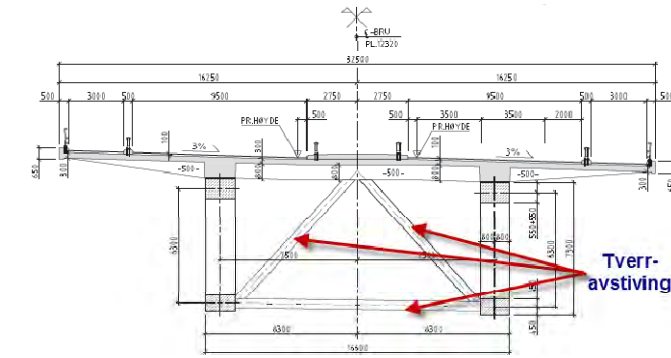


Figur 17 Romlig trefagverk i typisk sidespenn.

Fagverkene er antatt levert i materialkvalitet GL30h og behandles med Cu og kreosot eller produkter med tilsvarende egenskaper. Arbeidsgruppen har forholdt seg til og tatt del i de prosesser som går på kjemisk trebeskyttelse både nasjonalt og i EU.

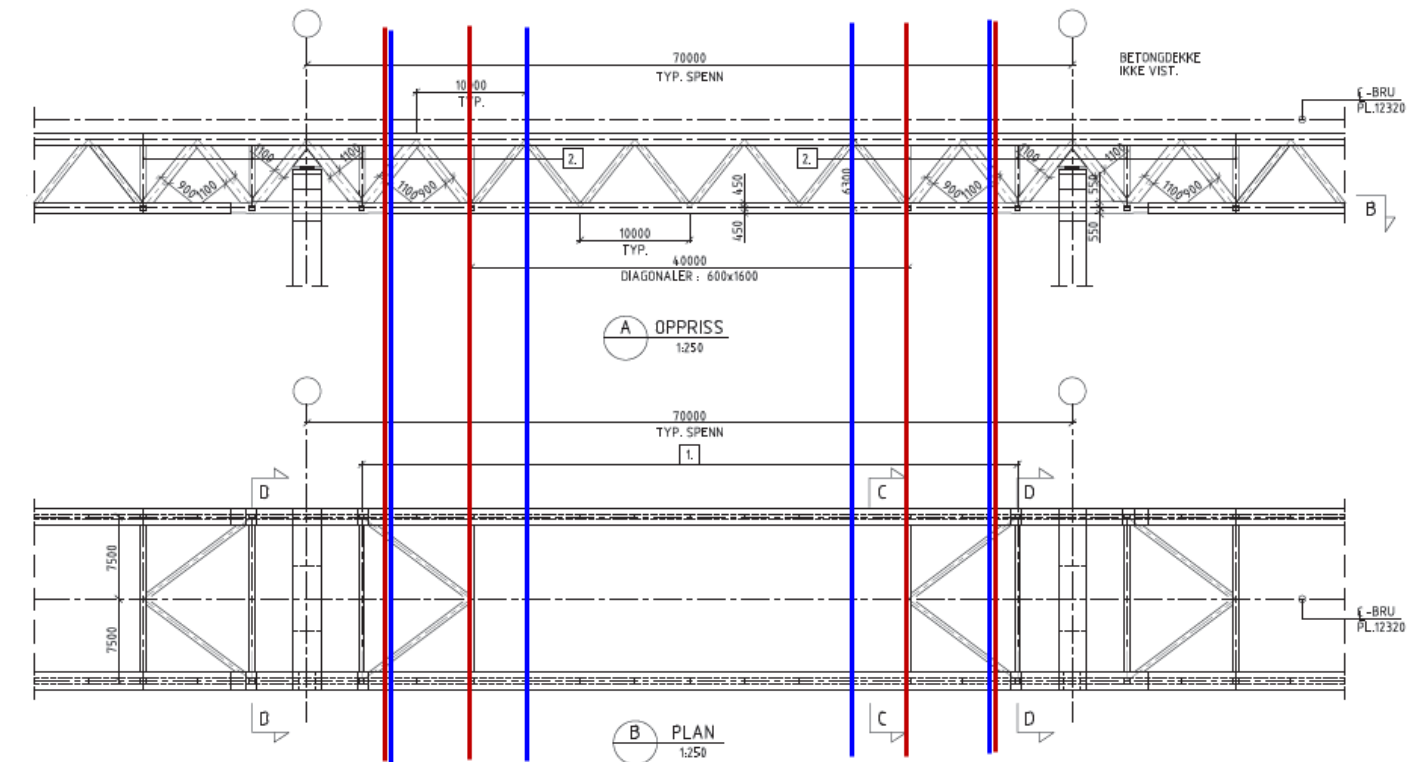
Trefagverket er et romlig fagverk med to undergurter og overgurter. Den horisontale avstanden mellom gurtene er 15 m og den totale høyden fagverket er 7,3 m. Gurtene følger tverrfallet på brua noe som medfører at gurtene på den ene siden gjennomgående ligger noe høyere enn på den andre. I fagverksplanene er det diagonaler med knutepunkt c/c 10 m i både overgurt og undergurt. I tillegg benyttes det tverravstiving av undergurt inn mot søyleakser og ved skjøt av undergurt da undergurten vil få en knekk pga. bruas horisontalkurvatur i skjøtene.

Bruoverbygningen har en horisontalradie lik 2400 m mellom akse 5 og 15 og en horisontalradie lik 910 m mellom akse 23 og 24. Det er tenkt at alle elementer i trefagverket skal være rette elementer når sett i plan. Dette medfører, for den delen av brua som har en horisontalradie, en vinkelendring i undergurt og overgurt der disse skjøtes. En vinkelendring i tregurtene gir en tverrkraft som man må ivareta. Dersom skjøt av overgurt legges til knutepunktet med diagonaler og dybelplate vil disse kreftene kunne føres rett inn i betongplaten. For undergurten må kreftene ivaretas med en tverravstivning.



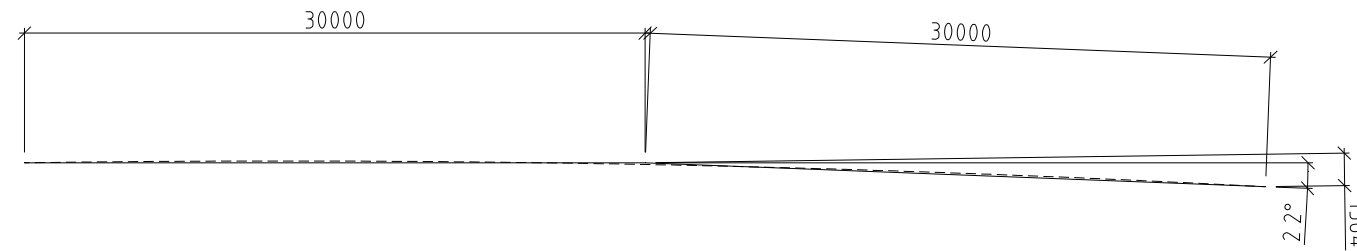
Figur 18 Tverravstiving ved skjøt av undergurt og ved søyleakser

Pga. størrelsen på impregneringstanker for kreosot er det en begrensning på elementlengdene i fagverket på ca. 30 m. På vedlagte tegninger er det antatt opp mot 40 m lengde på tregurter før de skjøtes. Plasseringen av skjøtene må justeres til en eventuell byggeplan.



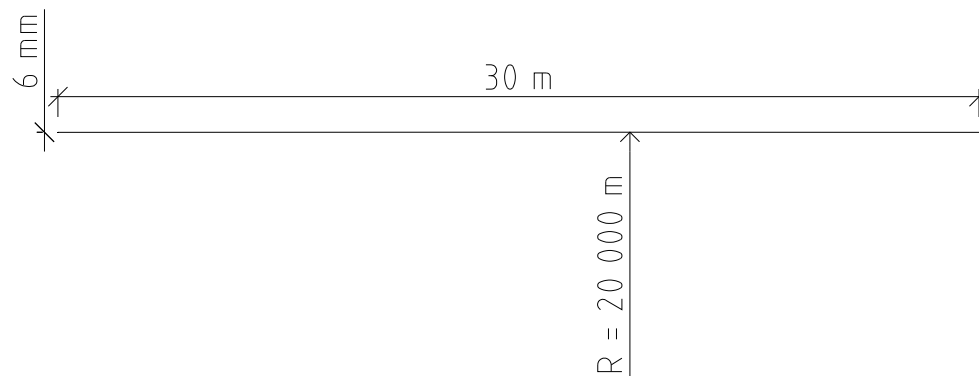
Figur 19 Vist skjøter i gurter som de er på tegning (markert rødt) og som vi mener de bør være (markert blått).

En horisontalradie lik 910 m gir en vinkelendring på 2,2 grader med segmentlengder på 30 m. Typisk aksiallast i undergurt i ULS er ± 10 MN, noe som gir en tverrkraft ved vinkelendring i undergurt lik 520 kN.



Figur 20 Vinkelendring i knutepunkt ved segmentlengder av tregurter på 30 m

Vertikalradien på bruoverbygningen er typisk 21 500 m. For seksjoner av limtrebjelker med lengde 30 m gir dette en pilhøyde på 6 mm. Det er derfor ikke nødvendig å ta hensyn til vertikalgeometrien ved produksjon av overgurter. Avviket på 6mm tas ved støp av bruplate.



Figur 21 Pilhøyde på en 30 m lang overgurt med radie 20 000 m

På grunn av produksjonsprosessen til limtre er det ved prosjekteringen av trefagverket satt en begrensning på høyden på fagverkselementene til 1,1 m. Overgurten, som generelt er det mest belastede elementet i fagverket, får med denne tverrsnittshøyden behov for en tverrsnittsbredde på 1,6 m. Da det er hensiktsmessig med samme bredde for overføring av krefter har både undergurt og diagonaler derfor også en tverrsnittsbredde på 1,6 m.

Dimensjoner på elementer i fagverk er:

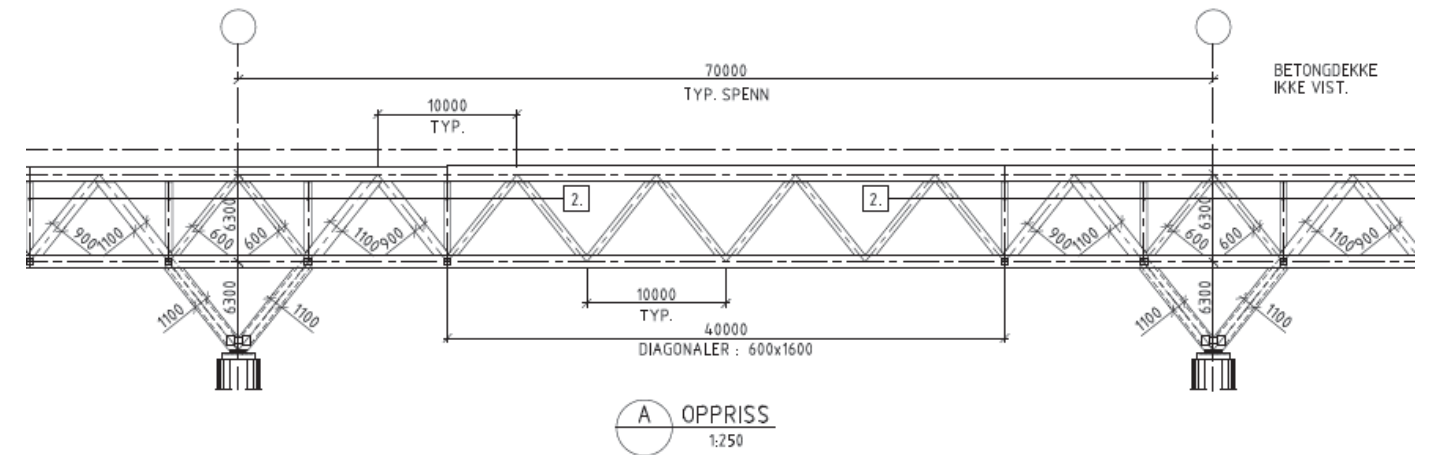
Overgurt:	Høyde = 1,1 m	Bredde = 1,6 m
Undergurt (typisk):	Høyde = 0,9 m	Bredde = 1,6 m
Diagonaler (typisk):	Høyde = 0,6 m	Bredde = 1,6 m
Andre elementer:	Høyde = 0,5 m	Bredde = 0,5 m

På grunn av de store dimensjonene vil limtrestavene bli produsert av flere limtreelementer som limes sammen med fugefyllende lim (blokklimt), dvs. flere smale bjelker som limes sammen til fullt tverrsnitt.

For diagonaler økes dimensjonene inn mot opplegg både i sidespenn og i hovedspenn. For undergurt må denne forsterkes ved viaduktaksene.

4.5.4 Undergurt ved viaduktakse

For undergurt var det tidlig i forprosjektet prosjektert med en V-søyle i alle akser der V-søylen avlastet undergurt ved aksene slik at spenningene i undergurt ikke ble for store (Se Figur 22).

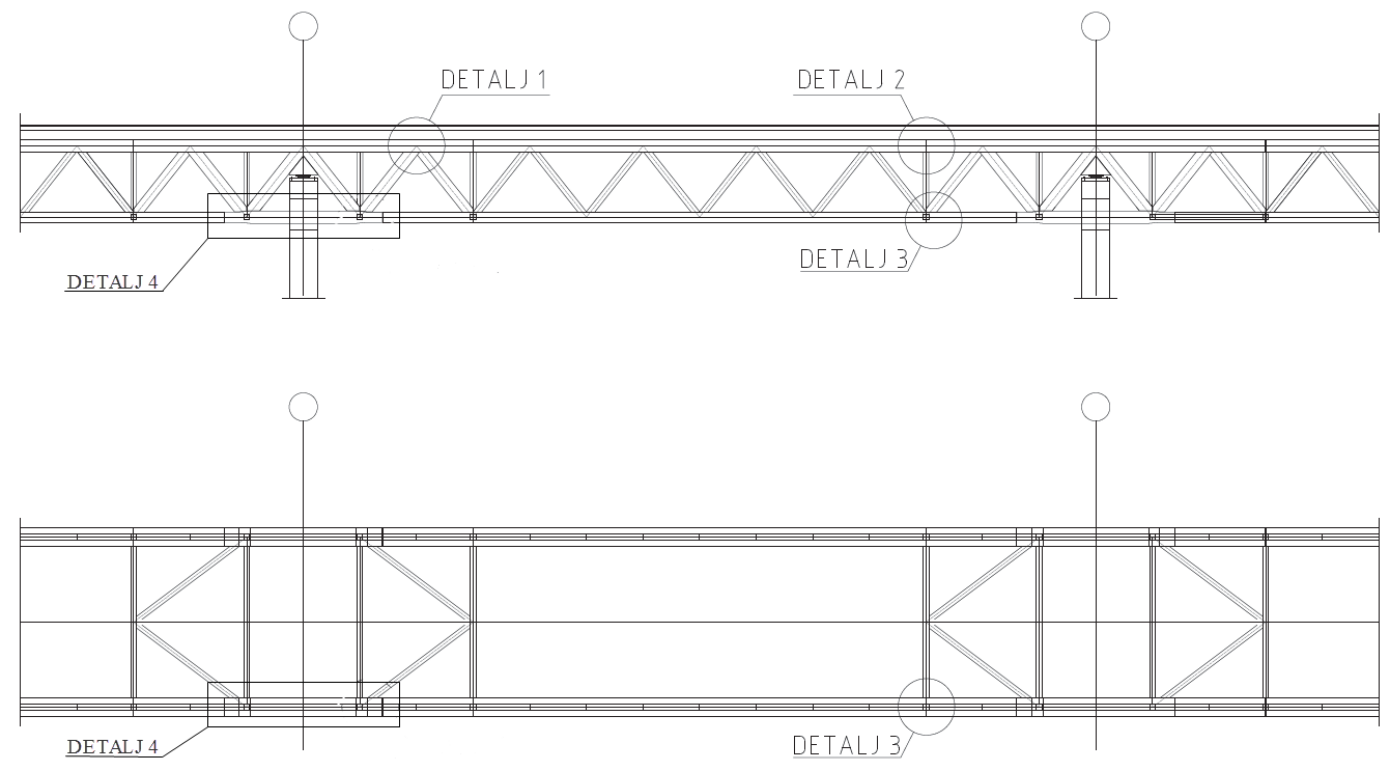


Figur 22 Viaduktløsning med V-søyle under undergurten. Det er valgt å gå vekk fra løsningen med V-søyle

V-søylen ble først tatt vekk mot land da tverrsnittshøyden med V-søyle ble så stor at lager ble stående under vann. Deretter ble V-tverrsnittet fjernet fra tårnaksene da man så at stivheten på tårnet ble så stor at det var ønskelig å flytte opplagringen av bruoverbygningen opp fra under undergurten til overgurten. Av arkitektoniske årsaker ble det ønskelig å fjerne V-søylen også fra resten av aksene for å skape en enhetlig opplagring av bruoverbygningen.

Ved å ta vekk V-søylen ved viaduktaksene får diagonalene og undergurten vesentlig større belastning lokalt ved søyle. For diagonalene kan den økte belastningen tas med økt tverrsnittstykkelse mens for undergurten er det behov for å øke aksialstivheten så mye at et rent tretverrsnitt ikke er aktuelt. I analysen er det vist at en undergurt med 1100 tykkelse og en 50mm stålplate sentrert i det tverrsnittet har de egenskapene som er nødvendig for at trefagverket og undergurt skal bære belastningen. Se Figur 29

4.5.5 Knutepunkter



Figur 23 Kritiske knutepunkter i konstruksjonen

Figur 23 viser en oversikt over de knutepunktene som blir ansett som de mest kritiske i konstruksjonen i så måte at det er disse som skal overføre de største kreftene og/eller har den mest kompliserte geometrien. Se 4.5.4 for detaljer rundt undergurt ved søyleaksen.

Detalj 2 og 3, som tar for seg skjøting av hhv. overgurt og undergurt, foreslås flyttet nærmere midten av spennet i forhold til hva som er vist over. Årsaken til dette er at lengden på treelementene er begrenset til 30 m pga. impregneringsovn. Overgurten og undergurten foreslås derfor skjøtet i følgende avstander fra aksene for et typisk sidespenn:

- 1) Akse + 5 m
- 2) Akse + 20 m
- 3) Akse + 50 m
- 4) Akse + 65 m

Det har vært vanlig å støpe ut trykkfuger, men ved så store tverrsnitt som her og med avlange hull i slisseplatene vil det ikke være hensiktsmessig i dette tilfellet. Hele trykkraften vil tas med dybler.

Tegninger, 3D modell og påfølgende kapitler med detaljer viser skjøt av overgurt og undergurt som vist i Figur 23.

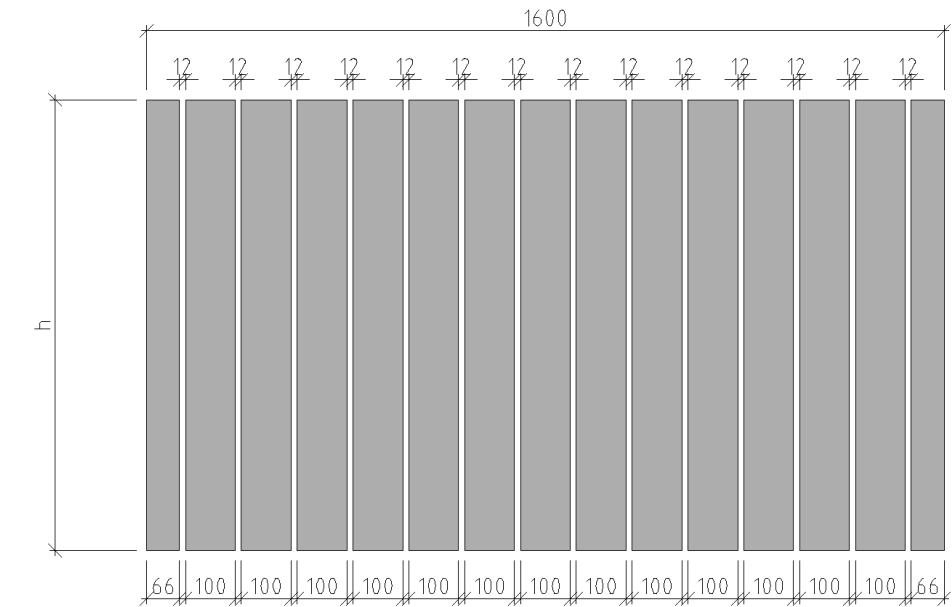
4.5.5.1 Dybelforbindelser

Knutepunktene i hovedfagverkene er utformet som dybelforbindelser med innslissede stålplater. Det er forutsatt rustfrie dybler med diameter 12 mm og syrefast stål kvalitet

Det er benyttet slisseplater i varmforsinket stål. Alternativt kan det vurderes å benytte plater i syrefast stål, pulverlakkert rusttregt stål eller andre produkter med høy korrosjonsmotstand som f.eks. Duracorr. Slisseplatene er 10 mm tykke.

Det ble funnet at 14 slisseplater gav den største mulige kapasitet under forutsetning om at knutepunktsforbindelsen skulle oppføre seg duktilt. Platene er satt i slisser som er 12 mm brede. I tverrsnittet ble platene plassert som vist i Figur 24.

De store tverrsnittene som er benyttet i denne konstruksjonen, medfører en risiko for oppsprekking av tverrsnittet pga. av tvangskreftene som innføres i dybelforbindelsen. Det er derfor valgt å benytte dybelhull i slisseplatene som er "avlange" vinkelrett på kraftretningen. For knutepunktene i hovedfagverket, der komponentene kun er utsatt for strekk eller trykk, er dette gjort for de 2/3 dyblene som ligger lengst fra senterlinjen.

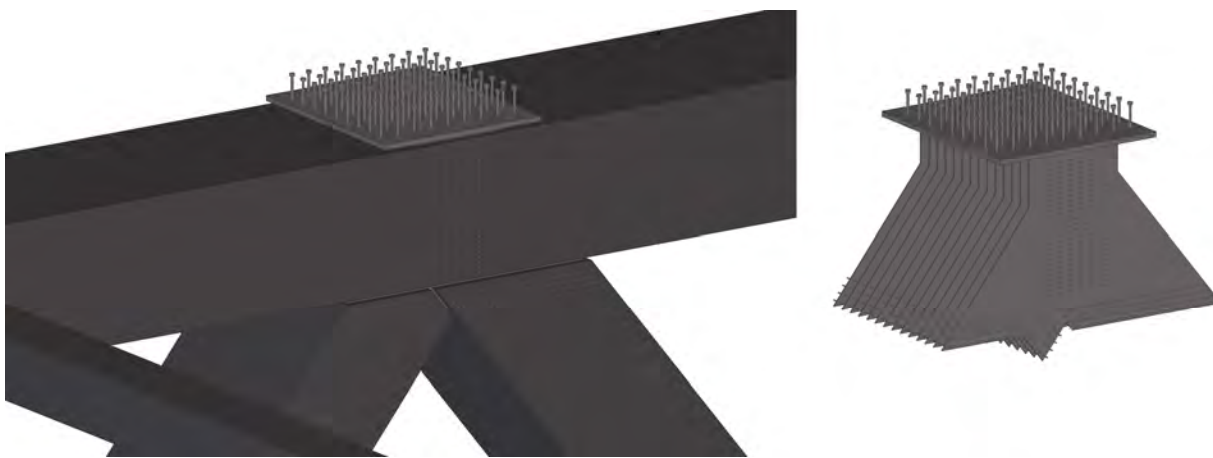


Figur 24 Slisseplatenes plassering i tverrsnittet i hovedfagverkene

For ren aksial belastning langs fiberretningen ble karakteristisk kapasitet for en dybel funnet til å være 442 kN.

4.5.5.2 Detalj 1

I dette knutepunktet møter to diagonaler overgurten. I tillegg er knutepunktet festet til dekkeplaten av betong via en plate med samvirkedybler for å sikre samvirke mellom fagverket og betongdekket etter at det er ferdig utstøpt. Platen med samvirkedyblene er festet direkte til slisseplatene og er ikke i direkte kontakt med overgurten. Alle krefter fra dekkeplaten føres dermed direkte inn i slisseplatene, og ikke i overgurten. Horizontal-kraften fra betongdekket, vil virke eksentrisk i forhold til gurtens senterlinje. Dette gir opphav til et eksentrisitetsmoment som vil bli tatt opp i dybelforbindelsen mellom slisseplatene og overgurten. Figur 25 viser detalj 1.

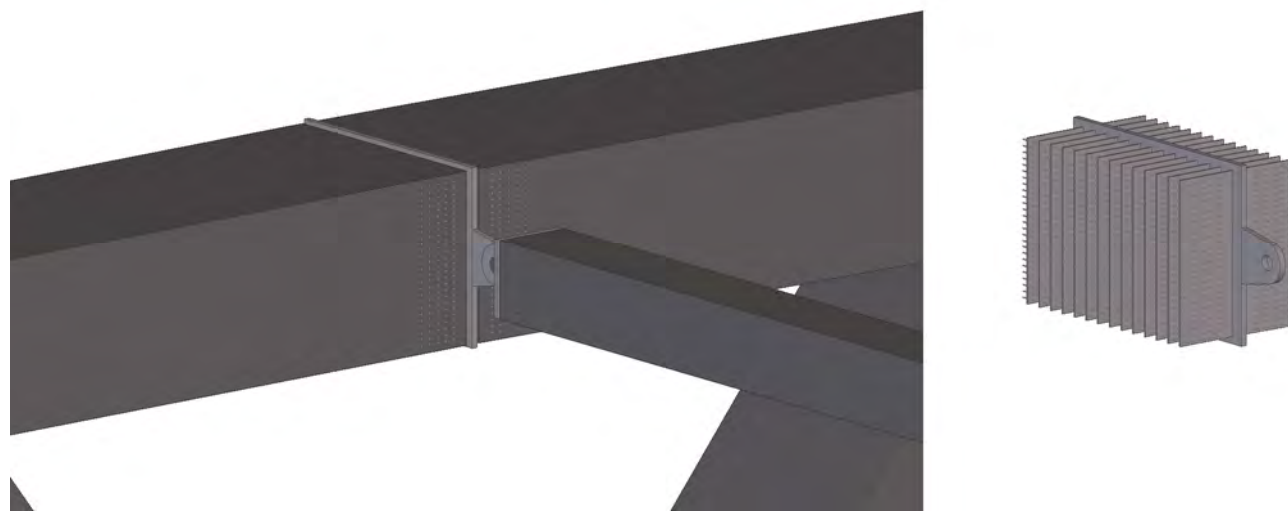


Figur 25 Detalj 1. Plate med samvirkedybler fører kreftene ned i slisseplatene. Herfra føres de videre til fagverkets virkedeler gjennom dybelforbindelser. Eksentrisitetsmomentet føres inn i overgurten. Slisseplate og påsveist plate for samvirkedybler er vist til høyre

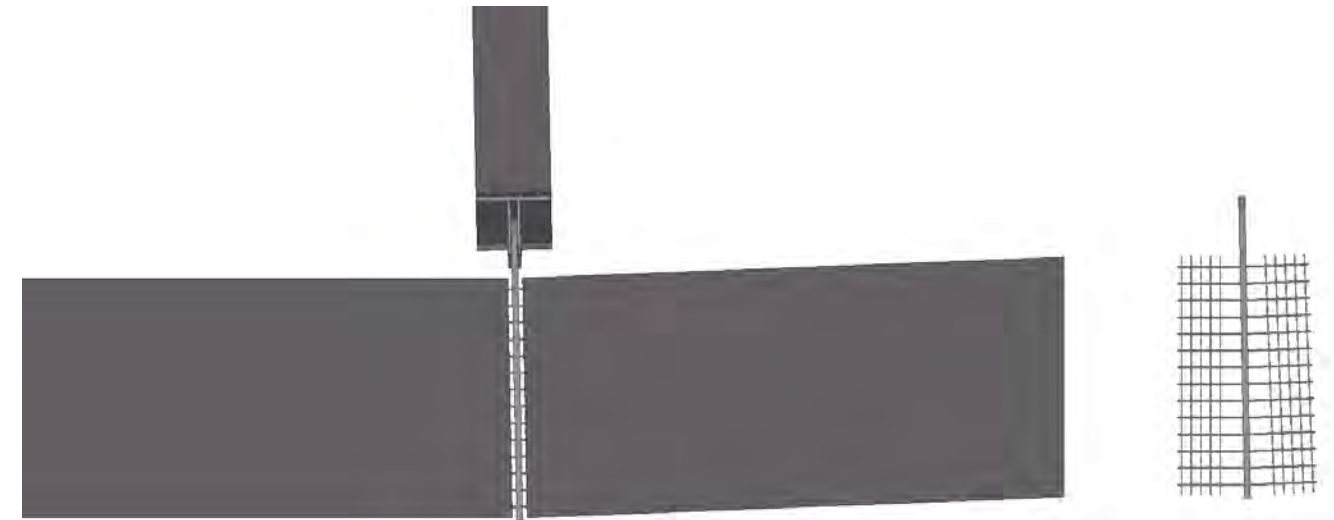
4.5.5.3 Detalj 2

Horisontalkurvaturen til brua er tenkt å tas opp ved å sette bæresystemet sammen av stykkevis rette fagverk med innbyrdes vinkler. Det vil si at fagverkene danner sekanter i horisontalkurven. Detalj 2 er skjøten av overgurten i en "knekk" mellom to slike sekanter. Den største "knekken" tilsvarer en vinkelendring på 2.2° . Som vist i Figur 26 er knutepunktet løst med slisseplater som er sveist til en tverrplate. I horisontalplanet, vil dermed slisseplatene ikke stå normalt på tverrplaten, men ha en vinkel på ca. 88.9° . Se Figur 27.

Tverrkraftene fra vinkelendringen ved skjøt av gurt, tas av en tverrstav som kobles til underkant betongdekke sammen med et tverrfagverk som går fra undergurt og opp til betongdekket. Se Figur 28. Alternativt kan man i skjøten i overgurten koble overgurten til betongplaten med en plate med samvirkedybler for å ta tverrkraften.



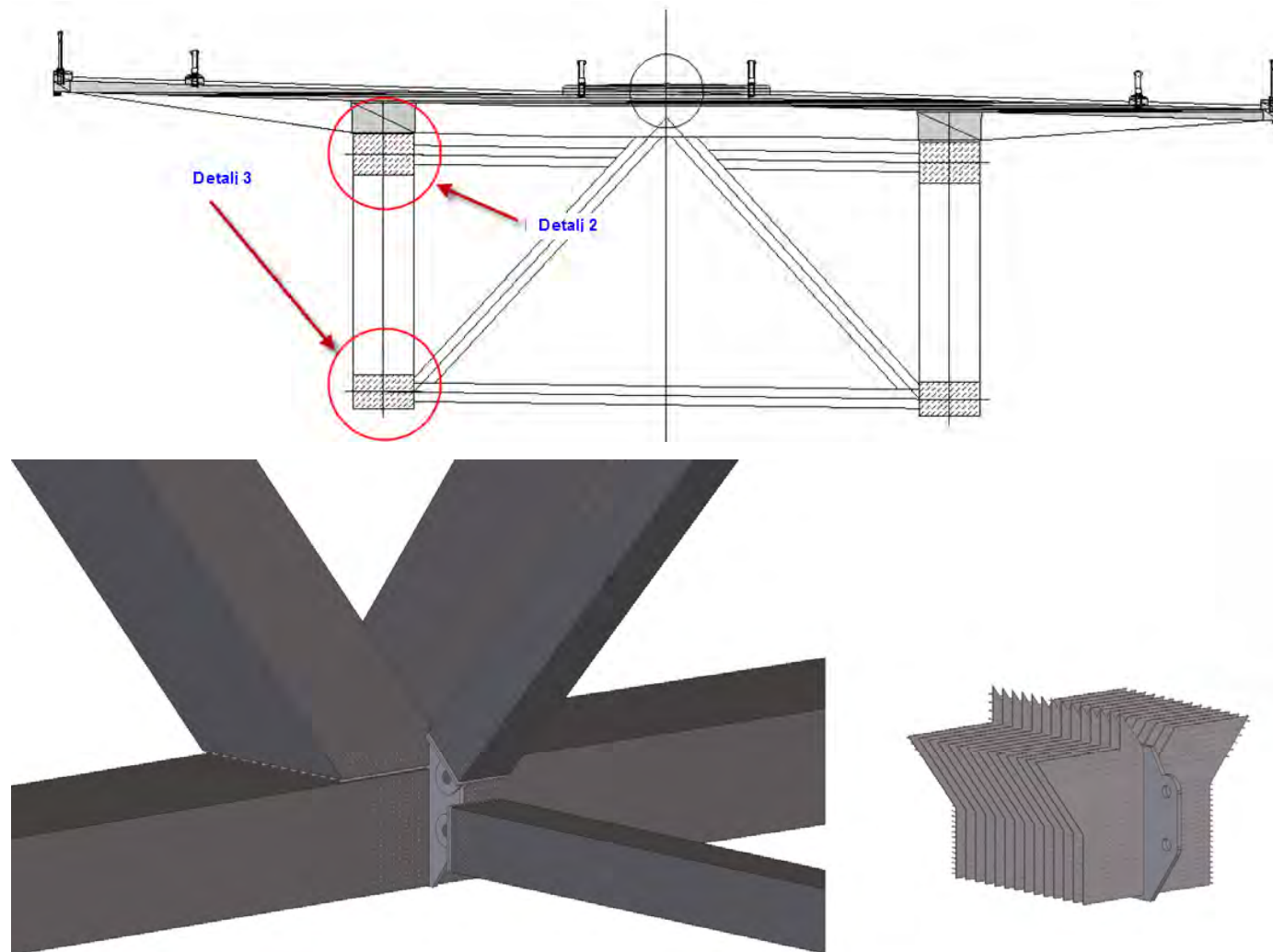
Figur 26 Detalj 2. Slisseplater er forbundet med tverrplate. Overgurtsdelene er ikke parallelle. Den resulterende tverrkraften tas opp av tverrstav festet til tverrplaten. Slisseplater og tverrplater vist til høyre



Figur 27 Detalj 2 vist i horisontalplanet. Det er en vinkelendring i overgurten på opptil 2.2 grader. Slisseplatene står dermed ikke normalt på tverrplaten.

4.5.5.4 Detalj 3

Tilsvarende som i detalj 2, så er skjøten i undergurten løst ved å benytte en tverrplate med påsveiste slisseplater. Se Figur 28. Tverrlasten som kommer fra vinkelendring i undergurten føres via tverrfagverket opp i betongplate.

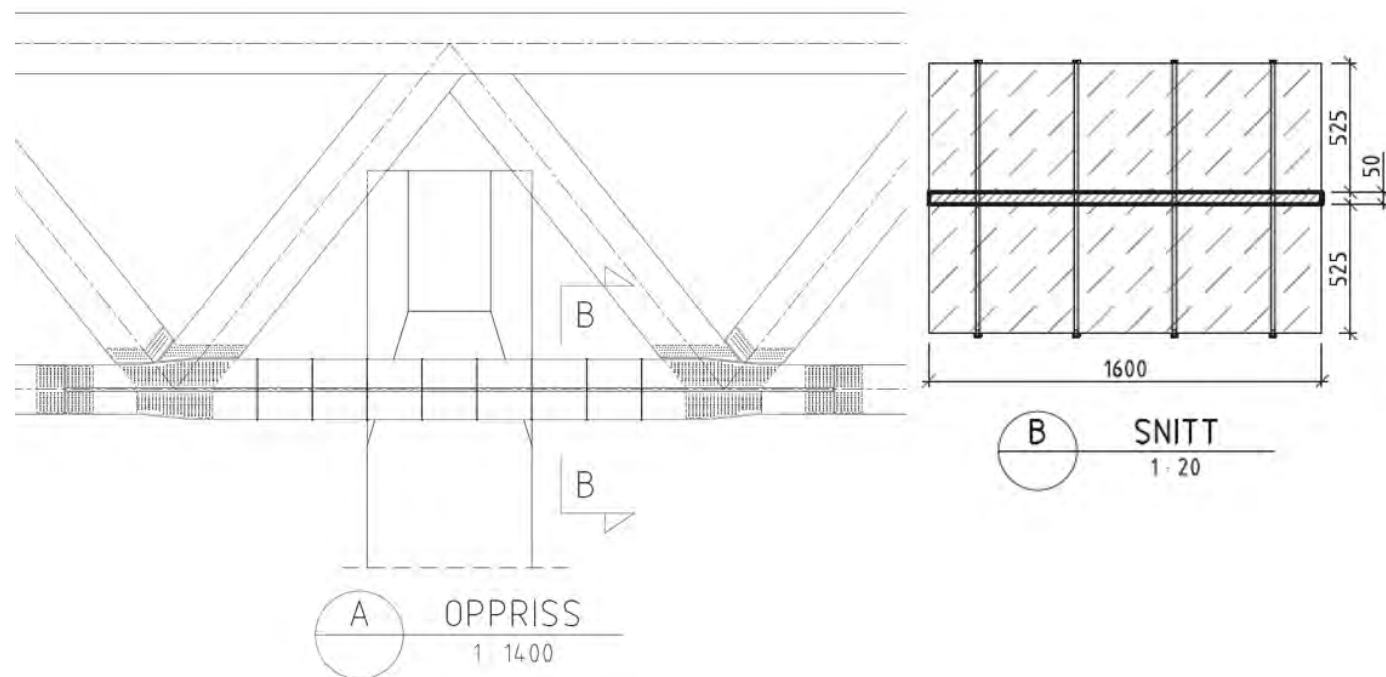


Figur 28 Detalj 3. Slisseplater er forbundet med tverrplate. Undergurtsdelene er ikke parallelle. Slisseplater og tverrplate vist til høyre. (Dyblene er vist sammen med slisseplatene)

4.5.5.5 Detalj 4

For å unngå lokale tvangskrefter ved opplegget er det behov for høy aksialstivhet og lav bøyestivhet i undergurt lokalt ved søyler i sidespenn. Det kan være mange måter å løse dette på, men under er det skissert en løsning der undergurten består av 2 treelementer 525 mm x 1600 mm og et stålelement 50 mm x 1600 mm. Undergurten er modellert slik at treelementene og stålelementet er i samvirke med tanke på aksiallast men virker hver for seg med tanke på bøyemoment. For å hindre utknekkning av stålplate eller treelementer benyttes det gjennomgående bolter eller treskruer som vist på skissen under.

Det er valgt å legge skjøten i undergurten utenfor knutepunktet mot diagonalene for å forenkle kraftbildet i knutepunktet. Stålplaten i undergurten har påsveiste dybelplater i knutepunktet ved diagonalene og i skjøten mot undergurten. Fra treelementene overføres all aksiallast i undergurten via dybler til dybelplatene i knutepunktet ved diagonalene. Da forholdet mellom tillatt spenning og e-modul er tilsvarende for både stål og tre utnyttes materialene godt i et aksialt samvirke.



Figur 29 Mulig løsning for undergurt ved viaduktakser ved opplagring av søyle på overgurt. 50x1600 stålplate i aksialt samvirke med 2 stk 525x1600 tregurter.

Andre løsninger kan vurderes i en optimaliseringsfase. Løsningen ser ut til å bestå av en undergurt med høy aksialstivhet men liten bøyestivhet lokalt ved viaduktaksen.

4.5.6 Samvirke trefagverk / betongplate

Det har gjennomgående vært et ønske i forprosjektfasen å velge anerkjente løsninger som man har god erfaring med, der mulig. For å oppnå samvirke mellom tre og betong har man vært innom flere alternativer, men endt opp på en løsning hvor man benytter en plate med dybler sveist til slisseplatene i knutepunktet

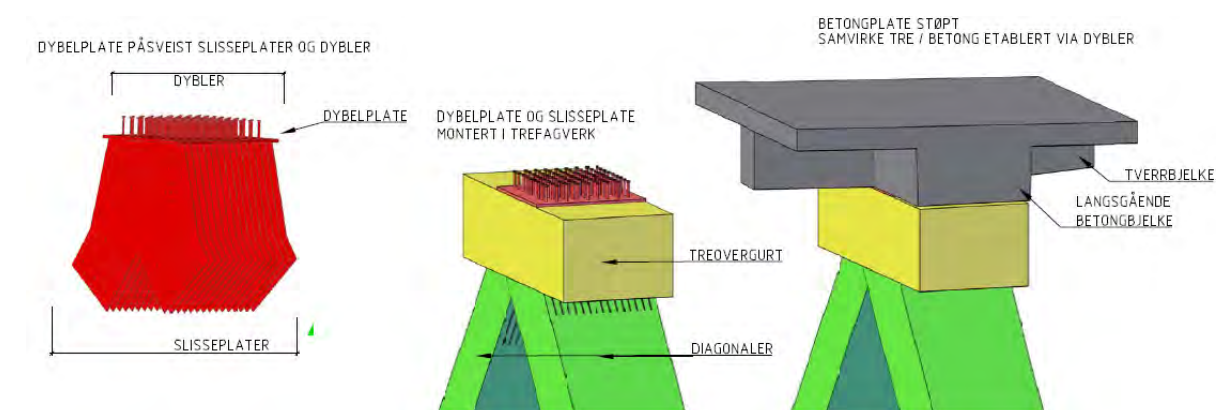
mellom overgurt og diagonaler. Dette blir en tilsvarende løsning som den man benytter for samvirkebruer i stål-betong bortsett fra at kraften som skal overføres, blir mer konsentrert i dette tilfellet.

Trefagverket har et stort antall knutepunkter med dybelplate. Slisseplater, dybler igjennom slisseplater og dybelplate mot betong er forutsatt utført i varmforsinket stål for å unngå korrosjon da alle de nevnte elementene vil ha kontakt med luft. For dyblene, som er omsluttet av betong, kan vanlig konstruktivt stål benyttes. I

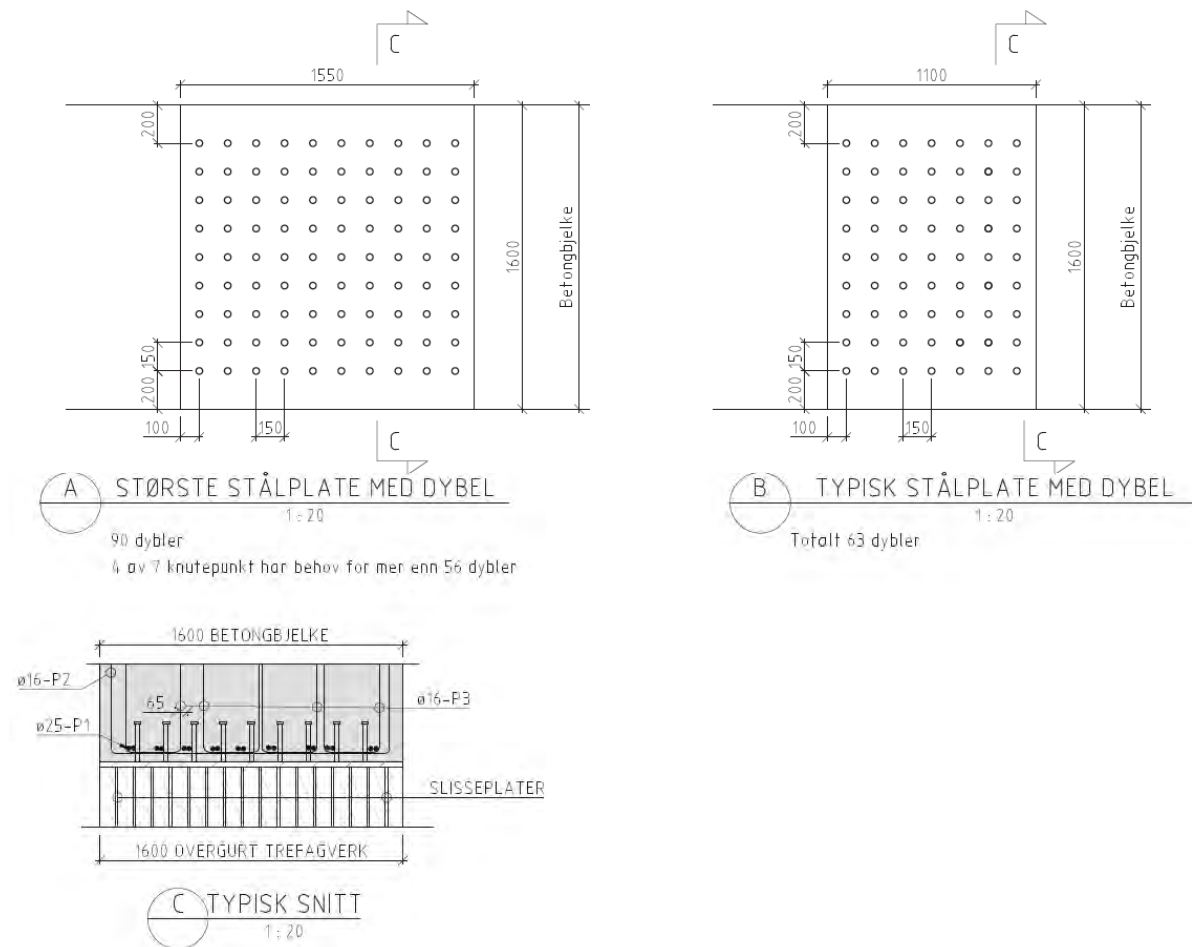
Figur 30 er det vist en prinsippskisse av et typisk koblingspunkt:

1. Første skisse fra venstre: Slisseplater sveises til en overliggende dybelplate. Slisseplatene er antatt å stå c/c ca. 100 mm noe som gjør at disse mest sannsynlig må sveises ensidig. Hvorvidt hull til dybler gjennom slisseplatene etableres før eller etter sveising til dybelplate avhenger av hva som gir størst nøyaktighet. Dybler sveises til overliggende dybelplate.
2. Midtre skisse: Her er dybelplaten med slisseplater montert inn i overgurt og diagonaler. Dybler er slått gjennom tre og slisseplater. Dybelplaten ligger an mot trevirket i overgurten uten lufting. Dette anses i orden da knutepunktet ligger godt beskyttet innunder betongdekket. Vertikaltrykket fra dekket forutsettes likevel overført via slisseplater og dybler.
3. Skisse til høyre: Betongplaten støpes mot dybelplate og samvirke etableres. Den langsgående betongbjelken støpes med en glippe mot overgurt tilsvarende høyden på overliggende dybelplate.

Dybelplatene har påsveist en midlertidig oppleggsstøtte for overliggende forskalingsvogn. Ved støp av bruplaten er det nødvendig med en utsparring rundt denne oppleggsstøtten. Se Figur 49 og Figur 50 i kapittel 4.11.2. Det kan ikke monteres dybler der oppleggsstøtten står før betongplaten i området er støpt ut og oppleggsstøtten er fjernet. Utsparing for oppleggsstøtte er ikke vist i Figur 30.



Figur 30 Samvirke etableres ved knutepunkter i overgurten ved at slisseplater i knutepunktet sveises til en overliggende plate som igjen har dybler som støpes inn i de langsgående betongdragerne.



Figur 31 Største og typiske dybelplate for sidespenn

I Figur 31 er dybelplater for ett typisk sidespenn vist. For hovedspenn og ved endespenn øker størrelsen på disse dybelplatene noe. For hovedspenn er typisk lengde på dybelplate 1,4 mens endespenn har en typisk lengde på dybelplate lik 1,55 m. Det at dybelplatene blir større i endespenn skyldes at alt av tvangskrefter i overbygningen fra temperatur og svinn overføres i dybelplatene ved endespenn.

Ved tårn er overgurten antatt fast innspent på tårnbejelke noe som gir en veldig stiv forbindelse i punktet for overføring av skjærkrefter. Dybelplaten ved tårnet har derfor behov for en stor dybelplate med lengde 3,2 m forutsatt ett rutenett av dybeler med c/c 150 mm.

Skjærkraften som overføres via en dybelforbindelse mellom trefagverk og betongplate er for ett typisk sidespenn mellom 2 MN og 7,8 MN. Tilsvarende moment om tverraksen til brua er mellom 1 MNm og 3 MNm.

4.5.7 Temperaturbevegelser

Lengden på brubjelken vil variere pga. variasjoner i temperaturen. Hvis alle materialer i bruoverbygningen utvider seg likt som følge av temperaturendringer, vil hovedeffekten være at bruas lengde bare øker eller minsker. Temperaturutvidelseskoeffisienten for tre er mye lavere enn for betong noe som vil gi tvangskrefter i overbygningen da disse to materialene er i samvirke.

Litteratursøk har vist at temperaturutvidelseskoeffisienten for tre kan variere fra $0,3$ til $0,6 \times 10^{-5} \text{ C}^{-1}$. Normalt benyttes en koeffisient på $0,5 \times 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ noe som er i samsvar med HB V499. Det antas at det i HB V499 og standarder forøvrig er valgt en høy koeffisient (0,5) da det i de fleste situasjoner er ugunstig ved dimensjonering, men når vi har samvirke tre-betong, vil det være mer ugunstig å velge en lav koeffisient når vi ser på effekten av forskjellig materialoppførsel for tre og betong.

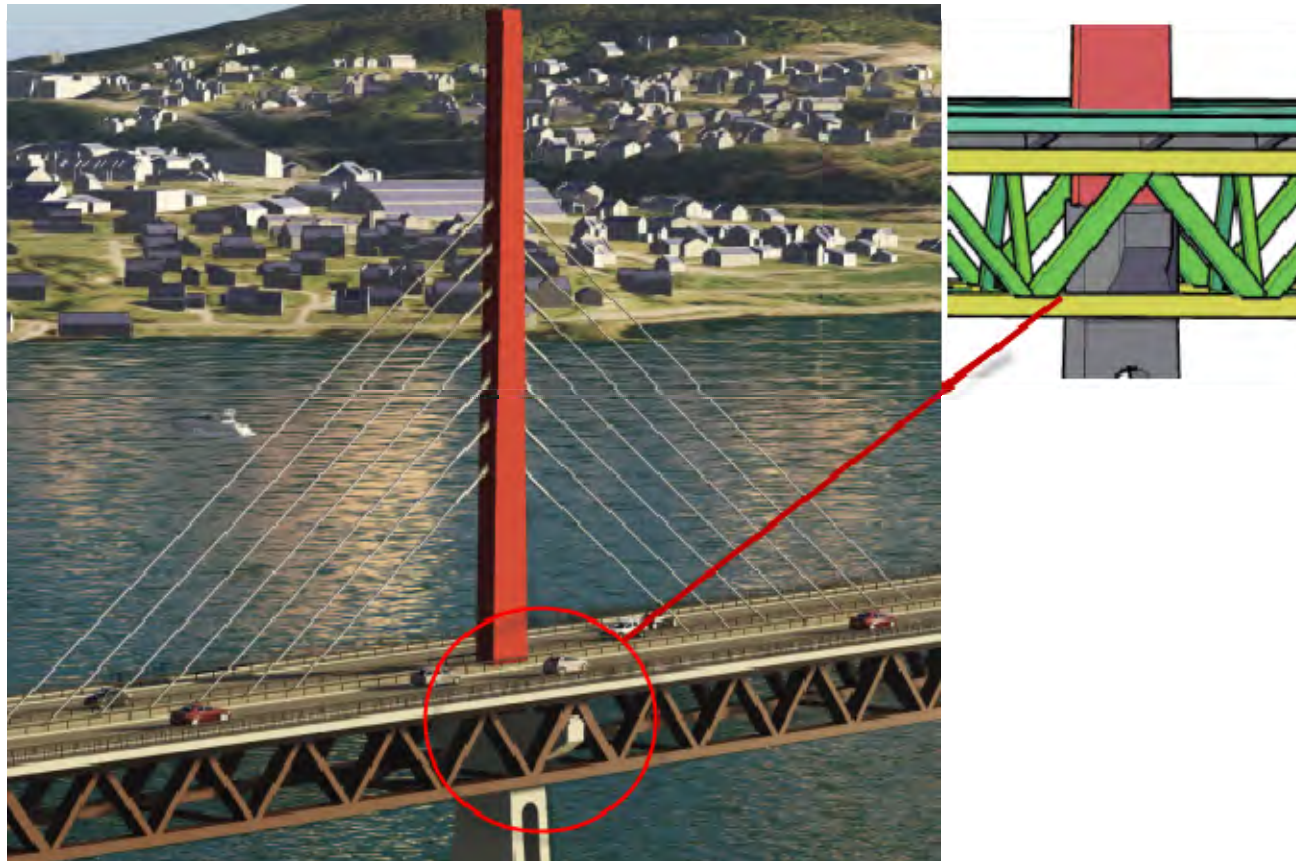
Temperaturutvidelsen for betong er $1,0 \times 10^{-5} \text{ C}^{-1}$. Jo større forskjell det er mellom verdiene for tre og betong, jo større blir tvangskreftene fra temperatur. Det er derfor i forprosjektet konservativt antatt en temperaturutvidelseskoeffisient på tre lik $0,2 \times 10^{-5} \text{ C}^{-1}$.

Det vil være av stor betydning å få fastslått hvor stor verdien på treets temperaturutvidelseskoeffisient faktisk er. Dette er et tema man ønsker svar på ved hjelp av et pilotprosjekt for ny Mjøsbru (se kapittel 6).

4.6 Tårn og kabler

4.6.1 Beskrivelse

Tårnene er planlagt med to betongskiver opp til underkant undergurt med overliggende massiv betongbjelke hvor bruoverbygningen opplagres. Over tårnbjelken benyttes ett ståltårn som er monolittisk forbundet med tårnbjelken med bolter.



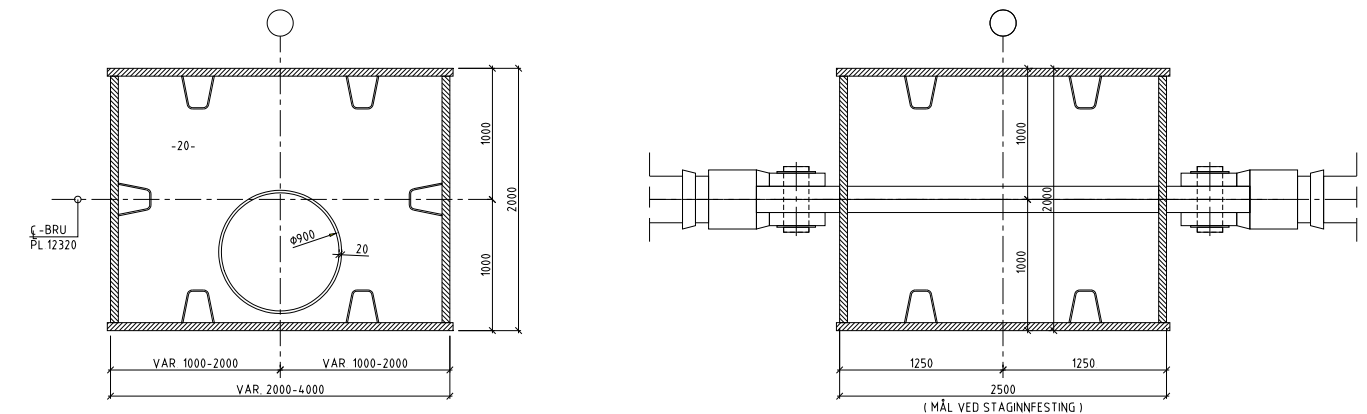
Figur 32 Tårnutforming – Betongtårn med 2 skiver under bruplaten. Opplagring av bruoverbygning på overgurter mot tårnbjelke i betong. Ståltårn over tårnbjelke i betong.

Utformingen av tårnene både med hensyn på stivheter i fundamentene, stivhet i tårnet, og opplagerbetingelser mot bruoverbygningen har vært utfordrende, og vil være et viktig moment i en detaljeringsfase.

På hver side av ståltårnene er det antatt 7 stag med parallelle liner. Hvert stag består av 61 liner med diameter 15,7 mm som er korrosjonsbeskyttet med metallisering og individuelt omhyllert av et kontinuerlig tetsittende rør. Det benyttes et utvendig rør som omslutter alle linene. Stagene går parallelt fra brubanen opp til tårninnfestingen.

Adkomst til ståltårnet vil være fra dør i nivå med kjørebanen. Det er antatt tverrsnitt i tårnet c/c 3,5 m som er samme senteravstand som skråstagkablene. Kravet til mannhull i horisontale flater er $\varnothing 900$ eller 800×800 iht. HB V499 kapittel 7.2.8. Det foreslås mannhull $\varnothing 900$ mm i tverrsnittene.

Kravet til fritt rom i tårnet er, iht. HB V499 kapittel 5.2.4.1, $1,0 \times 2,0$ m. Dette kravet er oppfylt i tårnene med unntak av ved passering av detaljer for staginnfesting. Kravet til mannhull, iht. HB V499 kapittel 7.2.8, er oppfylt ved passering av detaljer for staginnfesting.



Figur 33 Tverrsnitt av tårn ved tverrsnitt til venstre og ved innfesting av skråstagkabel til høyre

Ved innfesting av skråstagkabel er det valgt en gjennomgående stålplate som begge kabler festes i da dette gir en direkte kraftoverføring mellom de to kablene.

Kreftene fra skråstagskablene kunne alternativt hvert ført ut til tårnets sidevegger ved innfestingen. Det ville da vært behov for lokale bjelker bak skråstaginnfestingene.

4.6.2 Utforming av tårnakser

For en bru med total lengde på 1750 m blir deformasjonene fra temperatur og svinn så store at det er naturlig å tenke seg en fastholding på midten og fuger i hver ende ved landkar. For Mjøsbrua er det enda mer naturlig å tenke seg en fastholding på midten da man her har skråstagtårn som uansett vil gi en fastholding av brubanen.

Det er i analysen lagt opp til at kreftene i stagene etter utbygging skal være slik at hvert stag bærer 5 m av bruoverbygningen. Med dette som utgangspunkt får man problemer med oppløft i tårnlager dersom bruoverbygningen settes på lager. Vi har sett på om man kan ivareta kreftene i bruoverbygningen på et akseptabelt nivå samtidig som man kan hindre oppløft i lager ved tårn slik at man eventuelt kan benytte standard lager. Foreløpig konklusjon er at det er vanskelig å hindre oppløft i lager ved tårn uten at man får problemer med størrelsen på kreftene i bruoverbygningen.

Uavhengig av om bruoverbygningen står på glidelager/fastlager eller er monolittisk mot tårn blir det en stor skjærkraft som skal overføres fra bruoverbygning til tårn. Ved glidelager går denne skjærkraften i større grad via stagene noe som igjen gir en lengre arm og ett større moment i fundamentene. Skjærkraften har en størrelse som gjør at den er utfordrende å ivareta ned i fundament og peler. Man har derfor sett på muligheten for å gjøre bruoverbygningen og ståltårnet monolittisk med underliggende lager mot betongtårnet. Utfordringen med dette er størrelsen på lagrene da disse vil måtte ta en vertikallast på ca. 60 MN hver. Lagre med de nødvendige dimensjoner vil bli rotasjonsstive og en eventuell utskifting av lagrene vil være komplekst å gjennomføre. Det har også vært et ønske fra Statens vegvesen i forprosjektfasen å unngå bruk av lagre med så store dimensjoner.

Med utgangspunkt i at overbygningen ikke kan stå på lager på tårn pga. oppløft i lager og i at tårn ikke kan stå på lager pga. store aksiallast, har man tatt andre grep for å redusere skjærkrefter ned i fundament.

Opprinnelig var bruoverbygningen tenkt opplagret på en V-søyle ved tårn slik som også sidespennene var, alternativt direkte på undergurt. For å redusere skjærkraften i forhold til disse alternativene hevet man koblingspunktet mellom tårn og bruoverbygning til overgurten. Dette gir et lengre tårn med en mykere oppførsel. For å redusere tårnstivheten ytterligere gikk man bort fra et massivt tverrsnitt på betongtårnet med 4 m tykkelse og benytter i stedet to tårnskiver med ca. tykkelse 1 m. Dette reduserer stivheten på tårntverrsnittet med 32 ganger og gir et betydelig bidrag til å redusere skjærkreftene i tårn og fundament fra tvangskrefter.



Figur 34 Skråstagtårn

Av arkitektoniske årsaker er tårnet justert noe. Skivene og tårnet har noe helning som gir tårnskiver med typisk tykkelse noe større enn 1,0 m. I tillegg begynner skivene over høyeste regulerte vannstand og slutter ca. 2 m før underkant av bruoverbygning. Tårnet som skissert på tegninger, er derfor noe stivere enn hva som er antatt i analysen.

Valgt peleløsning for hovedspennene gir stive fundamenter, som igjen har gitt behovet for å myke opp tårnene ved å dele dem i to skiver. Ytterligere grunnundersøkelser vil være nødvendig. I den videre planleggingen av bruløsningen, må forbindelsen mellom brubane og tårn optimaliseres og gis stor oppmerksomhet. Vi har vist en mulig løsning ovenfor, men det er mulig å optimalisere denne løsningen ytterligere.

4.7 Søylersidespenn

I hver av aksene i sidespenn er det en betongskive med tykkelse 2,5 meter og varierende bredde fra 6 m og mer. Søylen er monolittisk forbundet mot fundamentene i kote +118 og i toppen mot fagverket er det ett allsidig bevegelig lager og ett ensidig bevegelig lager med fri bevegelse i lengderetning bru. Dimensjonen på søylen styres av glideplaten for lager, da denne monteres på søylen, og av muligheten for jekking ved utskifting av lager. Det er valgt samme dimensjon på alle søyler i sidespenn.



Figur 35 Typisk sidespenn

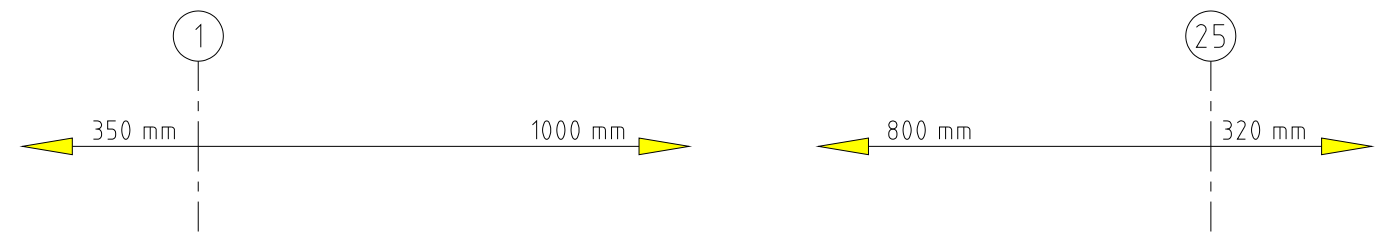
4.8 Fuger og lager

4.8.1 Beskrivelse

Det er antatt glidelager, ett ensidig og ett allsidig i hver akse, unntatt tårnaksene 11 til 15 hvor det er antatt en monolittisk forbindelse mellom tårnbjelke og bruoverbygning. Brua har fuger i akse 1 og akse 24.

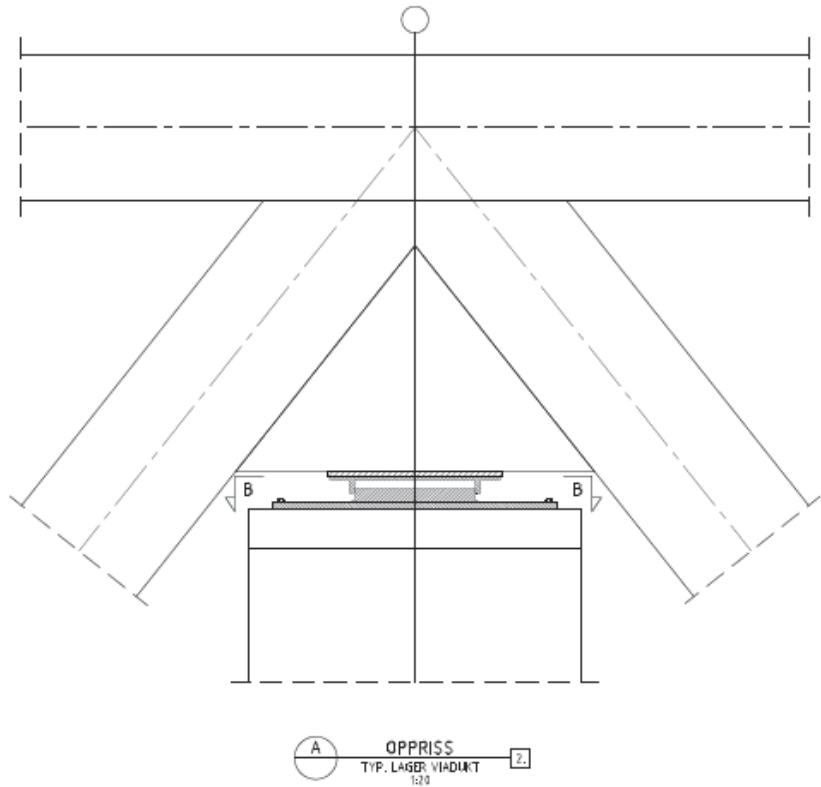
4.8.2 Fuger

Da det er store fugebevegelser både i akse 1 og akse 24 er det antatt lamellfuger i begge akser. Det er noe større fugebevegelser i akse 1 enn i akse 24, dette skyldes at akse 1 ligger noe lenger fra bevegelsesnullpunktet som er i ca. akse 13, som er midtre tårnakse.



Figur 36 Fugebevegelse i akse 1 og akse 24 (Lastfaktorer inkludert)

4.8.3 Lager for sidespenn



Figur 37 Oppriss av lager.

Da fagverket ikke er spesielt godt egnet til å ta seg av eksentrisiteter fra opplagerne, er lagere montert motsatt veg av hva som er vanlig. Glideplaten er montert på søylen. Vertikallasten vil da alltid gå igjennom senter av knutepunktet i fagverket, mens søylene vil få eksentrisiteten fra bevegelsene i bruoverbygningen.

Typiske laster i sidespenn er:

Aksiallast (Bruddgrense): 15 MN – 33 MN

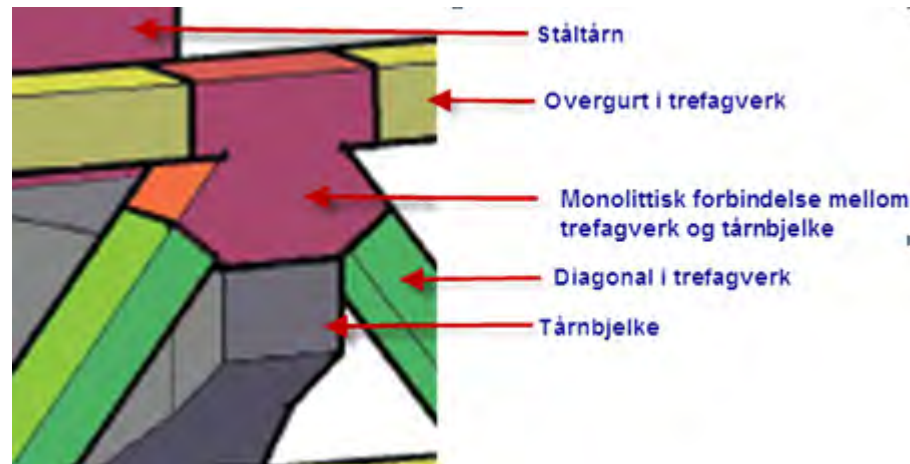
Tverrkraft (Bruddgrense): ± 2 MN

Friksjonskraft i langsretning: 0,8 MN

Lagrene må i varierende grad ta bevegelser avhengig av hvor langt unna bevegelsesnullpunktet (ca. akse 13) de er plassert. For lager på landkar er dimensjonerende bevegelseskapasitet gitt i Figur 36.

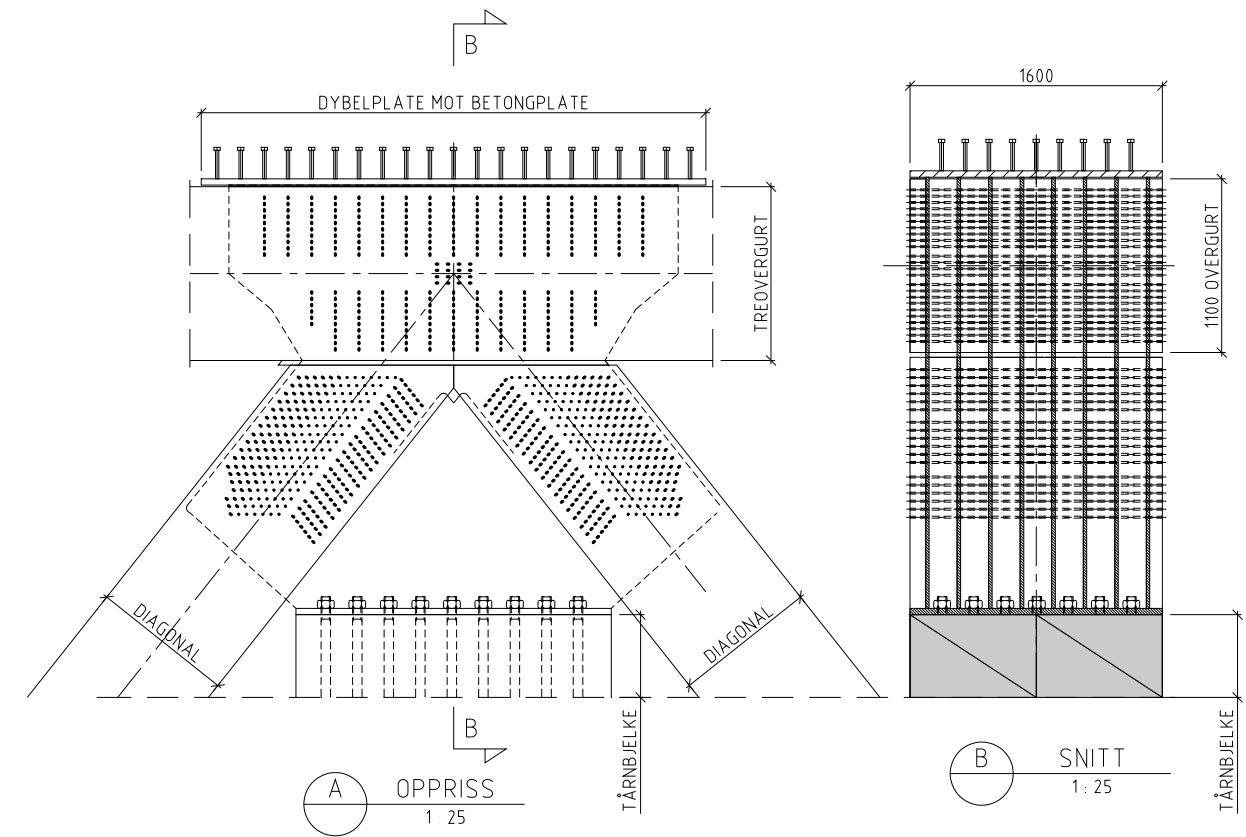
4.8.4 Monolittisk forbindelse trefagverk – tårnbjelke

Under er vist de forskjellige elementene i koblingspunktet mellom trefagverk og tårnbjelke.



Figur 38 Det er i analysen forutsatt en monolittisk forbindelse mellom trefagverk og tårnbjelke.

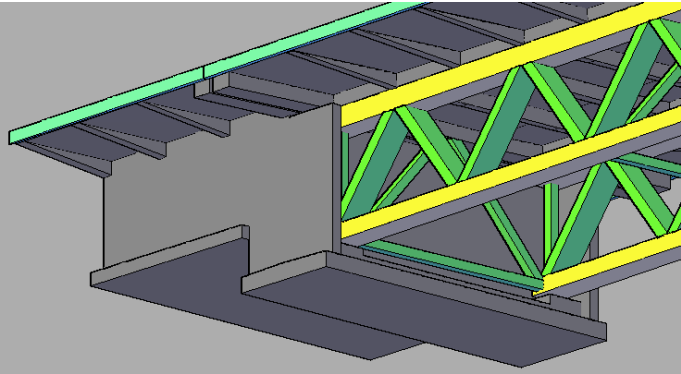
Den monolittiske koblingen mellom trefagverk og tårnbjelke foreslås utført med bruk av forlengede slisseplater sveist til en bunnplate som igjen er festet med bolter til tårnbjelken. Prinsippet for en slik løsning er vist på neste side. For å gjøre sveisearbeid og montasje enklere, foreslås det å øke tykkelsen på slisseplatene og diameterne på dyblene noe som igjen gjør at senteravstanden mellom slisseplatene kan økes i forhold til det som er antatt for typiske treknutepunkt.



Figur 39 Prinsipp for innfesting av fagverk i tårn med slisseplater og bolteinnfestet bunnplate i stål

4.9 Landkar

4.9.1 Beskrivelse



Figur 40 Skisse landkar

Da bruoverbygningen har en total tverrsnittshøyde på ca. 8,8 m får landkaret en høyde på ca. 11 m. For å gjøre landkaret noe mindre synlig i terrenget, trekkes landkarvangene inn mot senterlinje bru og bruplata fortsetter inn på landkaret. Det er valgt å dele bunnplaten for landkaret i to for å redusere høyden på vangene der mulig, og på den måten redusere mengdene.

4.9.2 Pilgrimsleden

Trebrua har en tverrsnittshøyde som gjør at terrenget må senkes noe ved akse 2 der pilgrimsleden i dag går. Pilgrimsleden kan enten passere under brua på kote ca. +127 noe som vil gi en klaring til undergurten på ca. 2,5 m. Alternativt kan man føre pilgrimsleden igjennom fagverket på Mjøsbrua på en egen enkel gangbru som står på søyler ned på terrenget uavhengig av selve Mjøsbrua.

4.9.3 Fundamentering av landkar

Eksisterende terreng ved landkar akse 1 ligger på ca. kote +127. Landkaret direktefundamenteres på kote +126.

Ved landkarakse 24 er det foreslått etablert en større fylling som gjør det mulig å lande brua. Fyllingen etableres på eksisterende terreng som har en avstand til berg på ca. 10 m. Fyllingen er antatt å ha en høyde på ca. 15 m og landkaret fundamenteres på ca. kote +125. En fylling med en slik høyde må etableres lagvis med god komprimering for hvert lag som etableres, men fyllingen vil fortsatt ha setninger etter at den er etablert. For landkarakse 24 er det derfor foreslått å benytte stålrørspeler til berg.

Landkar med peler til berg: Akse 24
14 stk. ø913 x 20mm

4.10 Fundamentering

4.10.1 Beskrivelse

Det vises til kapittel 3 hvor prinsippene for fundamenteringen er beskrevet.

Mjøsbrua i tre har totalt 24 akser med antatt fundamentering med stålrørspeler i 22 akser. Vanndypet er for sidespennene 0 – 35 m, mens det for hovedspennene er et vanndyp på 50 - 70 m. For pelegrupper på så store vanndyp er det nødvendig med en viss peledimensjon for å unngå utknekking av enkeltpeler. Det foreslås å bruke følgende dimensjoner på stålrørspeler:

Ved peler til berg: ø913 x 20mm

Ved svevepeler: ø1220 x 22mm
ø1420 x 22mm

For store vanndyp brukes senkekasser for å stive av pelene slik at de samme peledimensjonene kan brukes som for moderate vanndyp, se kapittel 3.4. For svevepeler antas det en innrammingslengde i løsmasser på ca. 35 - 40 m.

Stålrørspelene armeres og støpes ut tørt med betong. I beregningene er ikke stålrøret medtatt ved kontroll av tverrsnittets kapasitet iht. HB 499 5.9.5.2.2.

4.10.2 Fundamenter for moderate vanddyb

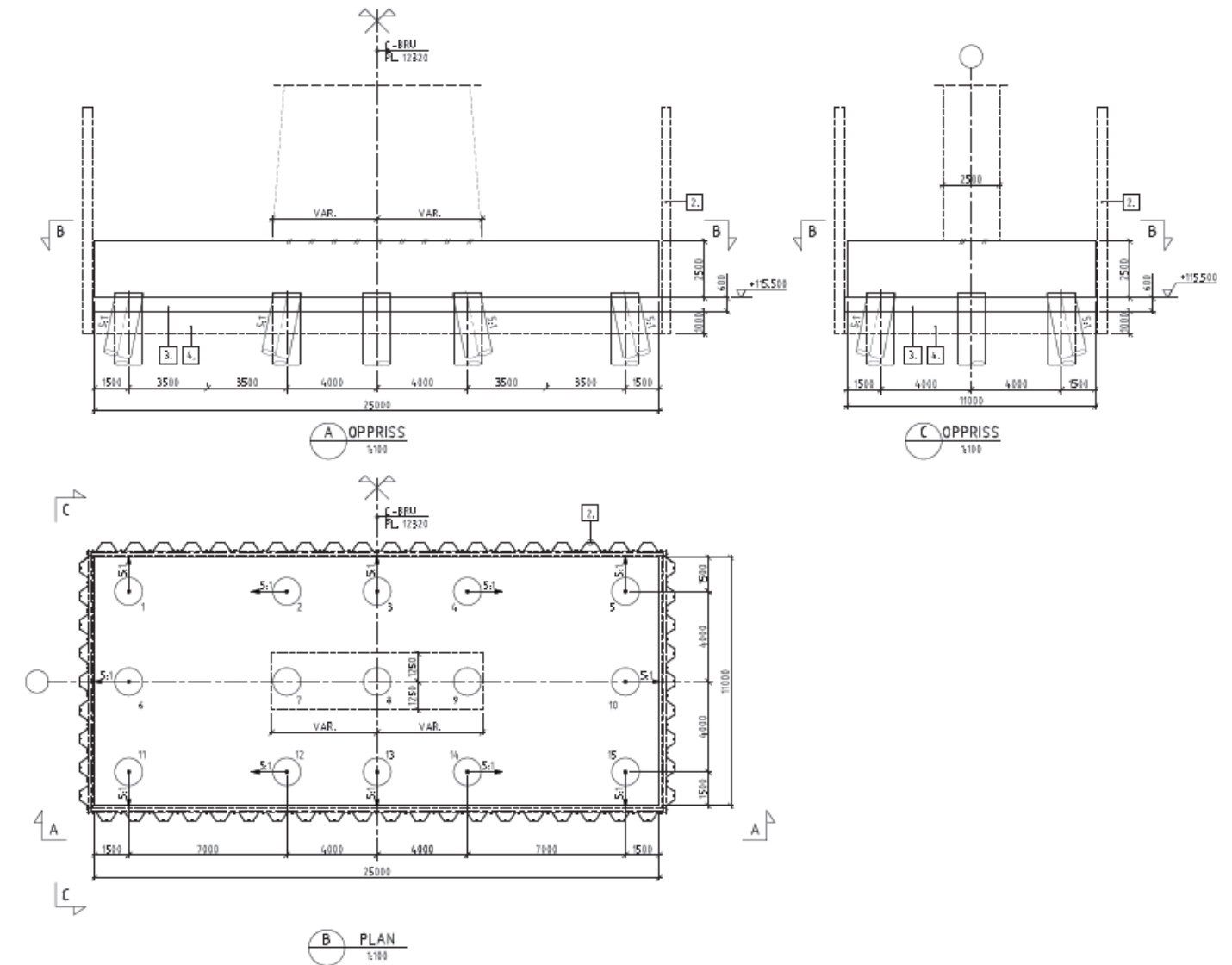
Alle fundamenter i sidespenn er antatt fundamentert på moderate vanddyb. Ett fundament direktefundamenteres, mens de resterende fundamentene i sidespenn enten fundamenteres med peler til berg eller med svepeler. For fundamentene med stålørspeler foreslås 3 peler i hver retning med helning 5:1 og 3 vertikale peler. Størrelsen på fundamentet samt plassering og helning på pelene er lik uavhengig om det er peler til berg eller svepeler.

Fundament i sidespenn, direktefundamentert: Akse 2

Fundament i sidespenn med svepeler: 7 stk. (akse 9-10 og akse 16-20)
15 stk. ø1220 x 22mm pr. fundament

Fundament i sidespenn med peler til berg: 9 stk. (akse 3-8 og akse 21-23)
15 stk. ø913 x 20mm pr. fundament

Utgangspunktet for dimensjoneringen av pelegruppen for sidespennene var bæring av overbygningen med to sirkulære søyler ø3,0 m. Pelegruppen er ikke optimalisert for ny søyleløsning.



Figur 41 Plan og oppriss av pelefundament i sidespenn

Se kapittel 3.3 for mer utdypende informasjon om fundamenter på moderate vanddyb.

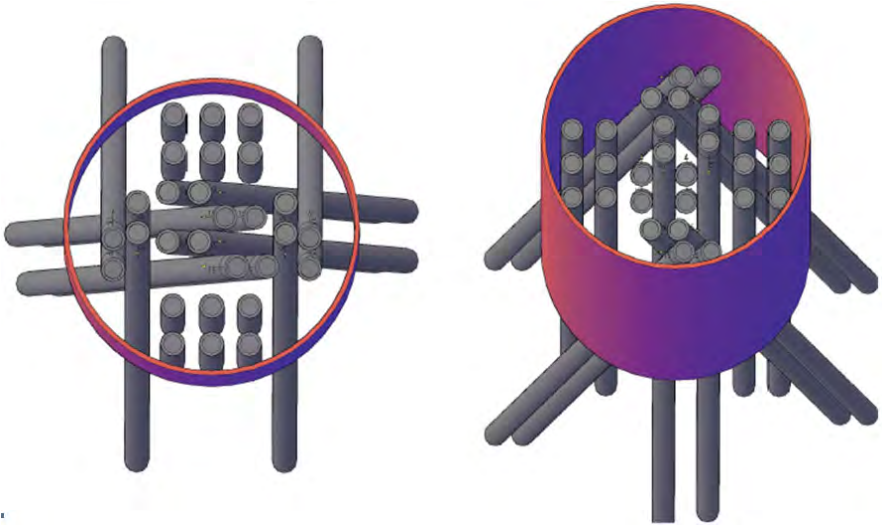
4.10.3 Fundamenter for store vanddyp

Senkekasser med svevepeler:

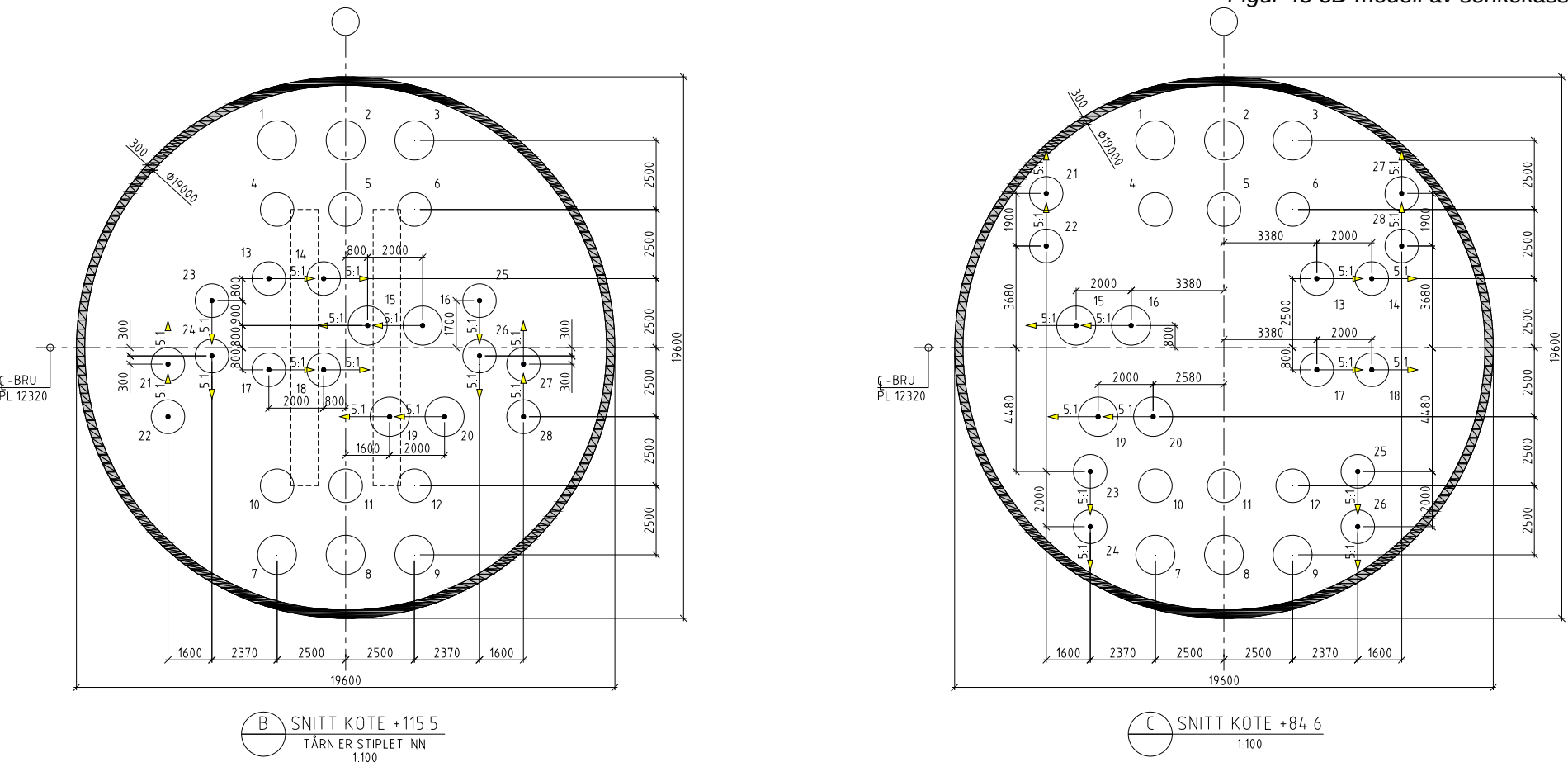
5 stk. (alle tårnakser akse 11-15)
Totalt 28 peler hvorav:
18 stk. $\varnothing 1220 \times 22\text{mm}$ pr. fundament
10 stk. $\varnothing 1420 \times 22\text{mm}$ pr. fundament

Dypvannsfundamentene utføres med senkekasser som fastholding for pelene samt som forskaling for fundamentplaten. Senkekassene kan bygges delvis på land eller på lekter og delvis flytende.

Se kapittel 3.4 for mer utdypende informasjon om fundamenter på store vanddyp.



Figur 43 3D modell av senkekasse med peler



Figur 42 Snitt i UK pelehode (+115,5) og i UK senkekasse (+84,6)

4.11 Byggemetoder

4.11.1 Trefagverk

Trefagverket bygges seksjonsvis på flåte eller på land og fløtes ut på lektere. Selve montasjen kan skje ved at hver seksjon heises opp på plass eller ved at trefagverket er montert midlertidig i tilnærmet riktig høyde på flåten og manøvreres på plass.

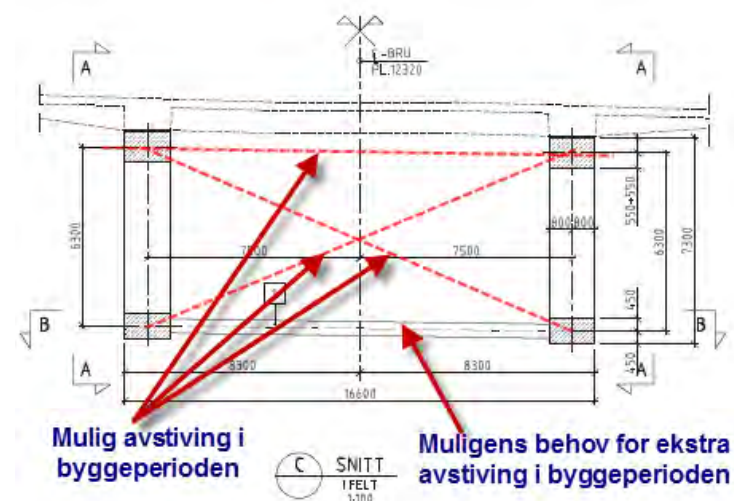
Hovedelementene i trefagverket har en bredde på 1,6 m og en høyde som varierer mellom 0,6 m og 1,1 m. Montering av et fagverk med disse dimensjonene vil stille store krav til nøyaktighet både ved montering av slisseplater i de enkelte trestavene og også når fagene skal monteres sammen i brulinjen.

Det er naturlig at det monteres ett fag av gangen og at dette faget enten dekker ett helt spenn eller alternativt er seksjonert slik at man monterer seksjoner over støtte først og deretter monterer seksjonene i felt. Begge alternativer vil kreve at man under montering har justeringsmuligheter i alle retninger og om alle retninger. Fremgangsmåten som beskrevet i det siste alternativet vil kreve at seksjonen som er montert over støtte har store justeringsmuligheter i lengderetning bru slik at midtseksjonen kan plasseres mellom de monterte fagverkene med utstikkende slisseplater. I tillegg må man ha justeringsmuligheter om alle retninger både for translasjon og rotasjon slik at man kan treffe med den nøyaktigheten som det er krav om i knutepunktene.

For sidespenn må trefagverket være etablert minimum to akser foran der man støper ut bruplate.

For hovedspenn etableres trefagverket i hele spennets lengde før første støp av bruplatten i hovedspenn. Det må etableres hjelpesøyler under trefagverket før første støp av bruplatten. Det er ikke behov for disse hjelpesøylene lenger når de første stagen er etablert.

Under montasjen av trefagverket og støp av brudekke vil det være behov for en midlertidig avstiving mellom de to fagene i trefagverket.



Figur 44 Avstiving av romlig fagverk i byggeperioden

Tegninger viser skjøt av overgurt og undergurt med c/c 40 m. Det lengste leverandørene sannsynligvis kan levere er ca. 30 m pga. begrensninger i forhold til impregnering av limtreet. Derfor må det legges inn noen

flere skjøter av overgurt og undergurt samt noen flere tverravstivninger av undergurt, pga. vinkelendring og kraft i planet fra det, enn hva som er vist på tegninger.

Se kapittel 4.11.3 og 4.11.4 for byggefaser for henholdsvis sidespenn og hovedspenn.

4.11.2 Forskalingsvogn

Byggingen av brudekke i betong kan generelt skje med hjelp av følgende metoder:

- Prefabrikkering på land, transportering og montasje
- Del-prefabrikkering på land, supplerende plasstøping, i form av prefabrikkerte bjelker eller prefabrikkerte forskalingssystemer i betong som inngår i endelig brudekke.
- Plasstøping med fast forskaling
- Plasstøping med underliggende, flyttbar vogn
- Plasstøping med overliggende, flyttbar vogn.

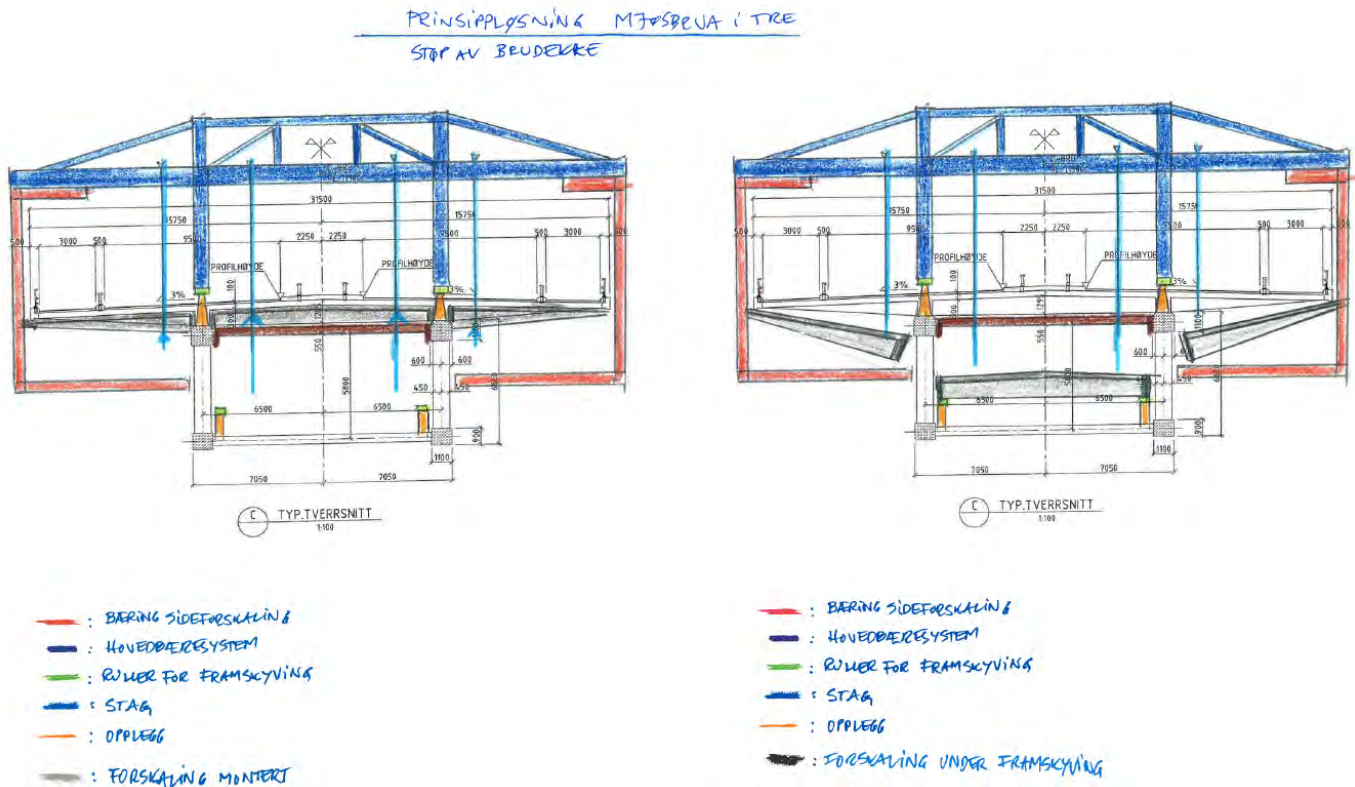
Av disse metodene har vi sett nærmere på plasstøping med overliggende, flyttbar vogn. Årsakene til at vi har mest tro på denne metoden er følgende:

- Utstrakt gjenbruk gjennom prosjektet
- Egner seg for trinnvis utbygging
- Fleksibelt system
- Lite arbeidskrevende
- Mye brukt på større anlegg (know-how hos leverandører og entreprenører)

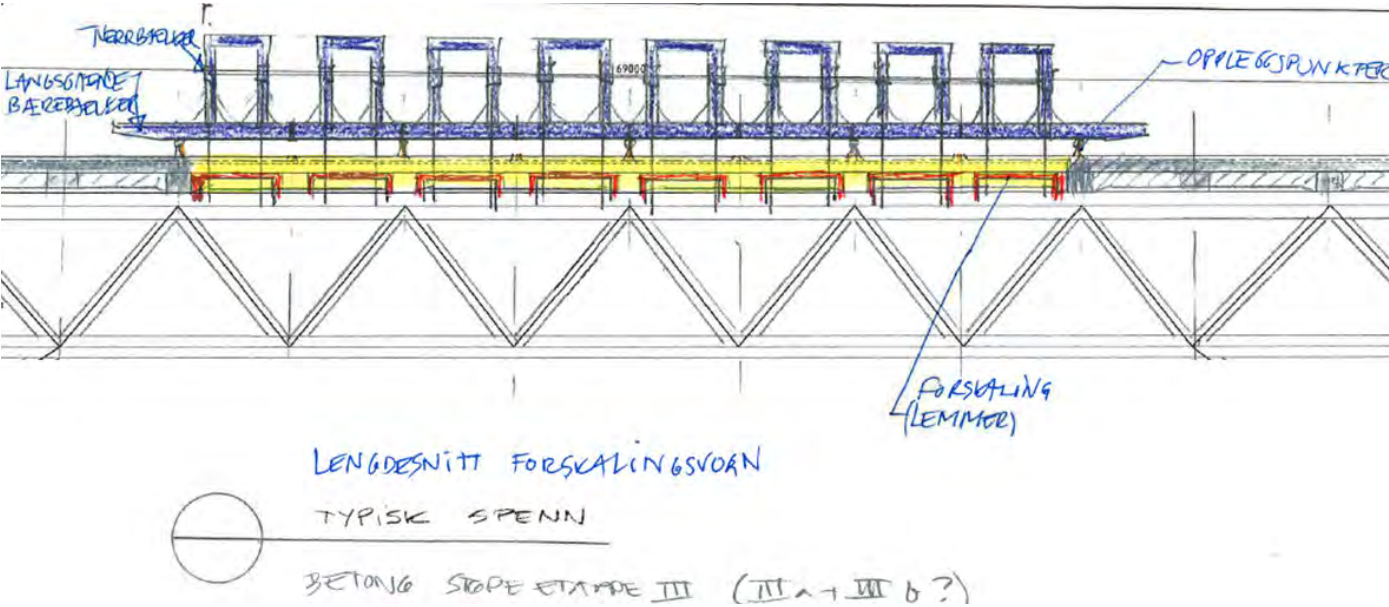
Forskalingssystemet består av oppleggsstøtter for systemet, bærevogn i stål og forskaling hengt opp i bærevognen. Oppleggsstøttene festes på stålplatene med dybler i overgurtens knutepunkt med diagonalene og danner opplegg for forskalingsvognen som kjøres fram og tilbake på ruller på toppen av disse støttene. Forskalingsvognene krever i utgangspunktet oppleggspunkter for hver 5 m på fagverket. Da dette vil medføre at man må gå inn med vertikaler for hver 10 m, noe som vil gi et uheldig estetisk uttrykk på brua, er det avklart med leverandør av slike vogner at det skal være mulig å spesialbygge en vogn som kan ha spennvidde 10 m mellom oppleggspunktene. Kostnadene ved å spesialbygge en slik vogn antas å ligge i samme område som det å gå inn med vertikaler for hver 10 m, noe som vil gi et ekstra knutepunkt i overgurt. Eventuelt kunne man hatt oppleggspunkt for forskalingsvogn for hver 5 m med midlertidige vertikaler.



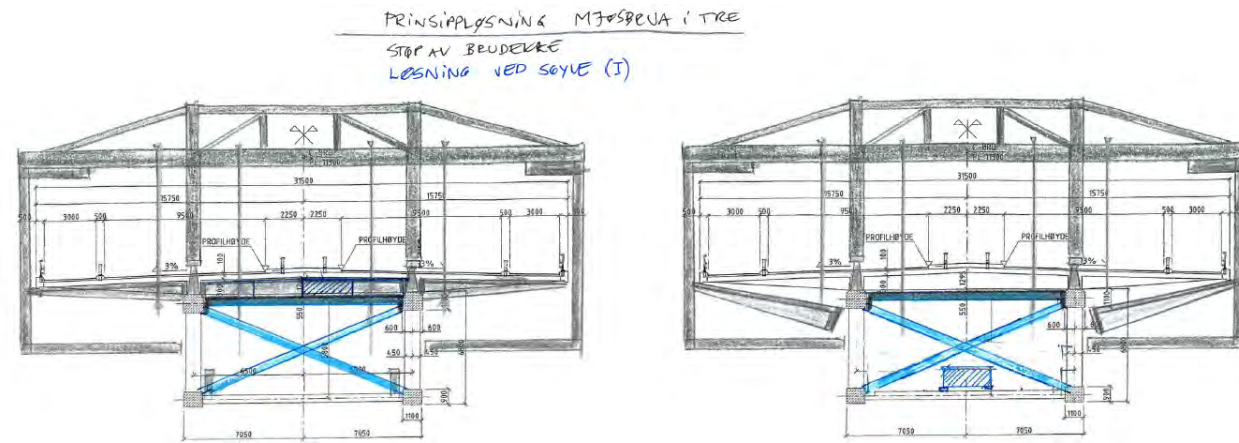
Figur 45 Eksempel på framkjøringsvogn for samvirkebruer. Oppleggsstøttene er markert med røde piler (© PERI)



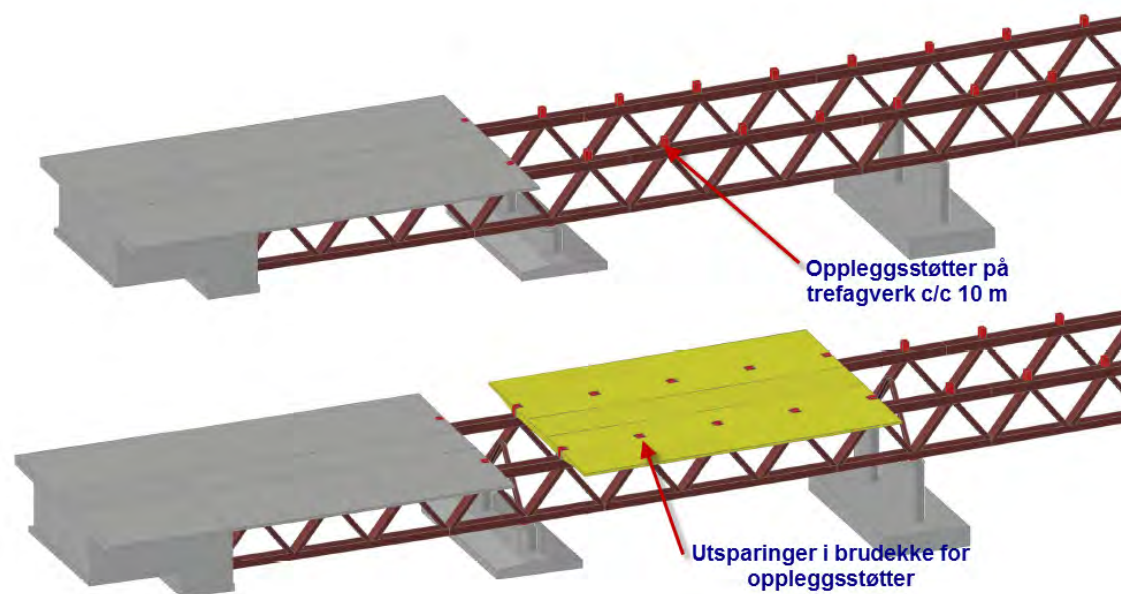
Figur 46 Prinsipløsning for forskaling av betongplate



Figur 47 Lengdesnitt av forskalingsvogn. Forskalingsvogn

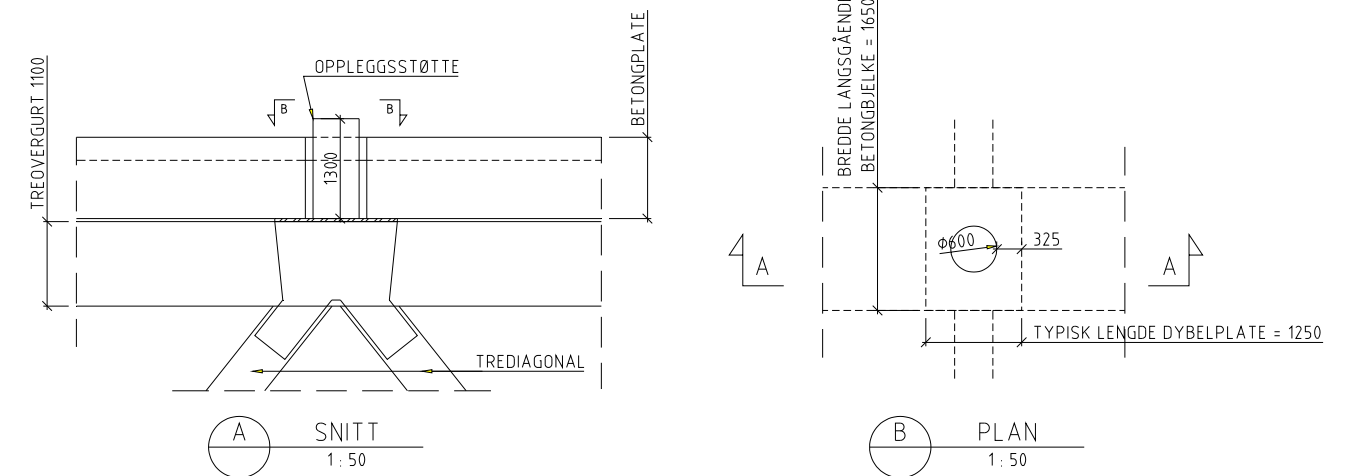


Figur 48 Vist prinsipp for forskalingsløsning ved søyleakser. Delene som brukes som forskalingselement for bruplate må være små nok til at de kan fraktes igjennom tverravstivingen ved aksen.



Figur 49 Prinsippskisse for oppleggsstøtter og støp av brudekke for Mjøsbrua. (Form søyler og lagreplassering er endret)

Det vil være nødvendig med en utsparring i bruplatten ved oppleggsstøtter for forskalingsvogn som vist i Figur 49. Denne utsparringen kommer i et område hvor det også skal være mye dybler og armering i bruplatten. Med en bredde på overgurt lik 1,6 m og en tilsvarende typisk lengde på dybelplaten skal det være tilstrekkelig plass til å føre nødvendig armering rundt oppleggsstøttene. For skjæroverføring kan man enten montere de resterende dyblene etter at oppleggsstøtten er fjernet eller man kan skjære av og støpe inn oppleggsstøtten og benytte denne til skjæroverføring.



Figur 50 Prinsippskisse for utsparring i betongplate for oppleggsstøtte til forskalingsvogn. Oppriss til venstre og plan til høyre

Selve bærevognen består av fagverk og bjelkemoduler som settes sammen i lengde- og tverretning av brua. Vognen kan således bli så lang som nødvendig eller deles opp i flere vogner. I tverretning vil dimensjonene øke med totalbredden. På siden av brua er stålbjelker ført ned og under bruvingen som opplegg for forskalingen under sidevingene. Forskalingen her vipres opp i stilling og henges opp i supplerende stag mot bærevognen.

Forskalingen for brubjelker og bruplate mellom trepanelene er tenkt med et eget framskyvningssystem med oppleggsstøtter på undergurtene. Denne forskalingen henges også i stag til bærevognen under støp. Her kan behov for midlertidig avstiving mellom overgurtene i panelene kreve stålbjelker som også danner/støtter opp underforskaling for tverrbjelkene i betong. Betongbjelkene støpes i sammen med brudekket. Dette innebærer at sidekantene på betongbjelkene bør være noe skrå, slik at forskalingssystemet slipper lettere ved avforskaling. I søylepunktene vil det være behov for ekstra og permanent avstiving mellom trepanelene. Her kan man splitte forskalingen i flere deler for å føre denne gjennom avstivingen.

Brua har varierende tverrfall mot vest. Dette innebærer at forskalingssystemet må være fleksibelt nok til å ivareta disse endringene. Vi anser ikke dette som noe problem, da slike systemer ofte må takle slike utfordringer. Det vil imidlertid kunne påvirke detaljeringen i underkant av bruplatten, av sidekanter og av underkant bjelker for å få minst mulig variasjon på forskalingen.

I hovedspennene vil man kunne følge samme metode. Her er det tenkt at det jobbes symmetrisk rundt tårnene, slik at det opereres med to vognsett. Fleksibiliteten i lengden av vognene gjør at man kan tilpasse støpetappene for å optimalisere belastningen på fagverk og allerede støpte deler. I neste kapittel er vist skisser av en mulig støperekkefølge.

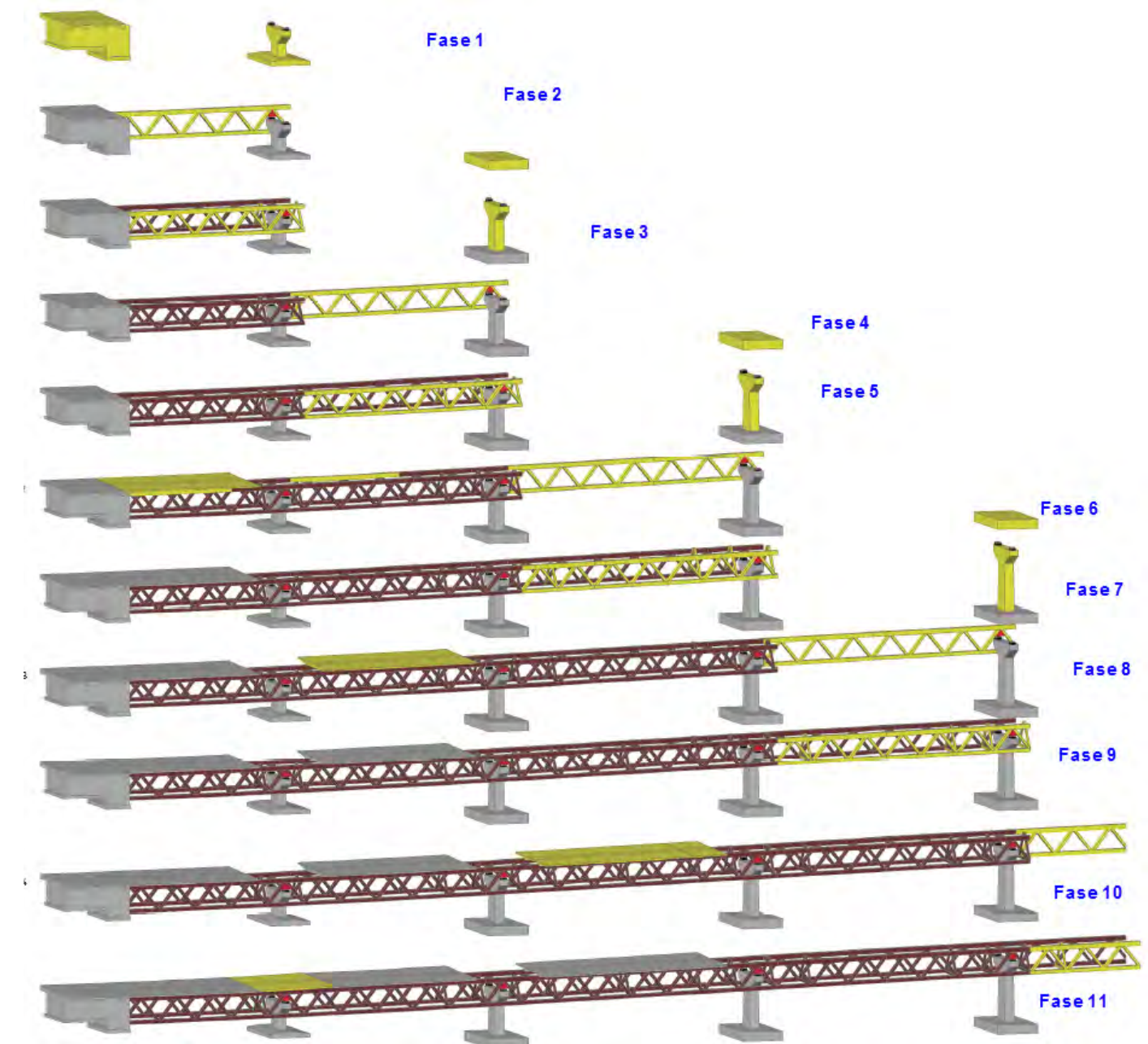
4.11.3 Sidespenn

Utbyggingen av sidespennene vil foregå ved at fundamenter og søyler etableres fra akse 1 og utover. Deretter vil fagverk bli montert tilsvarende fra akse 1 og utover før bruplatten også monteres fra akse 1 og utover. Dette gir en effektiv byggeprosess for sidespennene der man vil kunne ha flere «tog» som jobber seg utover fra akse 1. Under er beskrevet faser som vist på høyre side.

- Fase 1
 - o Etablere landkar akse 1 og fundament og søyle akse 2
- Fase 2
 - o Montere trefagverk akse 1-2, fag 1
 - o Etablere fundament akse 3
- Fase 3
 - o Montere trefagverk akse 1-2, fag 2
 - o Etablere søyler akse 3
- Fase 4
 - o Montere trefagverk akse 2-3, fag 1
 - o Etablere fundament akse 4
- Fase 5
 - o Montere trefagverk akse 2-3, fag 2
 - o Etablere søyler akse 4
- Fase 6
 - o Støp av bruplate i felt akse 1 - akse 2
 - o Montere trefagverk akse 3-4, fag 1
 - o Etablere fundament akse 5
- Fase 7
 - o Montere trefagverk akse 3-4, fag 2
 - o Etablere søyler akse 5
- Fase 8
 - o Støp av bruplate i felt akse 2 - akse 3
 - o Montere trefagverk akse 4-5, fag 1
 - o Etablere fundament akse 6 (ikke vist)
- Fase 9
 - o Montere trefagverk akse 4-5, fag 2
 - o Etablere søyler akse 6 (ikke vist)
- Fase 10
 - o Støp av bruplate i felt akse 3 - akse 4
 - o Montere trefagverk akse 5-6, fag 1
 - o Etablere fundament akse 7 (ikke vist)
- Fase 11
 - o Støp av bruplate over støtte akse 2
 - o Montere trefagverk akse 5-6, fag 2
 - o Etablere søyler akse 7 (ikke vist)

OSV.

Forslag til montering av trefagverket er vist i Figur 51. Bruplatten vil først støpes ut i tre felt før man støper over støtte i akse 2. Deretter vil bruplatten støpes ut annenhver gang i felt og i støtte. Dette gjøres slik for å redusere strekket i betongen og behovet for armering over støtte.



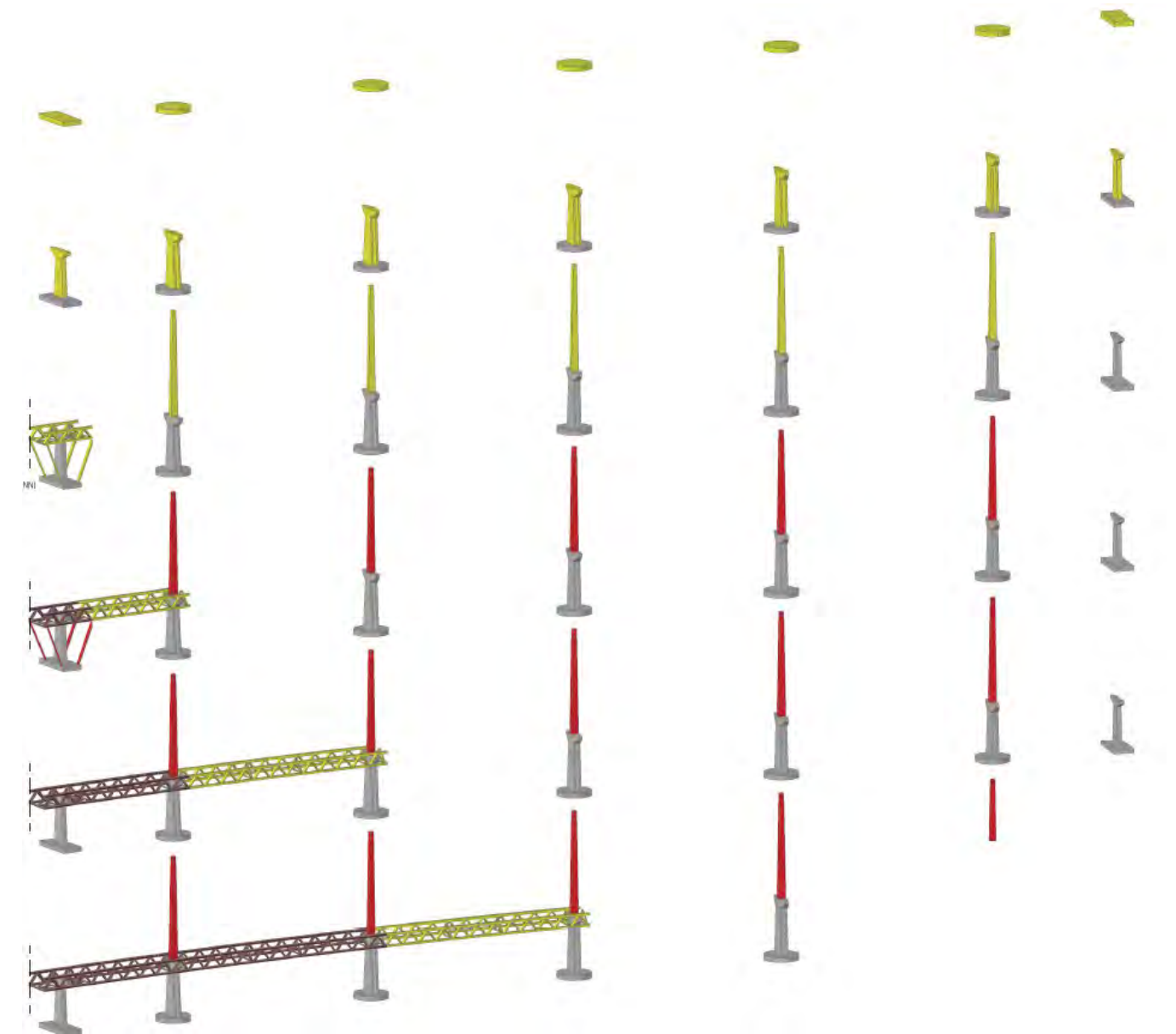
Figur 51 Byggeetapper for sidespenn

4.11.4 Hovedspenn

For utbygging av hovedspenn, må det etter etablering av fundamenter, støpes ut nedre del av tårn i betong før ståltårn monteres monolittisk mot betongtårnet. Monteringen av trefagverket over tårnaksene kan begynne så snart betongdelen av tårnet er etablert. I utgangspunktet ser man for seg at ett fag i et helt spenn for trefagverket monteres av gangen. Alternativt vil man kunne montere trefagverket først over tårnaksene før man løfter inn trefagverket i midtspennet men dette vil stille større krav til monteringen av trefagverket da midtspennet i så fall må kobles mot to sider samtidig.

- Fase 0
 - Etablere fundamenter
- Fase 1
 - Etablere betongtårn og søyler
- Fase 2
 - Montere stål tårn
 - Trefagverk montert fram til over akse 11 (sidespenn)
- Fase 3
 - Montere trefagverk over tårn akse 12
 - Det monteres ett fag av gangen
- Fase 4
 - Montere trefagverk over tårn akse 13
 - Det monteres ett fag av gangen
- Fase 5
 - Montere trefagverk over tårn akse 14
 - Det monteres ett fag av gangen
 - Osv.

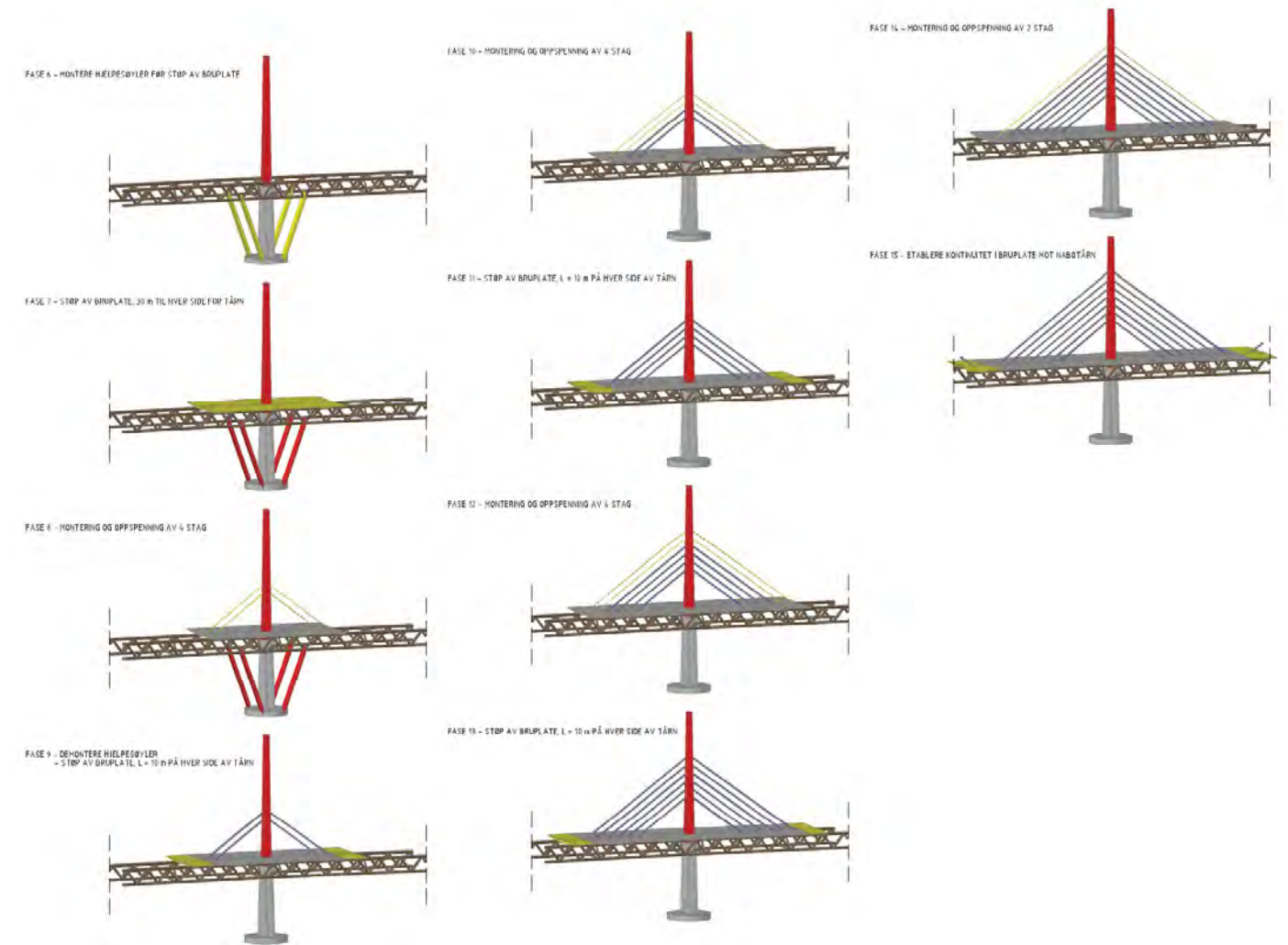
Vekten av ett trefagverksplan med lengde 120 m er ca. 300 tonn og kan enten løftes inn med kran fra flåte eller heises opp med jekker fra tårnbjelkene.



Figur 52 Prinsipp for del 1 av bygging av hovedspenn

Betongtårnet/søylen støpes tørt da man fortsatt har midlertidige vegger montert på senkekassene, se også kapittel 3.4. Deretter løftes ståltårnene inn fra flåte. Ståltårnet har en høyde på ca. 57 m og en antatt vekt på ca. 220 tonn. Ståltårnet kan løftes inn i seksjoner avhengig av hvilke kraner man har tilgjengelige.

- Fase 6
 - Montere hjelpesøyler før støp av bruplate
- Fase 7
 - Støp av bruplate, 30 m til hver side for tårn
- Fase 8
 - Montering og oppspenning av 4 stag
- Fase 9
 - Demontere hjelpesøyler
 - Støp av bruplate, l = 10 m på hver side av tårn
- Fase 10
 - Montering og oppspenning av 4 stag
- Fase 11
 - Støp av bruplate, l = 10 m på hver side av tårn
- Fase 12
 - Montering og oppspenning av 4 stag
- Fase 13
 - Støp av bruplate, l = 10 m på hver side av tårn
 - Etablere kontinuitet i bruplate mot nabotårn
- Fase 14
 - Montering og oppspenning av 2 stag
- Fase 15
 - Eablering av kontinuitet i bruplate mot nabotårn



Figur 53 Prinsipp for del 2 av bygging av hovedspenn

4.12 Fremdriftsplan / byggetid

Det er utarbeidet et utkast til en fremdriftsplan for bygging av Mjøsbrua i tre. Følgende forutsetninger er lagt til grunn for denne planen:

- Byggestart er satt til 02.01.2018. Tidspunktet er tilfeldig valgt.
- Det er satt av ca. 7 måneder for innkjøp av stålrør til peler. Dette er tiden fra kontraktsinngåelse til 1'ste pel kan rammes.
- Det tar 2 dager å installere en enkelt pel. Dette kan kanskje være noe optimistisk.
- 2 pelerigger arbeider på anlegget samtidig
- 1 «liten vogn» og 1 «stor vogn» benyttes for forskaling av brudekket for sidespenn. «Liten vogn» benyttes over støtte og «stor vogn» benyttes i felt.
- 2 par forskalingsvogner benyttes for hovedspennene slik at arbeid kan pågå på to tårn samtidig.

Det er pelearbeidene som er på kritisk linje for byggetiden. Det er derfor antatt bruk av bobleanlegg og isbryter ved behov for å muliggjøre pelearbeider året rundt.

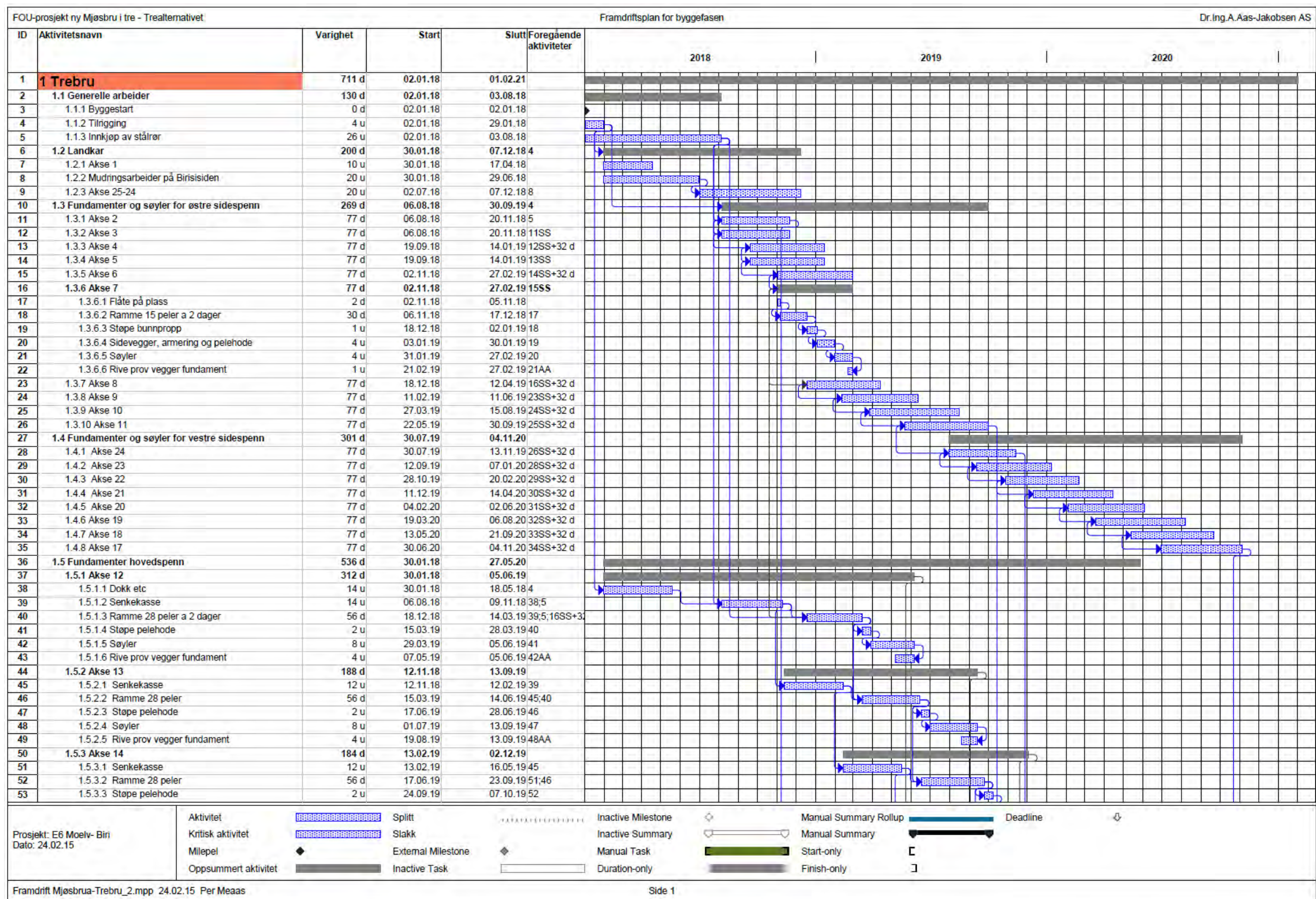
Arbeidet med bruoverbygningen er ikke på kritisk linje forutsatt at ett sidespenn kan etableres på 26 dager. Dvs. at det går et «tog» for montering av trefagverk, et «tog» for støp av bruplate i felt og deretter et «tog» for støp av bruplate over støtte som alle tar 26 dager for ett felt. Tilsvarende kan et hovedspenn bygges på 21 uker som antas romslig tid.

Bygging av senkekassene for fundamentene i tårnaksene er heller ikke på kritisk linje.

Byggetid for trebrua er estimert til **3 år 1 måned** med disse forutsetningene.

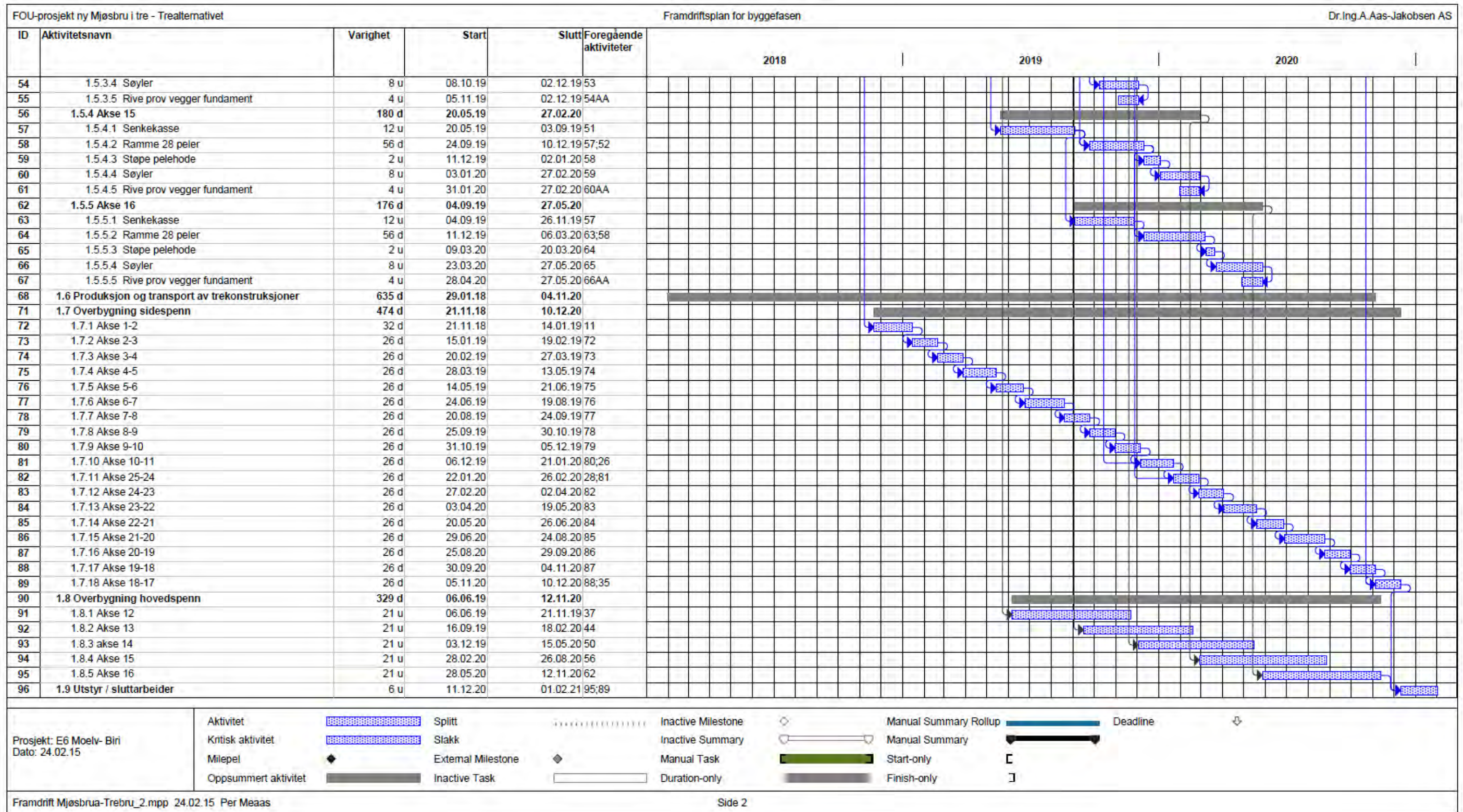
For detaljert fremdriftsplan, se de neste sidene.

FoU-prosjekt: Ny firefelts Mjøsbru i tre



Figur 54 Fremdriftsplan for trebru, del 1

FoU-prosjekt: Ny firefelts Mjøsbru i tre



Figur 55 Fremdriftsplan for trebru, del 2

4.13 Kostnader

I tabellen under er entreprisekostnaden for trebrualternativet for Mjøsbrua beregnet overslagsmessig. Det er benyttet samme fremgangsmåte ved beregninger av mengder samt de samme enhetsprisene for både for betongbru og trebru. Entreprisekostnad for Mjøsbrua i tre er 1,81 milliarder kroner.

FORPROSJEKT					
MJØSBRUA SOM SKRÅSTAGBRU I TRE					
OPPSUMMERING PROSESSER					
Kommentarer:					
Basert på tegning er fra 13.03.2015					
Alle lagre gitt fastlagerpris (=maxpris)					
Post		Enhet	Mengde	Enh. Pris	Pris
A	Felleskostnader				
	12-18 % av øvrig eksl. limtre		20		231 901 729
	% limtre		10		38 455 025
C.1	Landkar				
81,1	Gravearbeider over vann (inkl. senking av terreng akse 1-2)	m3	12 480	200	2 496 000
81,6	Utlekking av masser over vann	m3	2 080	300	624 000
81,69	Isolasjon, avrettingslag, magerbetong	m2	1 008	350	352 800
83,1	Stålrørspeler (akse 25)	m	294	9 700	2 851 800
84,213	Forskaling landkar	m2	3 414	900	3 072 357
84,31	Armering kamstål B500 NC	tonn	342	15 000	5 130 000
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong	m3	1 900	1 500	2 850 000
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	1 735	150	260 250
	Uspesifisert (%)		10		1 763 721
SUM ELEMENT					19 400 928
C.21	Pilar (Direktefundamentert) - 1 fundament				
81,1	Gravearbeider over vann	m3	2 175	200	435 000
81,3	Gravearbeider under vann	m3	2 700	400	1 080 000
81,6	Utlekking av masser over vann	m3	2 175	300	652 500
81,741	Avrettingslag under vann	m2	198	1 000	198 090
81,7	Utlekking av masser under vann	m3	1 000	500	500 000
82,2	Sprengning/demolering under vann	m3	1 035	1 000	1 035 000
84,213	Forskaling søyler	m2	128	1 000	128 177
84,28	Forskaling fundamenter under vann	m2	108	600	64 800
84,318	Armering kamstål B500 NC fundament	tonn	68	15 000	1 020 600
84,319	Armering kamstål B500 NC søyle	tonn	14	15 000	216 299
84,352	Tillegg for armering under vann	tonn	68	3 000	204 120
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong (søyler)	m3	96	1 500	144 199
84,431	Undervannsstøp med AUV-betong (fundament)	m3	340	3 000	1 020 600
	Uspesifisert (%)		10		669 938
SUM ELEMENT					7 369 323
C.22	Pilar (Typisk fundament på stålrørspeler) - 17 fundament ø913/ø1220 pel				
83,21	Stålrørspeler, inkl. betong og armering ø913	m	3 645	14 000	51 030 000
83,22	Stålrørspeler, inkl. betong og armering ø1220	m	9 900	18 500	183 150 000
83,6	Midlertidig spunt for tørrstøp av fundament	m2	12 240	2 000	24 480 000
84,211	Forskaling fundament	m2	3 060	600	1 836 000
84,213	Forskaling søyler	m2	3 327	1 000	3 326 947
84,31	Armering kamstål B500 NC - Fundament og søyler	tonn	2 482	15 000	37 229 614
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong - Fundament og søyler	m3	14 183	2 000	28 365 420
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	4 675	150	701 250
	Uspesifisert (%)		10		33 011 923
SUM ELEMENT					363 131 153

Tabell 2 Kostnadsoverslag for Mjøsbrua i tre, del 1

Kostnadene beregnes på følgende måte: Brua deles inn i sine enkelte elementer slik som landkar, pilarer, osv. For hver av disse beregnes mengder for alle vesentlige poster slik som betong, armering o.lign. og kostnaden for disse beregnes ved hjelp av enhetspriser som er hentet fra erfaringsdata. I tillegg er det tatt

med en post kalt «uspesifisert». Denne posten dekker en rekke mindre bidrag som en erfaringsmessig vet at en ikke vil få med seg på dette detaljeringsnivået. Elementet «Felleskostnader» omfatter hovedsakelig entreprenørens rigg og administrasjonskostnader.

Kostnadsoppsettet og enhetsprisene er i hovedsak de samme som ble benyttet i Anslaget avholdt 9. nov. 2015.

4.13.1 Endringer siden beregning av entreprisekostnaden

Kostnadsberegningene er utført for løsning der sidespennene er opplagret på en V-søyle i tre. Det er siden valgt å fjerne V-søylen i sidespennene.

Endringen medfører:

1. En besparelse av limtre da V-søylen besto av limtretverrsnitt
2. Økte betongmengder i søylene pga. økte søylelengder og søyletverrsnitt
3. Økte mengder og kompleksitet for undergurt lokalt ved viaduktsøyler

Endringen i kostander vil være ubetydelig og det er derfor valgt å ikke oppdatere kostnadsberegningene.

FoU-prosjekt: Ny firefelts Mjøsbru i tre

C.23	Pilar (Dypvannsfundament på stålrørspeler) - 5 fundament ø1220/ø1420 pel				
	<i>Inkludert betongdel av tårn</i>				
83,21	Stålrørspeler, inkl. betong og armering ø1220	m	8 568	18 500	158 508 000
84,22	Stålrørspeler, inkl. betong og armering ø1420	m	4 760	21 000	99 960 000
84,211	Forskaling fundamenter og senkekaske	m2	25 954	800	20 763 163
84,213	Forskaling tårnsøyler	m2	5 607	1 000	5 607 000
84,31	Armering kamstål B500 NC - Fundament inkl. senkekaske, peler og søyler	tonn	2 290	15 000	34 343 556
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong - Fundament inkl. senkekaske og søyler	m3	13 083	2 000	26 166 519
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	4 801	150	720 117
84,9	Tilleggs kostnader forbundet med støp og plassering av senkekaske	stk	5	5 000 000	25 000 000
	Uspesifisert (%)				37 106 835
	SUM ELEMENT				408 175 190
C.3	Tårn (Nedre del i betong er medtatt på pilar)				
85,1	Levering av stålmaterieler	tonn	895	17 000	15 213 300
85,2	Bearbeiding og sammenføyning av ståldeler	tonn	895	15 000	13 423 500
85,3	Overflatebehandling av stålkonstruksjoner	m2	2 850	1 200	3 420 000
85,4	Transport og montasje av stålkonstruksjoner	tonn	895	10 000	8 949 000
85,8	Midlertidige søyler ved tårn for avlastning av fagverk ved støp	stk	20	100 000	2 000 000
	Uspesifisert (%)				4 300 580
	SUM ELEMENT				47 306 380
D.1	Bruoverbygning				
84,141	Frittstående stillas for sidespenn	RS			20 000 000
84,142	Frittstående stillas for hovedspenn	RS			15 000 000
84,2135	Forskaling bruoverbygning	m2	76680	500	38 339 910
84,261	Tillegg for forskaling av spesiell konstruksjonsdetaljer	m	1750	750	1 312 500
84,262	Tillegg for forskaling av detaljer rundt innfesting av stag	stk	70	10 000	700 000
84,31	Armering kamstål B500 NC	tonn	5093	15 000	76 392 626
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong	m3	28294	1 500	42 440 348
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	67375	150	10 106 250
85	Levering og sveising av boltedybler	tonn	67	70 000	4 658 657
85,6	Levering av brukabler	tonn	229	75 000	17 185 500
85,7	Transport og montering av brukabler	tonn	229	75 000	17 185 500
86,112	Limtre til fagverk	m3	18500	11 000	203 500 000
86,113	Levering av forbindelsesmidler til fagverk, inkl. samvirkeplate og tårnknutepunkt	tonn	2042	40 000	81 691 136
86,1312	Trykkimpregnering av limtre med kreosot	m3	18500	2 200	40 700 000
86,141	Transport og lagring av fagverk	m3	18500	200	3 700 000
86,142	Montering av fagverk	RS		20 000 000	20 000 000
	Uspesifisert (%)				59 291 243
	SUM ELEMENT				652 203 669
E	Utstyr				
87,14	Fuktisolering	m2	43750	320	14 000 000
87,15	Avrettingslag, bindelag og slitelag	tonn	8050	750	6 037 500
87,4	Fugekonstruksjoner	m	65	6 154	400 000
87,221	Kjørestert ytterrekkverk i stål	m	3500	3 000	10 500 000
87,222	Kjørestert mellomrekkverk i stål	m	7000	1 500	10 500 000
87,51	Enkle vannavløp	stk	140	1 500	210 000
87,381	Lagre viaduktspenn	stk	36	15 000	540 000
87,383	Lagre landkar	stk	4	15 000	60 000
	Uspesifisert (%)				4 224 750
	SUM ELEMENT				46 472 250
SUM ENTREPRISKOSTNAD KONSTRUKSJON					1 814 415 646
Entreprisekostnad per m^2 bru			0	m^2	31 902
Entreprisekostnad eksl. felleskostnader (Estimat for ANSLAG)					1 544 058 892
Estimat for ANSLAG per m^2 bru			0	m^2	27 148

Tabell 3 Kostnadsoverslag for Mjøsbrua i tre, del 2

4.14 Analyse og dimensjonering

For trebrua er det laget en globalmodell av hele Mjøsbrua i analyseprogrammet RM Bridge. Det er laget en detaljert modell der samtlige staver i fagverket er modellert. Fagverket er koblet til bruplata, som er modellert som en elementstreng, med fjærer i alle koblingspunkt. Ellers er fundamenter, søyler, tårn og skråstagkabler modellert. Randbetingelser for lagre er modellert som beskrevet i tegninger og i denne rapporten.

Fundamentene er modellert med en fjær med en stivhetsmatrise som input. Det er kjørt en lokal analyse av pelegrupper der enhetslaster er satt på. Deformasjonen i pelegruppen fra enhetslasten gir input til stivhetsmatrisen.

Globalanalysen tar hensyn til en antatt utbyggingsrekkefølge for brua som er beskrevet i kapittel 4.11. Globalanalysen skiller seg noe fra byggerekkefølgen vist i kapittel 4.11 da det for hovedspenn i globalanalysen er antatt at det støpes ut 5 meter av gangen og at 1 skråstag spennes opp for hver støpetappe.

Kryp er inkludert for både tre og betong. I tillegg er svinn inkludert for betong. Bidragene fra disse lastene inkluderes i lastkombineringen for hver etappe.

Fuktvariasjoner i trefagverket er ikke inkludert i analysen. Normalt vil fuktigheten i trefagverket synke noe når treet flyttes fra fabrikk til byggeplass. En reduksjon i fuktighetsinnholdet for treet vil vært gunstig for konstruksjonen da dette vil redusere tvangskreftene fra svinn i betongen på trefagverket. Det ble antatt at fuktighetsinnholdet i treet ikke varierer med årstidene da tverrsnittene er så store og treet har en treghet i forhold til å tilpasse seg det omkringliggende fuktighetsnivået.

Alle laster i NS-EN-1990 er inkludert i analysemodellen og kombinert opp til bruksgrensetilstanden og bruddgrensetilstanden.

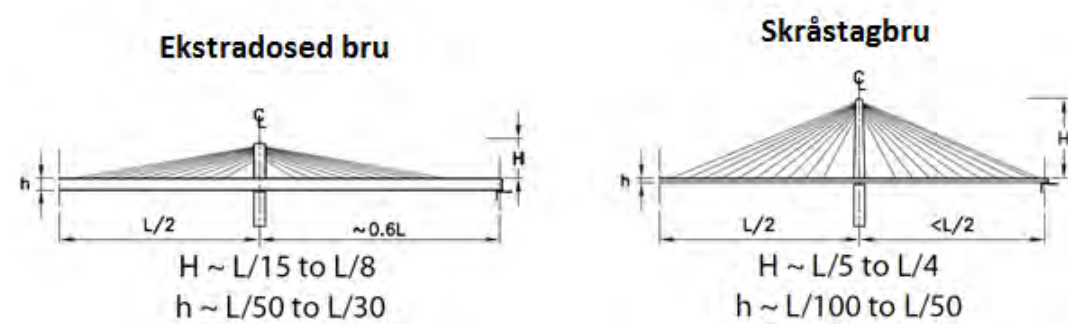
I forbindelse med analysearbeidet og dimensjoneringen ble flere alternative konstruksjonsløsninger vurdert før endelig løsning ble valgt. Blant konstruksjonselementer som ble vurdert er lager/monolittisk forbindelse mellom tårn og brubane akse 11-12, tårnsøyle med en eller to skiver, antall skråkabler, vinkel på skråkabler og forskjellige tverrsnittsdimensjoner.

5 BETONGBRU - REFERANSEALTERNATIVET

5.1 Utforming / arkitektur

Som et sammenligningsgrunnlag for Mjøsbru i tre ble også betongløsningen for Mjøsbrua videreutviklet. Betongalternativet, i likhet med trebrualternativet, består av fire hovedspenn, fem tårnakser og flere sidespenn på 70 meter. Spennvidden på hovedspennene er 138 meter. Dette er 18 meter lenger enn for trebrualternativet. Som for trebruløsningen er det valgt å benytte skråstagtårn og lange hovedspenn for å kunne redusere antall fundamenter i et område der vanndybden er stor og fundamenteringen så komplisert at dette er hensiktsmessig. Løsningen gjør også at brua framstår som et landemerke.

Betongbrua kan karakteriseres som en extradosed bru. Denne brutypen har store likhetstrekk med en skråstagbru. Forskjellen består i at en extradosed bru har mindre vinkel på stagene i forhold til horisontalplanet og større tverrsnittshøyde på brukassa. Resultatet av dette er en mere markant brukasse og lavere tårn.



Figur 56 Stagføring på ekstradose sammenlignet med skråstagbru

Betongalternativet er med sine tårnakser, hovedspenn og sidespenn på mange måter arkitektonisk likt trebrualternativet. Begge alternativene fremstår som gode estetiske løsninger.

Betongbrua er tilført egenart i forhold til trebrualternativet med større spennvidder, fem lavere tårn i hovedspennene, flere skråkabler og lavere byggehøyde på brukassa. Disse grepene åpner opp brukryssingen samtidig som det overliggende bæresystemet med kabler og tårn bidrar til en markant bruløsning og en positiv kjøreopplevelse på brua.

Med hensyn til veglinjen for betongbrua er det muligheter for optimalisering både for horisontalgeometrien og for vertikalgeometrien.

Løsningen fremstår som slank, flott og som et landemerke.

Oversiktsbilde fra sørvest:



Oversiktsbilde fra E6 Birisiden:



Under er vist tårnakser sett fra sør. Nedre del av tårnakser er to betongskiver som avsluttes med en monolitisk forbindelse med brubanen. Øvre del av tårn er tenkt utført i stål:



Sett fra akse 11 mot akse 23 med ståsted nord for brua:



Brua sett fra sør for akse 6 mot akse 1:



5.2 Drift og vedlikehold

Et hovedmål er å sikre en optimal konstruksjon med hensyn til drift og vedlikehold av bru som igjen fører til minimum livssyklus kostnader (LCC). Dette oppnås i prosjekteringen gjennom et fokus på utforming av detaljer og tilrettelegging av god tilkomst til alle bruas elementer for inspeksjon og vedlikeholdsarbeider samt god utførelse under bygging.

Betongbrualternativet er prosjektert for 100 års levetid med gjennomgående valg av robuste løsninger som gir minimalt med vedlikehold.

Tårn, skråstag, stålstaver osv. utføres i stål og vil være utsatt for korrosjon. Det vil være behov for å gjenta overflatebehandling av konstruksjonen i løpet av bruas levetid. I prosjekteringen vil det være fokus på detaljer og løsninger som minimerer slitasjen på overflatebehandlingen samt gir en enkel tilkomst til alle bruas elementer for vedlikeholdsarbeider.

Lager, fuger og andre elementer med forventet levetid på under 100 år utformes slik at de er enkle å bytte ut med minimale forstyrrelser for trafikken. For å sikre at levetidskostandene holdes lave er det nødvendig med inspeksjoner for tidlig å avdekke evt. defekte elementer eller elementer med behov for vedlikehold.

5.3 Klimagassregnskap

Klimagassberegningene er avgrenset til produksjon av materialer og transport av materialer til byggeplass.

Betongbrua gir et CO₂ utslipp lik 74 150 tonn som er 23 500 tonn mer enn trebrualternativet. Besparelsen i CO₂ for trebrua kommer i all hovedsak fra produksjonen av materialer til overbygningen der klimavennlig limtre erstatter steg og bunnplate i betong for betongbrua.

For tallene over er det regnet med en CO₂-lagring i limtreet lik 663 kg pr. m³.

Utslippsfaktorene for de enkelte materialene avhenger av graden av karbonatisering (betong), graden av CO₂-lagring (limtre), bruk av gjenvinnbart stål osv. Det er i klimarapporten sammenlignet tre ulike prinsipper der det er valgt forskjellige utslippsfaktorer for de forskjellige materialene. Differansen mellom betongbru og trebru forblir omtrent den samme for alle alternativene.

Klimagassregnskapet er vedlagt i vedlegg C.

5.4 Beskrivelse brukonstruksjonen

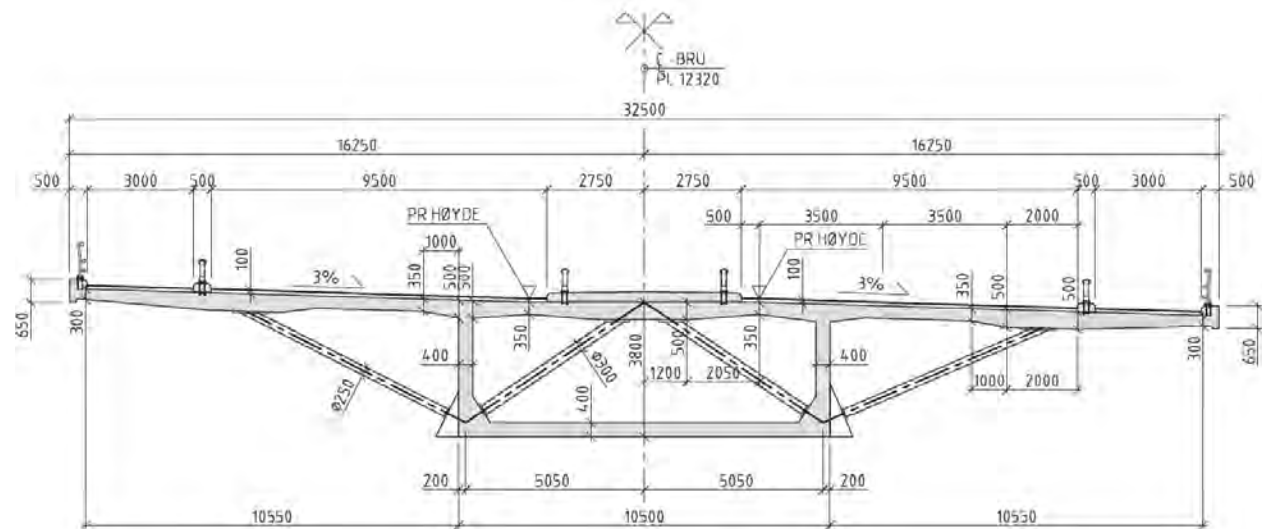
Brulengde:	1754m
Antall akser:	23
Lengde 4 hovedspenn:	138m
Lengde 18 sidespenn:	(55,5-70-...-70-41)m
Tårnhøyde over brubane:	32,7m
Tårndimensjon ved brubane (stål):	2 m x 4 m, tykkelse t = 60 mm
Søyler i tårnakser, to skiver (betong):	Tykkelse 1 m – 1,6 m x bredde 10,5 – 6 m
Søyler sidespenn:	Ø3,0 m
Overbygning:	Høyde = 4,1 m. Bredde = 32,5 m
Mengde betong i overbygning:	24,8 m ³ /m = 43 500 m ³ totalt
Mengde stål i overbygning: (stålstrevere)	0.83 tonn/m = 1460 tonn totalt
Feltbredde:	3,5m
Skulderbredde:	0,5m
Bredeutvidelse pga. kurve:	2,0m
Horisontalradius:	Rett – 2400 m – 910 m
Lengdefall:	+1,72 % til -2,9 %
Tverrfall:	3 % - 7 %

Det er frittstående direktefundamentert landkar i akse 1 og frittstående landkar i akse 23 fundamentert med utstøpte stålrørspeler til berg. Ett fundament er direktefundamentert, ellers er det fundamentert enten med utstøpte stålrørspeler til berg eller med utstøpte stålrørspeler som svevepeler. Bruoverbygningen er fastholdt ved samtlige tårnakser fra akse 11 til akse 15 mens det i akse 2 - 10 og akse 16 - 22 benyttes glidelager (sidestyling på ene siden). Det benyttes bevegesesfuge i begge landkarakser da brulengden er såpass stor at en fastholding av brua på kun en side ville gitt store utfordringer med å ta opp kreftene ved den fastholdte landkaraksen og med fugebevegelsen i den andre landkaraksen. Det ville også blitt store utfordringer pga. store bevegelser i tårnaksene.

Brukassa har en høyde på 4,1 m med typiske spennvidder i sidespenn på 70 m. Det er fem tårnakser der tårnet under bruoverbygningen er utformet i betong og tårnet over bruoverbygningen er utformet i stål. Hvert tårn har totalt 22 stag som bærer deler av hovedspennet.

5.5 Bruoverbygning

Bruoverbygningen består av et kassetverrsnitt i betong med utstikkende flenser på hver side som avstives med skrå sirkulære stålstaver med senteravstand på typisk 5 meter. Senteravstanden varierer noe da den er tilpasset forskjellige spennvidder og staginnfestingen i brukassa i hovedspenn. Også innvending i betongkassa er det skrå stålstaver. Dimensjonen og utformingen av disse er noe forskjellig ved staginnfestingen i brukassa i hovedspenn. Tverrsnittets midtdeler er 5500 mm bred. Denne bredden er styrt av bredden på det sentrisk plasserte tårnet. Midtdeleren støpes som en del av brutverrsnittet. Typiske tverrsnittsdimensjoner er vist på Figur 57.



Figur 57 Typisk tverrsnitt

Bruoverbygningen er monolittisk fra landkar akse 1 til landkar akse 23. Det vil si at det kun er fuge i akse 1 og akse 23. Tykkelsen på undergurt og steg økes mot alle akser pga. behov for større tverrsnittskapasitet. Økningen legges på innsiden av kassa slik at ytre dimensjoner er den samme i hele brulengden. Brukassa spennarmes i lengderetningen og tverretningen.

Det er antatt 100 mm asfalt på bruplata. Rekkverk på begge sider av kjøreretningen er lavt H2 rekkverk. Ytterside GS har et srosserekkverk.

5.6 Tårn og kabler



Figur 58 Tårnakser

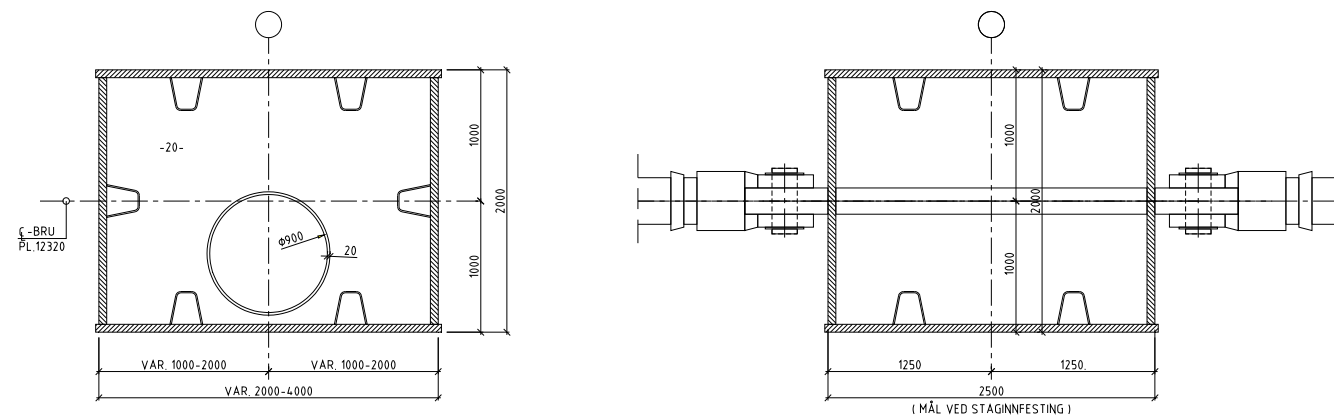
Også for betongalternativet var utformingen av tårnene både med hensyn på stivheter i fundamentene, stivhet i tårnet, og opplagerbetingelser mot bruoverbygningen utfordrende, og vil være ett viktig moment i en detaljeringsfase. Problemstillingene, som er beskrevet i kapittel 4.6, med deformasjoner fra temperatur og svinn som gir store skjærkrefter og problemstillingen rundt størrelse på lager gjelder også for betongalternativet.

Valgt løsning for betongalternativet ble derfor en monolittisk forbindelse mellom fundamentene og søyleskivene, søyleskivene og brukassa og mellom brukassa og ståltårnet. De to parallelle søyleskivene har en varierende bredde på 8 m ved fundamentet, 6 m under brukassa og 10,5 m i underkant brukasse. Tykkelsen er 1,0 m. Ståltårnet har konstant bredde på 2,0 m i tverretningen og varierende lengde i lengderetning bru på 4,0-2,0 m. Antatt ståltykkelse er 60 mm. I tillegg vil ståltårnet ha innvending avstivninger og forsterkninger ved kabelinnfestingene.

På hver side av ståltårnene er det antatt 11 stag med parallelle liner. Hvert stag består av 85 liner med diameter 15,7 mm som er korrosjonsbeskyttet med metallisering og individuelt omhylllet av et kontinuerlig tettsittende rør. Det benyttes et utvendig rør som omslutter alle linene. Stagene går parallelt fra brubanen opp til tårninnfestingen.

Adkomst til ståltårnet vil være fra dør i nivå med kjørebane. Det er antatt tverrskott i tårnet c/c 4,0 m slik at det kommer ett tverrskott for hver andre skråstagkabel som føres inn i tårnet. Kravet til mannhull i horisontale flater er ø900 eller 800 x 800 iht. HB V499 kapittel 7.2.8. Det foreslås mannhull ø900 mm i tverrskottene.

Kravet til fritt rom i tårnet er, iht. HB V499 kapittel 5.2.4.1, 1,0 x 2,0 m. Dette kravet er oppfylt i tårnene med unntak av ved passering av detaljer for staginnfesting. Kravet til mannhull, iht. HB V499 kapittel 7.2.8, er oppfylt ved passering av detaljer for staginnfesting.



Figur 59 Tverrsnitt av tårn ved tverrskott til venstre og ved innfesting av skråstagkabel til høyre

Ved innfesting av skråstagkabel er det valgt en gjennomgående stålplate som begge kabler festes i da dette gir en direkte kraftoverføring mellom de to kablene.

Kreftene fra skråstagskablene kunne alternativt hvert ført ut til tårnets sidevegger ved innfestingen. Det ville da vært behov for lokale bjelker bak skråstuginnfestingene.

5.7 Søyler sidespenn

I hver av aksene i sidespenn er det to sirkulære betongsøyler med ytre diameter på 3,0 m. Søylene er monolittisk forbundet mot fundamentene i kote +118 og i toppen mot brukassa er det ett allsidig bevegelig lager og ett ensidig bevegelig lager med fri bevegelse i lengderetning bru. Dimensjonen på søylene styres av lagerplassering og muligheten for jekking ved utskifting av lager.



Figur 60 Søyler i sidespenn

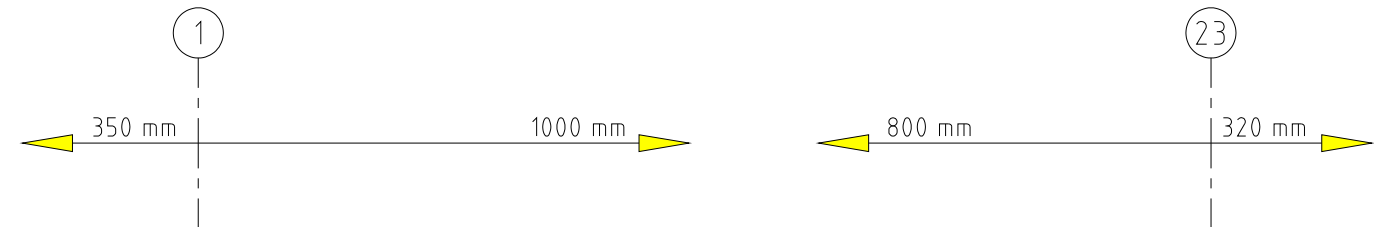
5.8 Fuger og lager

5.8.1 Beskrivelse

Det er antatt glidelager, ett ensidig og ett allsidig i hver akse, unntatt tårnaksene 11 til 15 hvor det er antatt en monolittisk forbindelse mellom tårn og bruoverbygning. Brua har fuger i akse 1 og akse 23.

5.8.2 Fuger

Da det er store fugebevegelser både i akse 1 og akse 23 er det antatt lamellfuger i begge akser. Det er noe større fugebevegelser i akse 1 enn i akse 23, dette skyldes at akse 1 ligger noe lenger fra bevegelsesnullpunktet som er ca. i akse 13, som er midtre tårnakse.



Figur 61 Fugebevegelse i akse 1 og akse 23

5.8.3 Lager for sidespenn

Lagre monteres med glideplate på bruoverbygning.

Typiske laster i sidespenn er:

Aksiallast (Bruddgrense): 15 MN – 42 MN

Tverrkraft (Bruddgrense): $\pm 1,3$ MN

Friksjonskraft i langsretning: 0,9 MN

Lagrene må i varierende grad ta bevegelser avhengig av hvor langt unna bevegelsesnullpunktet (ca. akse 13) de er plassert. For lagre på landkar er nødvendig bevegelseskapasitet gitt i Figur 61.

5.9 Landkar

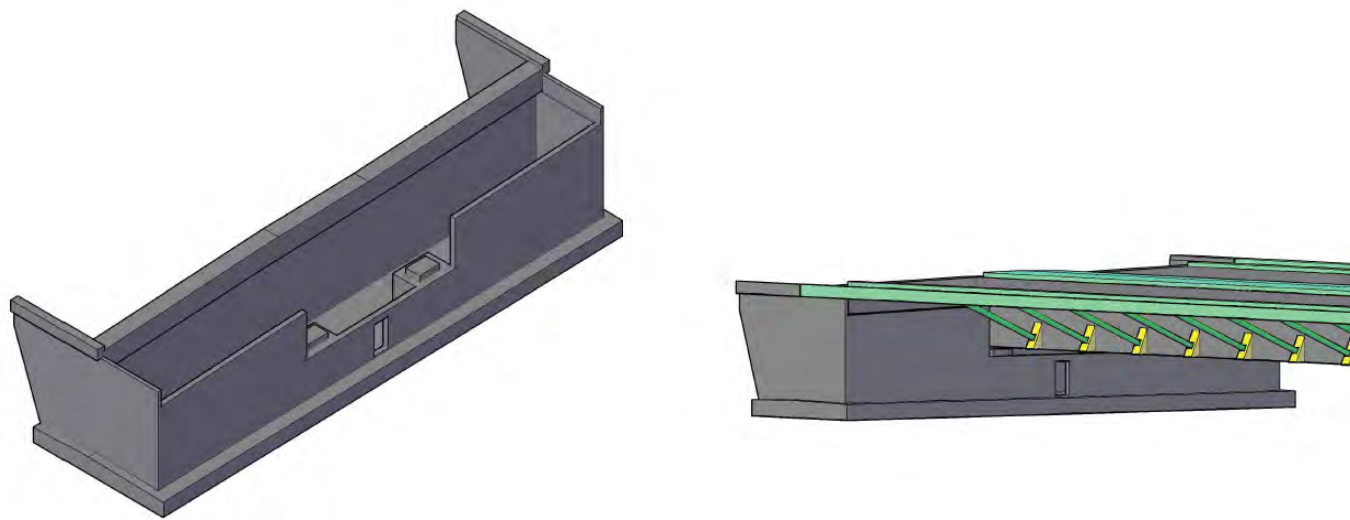
Landkar med peler til berg:

Akse 23
15 stk. ø913 x 20mm

5.9.1 Beskrivelse

Det etableres landkar i akse 1 og akse 23 på brua. Landkaret i akse 1 er fundamentert på berg mens landkaret i akse 23 fundamenteres på utstøpte stålørspeler. I overgangen mellom bruplata og landkaret etableres det en fuge som skal være dimensjonert for å ta opp horisontalforskyvningen av brua.

Inspeksjon av fugene utføres fra innsiden av landkaret. Størrelse, adkomst og størrelse på inspeksjonsrom er iht. Statens vegvesens håndbøker. Brukassa opplagres på to lager. Et allsidig bevegelig og ett ensidig bevegelig lager.



Figur 62 Landkar akse 1 vist med og uten overbygning. Tilsvarende løsning i akse 23.

5.9.2 Pilgrimsleden

Underkant overbygning for betongbrua ligger på ca. kote +130 der pilgrimsleden går i dag. Pilgrimsleden ligger på ca. kote +127,5 i området under brukassa ved akse 2. Pilgrimsleden må flyttes til siden for akse 2, men det er ikke nødvendig med større tilpasninger i terrenget for at pilgrimsleden skal kunne føres under betongoverbygningen med tilstrekkelig frihøyde.

5.9.3 Fundamentering av landkar

Eksisterende terreng ved landkar akse 1 ligger på ca. kote +127. Landkaret direktefundamenteres på kote +125,8.

Ved landkarakse 23 er det foreslått etablert en større fylling som gjør det mulig å lande brua. Fyllingen etableres på eksisterende terreng som har en avstand til berg på ca. 10 m. Fyllingen er antatt å ha en høyde på ca. 18 m og landkaret fundamenteres på ca. kote +128. En fylling med en slik høyde må etableres lagvis med god komprimering for hvert lag som etableres, men fyllingen vil fortsatt ha setninger etter at den er etablert. For landkarakse 23 er det derfor foreslått å benytte utstøpte stålørspeler til berg.

5.10 Fundamentering

5.10.1 Beskrivelse

Det vises til kapittel 3 hvor prinsippene for fundamenteringen er beskrevet.

Mjøsbrua i betong har totalt 23 akser med antatt fundamentering med stålrørspeler i 21 akser. Vanndypet er for sidespennene 0 – 35 m, mens det for hovedspennene er et vanndyp på 50 - 70 m. For pelegrupper på så store vanndyp er det nødvendig med en viss peledimensjon for å unngå utknekkning av enkeltpeler. Det foreslås å bruke følgende dimensjoner på stålrørspeler:

Ved peler til berg: ø913 x 20mm

Ved svevepeler: ø1220 x 22mm
 ø1420 x 22mm

For store vanndyp brukes senkekasser for å stive av pelene slik at de samme peledimensjonene kan brukes som for moderate vanndyp, se kapittel 3.4. For svevepeler antas det en innrammingslengde i løsmasser på ca. 35 - 40 m.

Stålrørspelene armeres og støpes ut tørt med betong. I beregningene er ikke stålrøret medtatt ved kontroll av tverrsnittets kapasitet iht. HB 499 5.9.5.2.2.

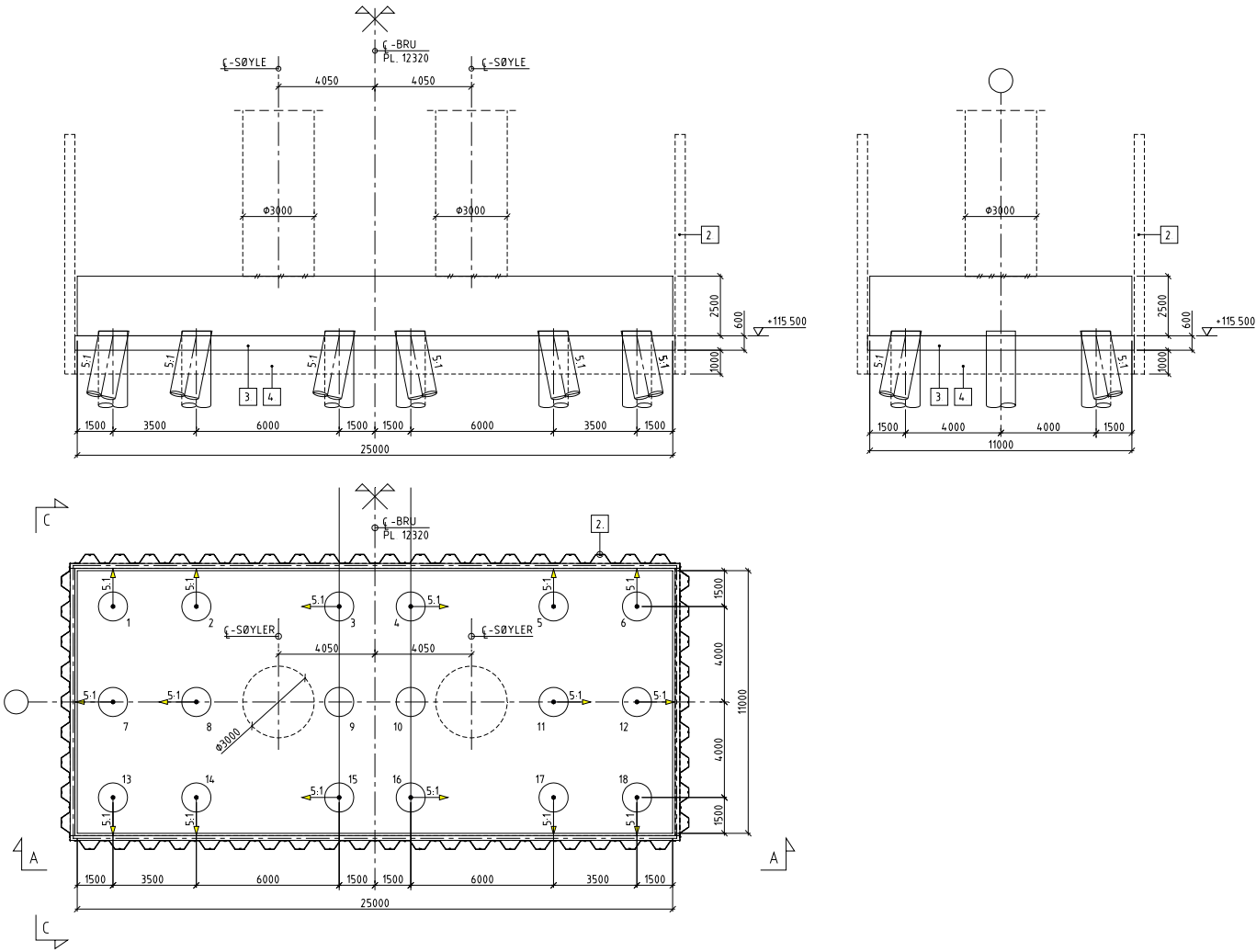
5.10.2 Fundamenter for moderate vanndyp

Alle fundamenter i sidespenn er antatt fundamentert på moderate vanndyp. Ett fundament direktefundamenteres, mens de resterende fundamentene i sidespenn enten fundamenteres med peler til berg eller med svevepeler. For fundamentene med stålrørspeler foreslås 4 peler i hver retning med helning 5:1 og 2 vertikale peler. Størrelsen på fundamentet og plassering og helning på pelene er lik uavhengig om det er peler til berg eller svevepeler.

Fundament i sidespenn, direktefundamentert: Akse 2

Fundament i sidespenn med svevepeler: 8 stk. (akse 5, akse 8-10 og akse 16-19)
 18 stk. ø1220 x 22mm pr. fundament

Fundament i sidespenn med peler til berg: 7 stk. (akse 3, 4, 6, 7 og akse 20-22)
 18 stk. ø913 x 20mm pr. fundament



Figur 63 Plan og oppriss av pelefundament i sidespenn

Se kapittel 3.3 for mer utdypende informasjon om fundamenter på moderate vanndyp.

5.10.3 Fundamenter for store vanddyp

Senkekasser med svevepeler:

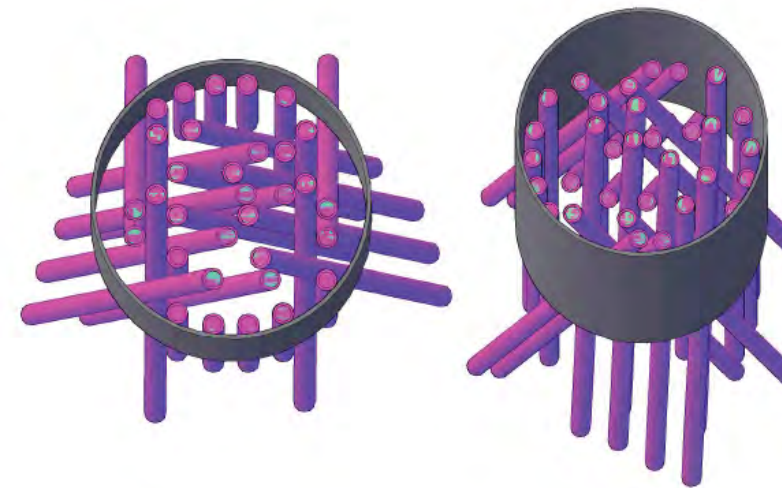
5 stk. (alle tårnakser akse 12-16)

Totalt 32 peler hvorav:

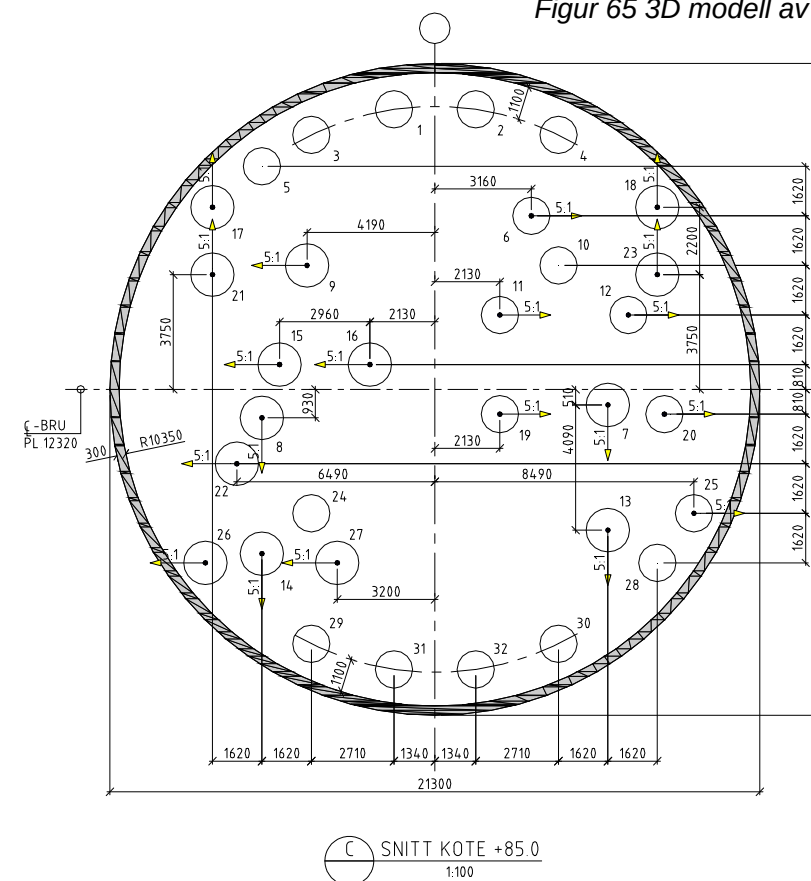
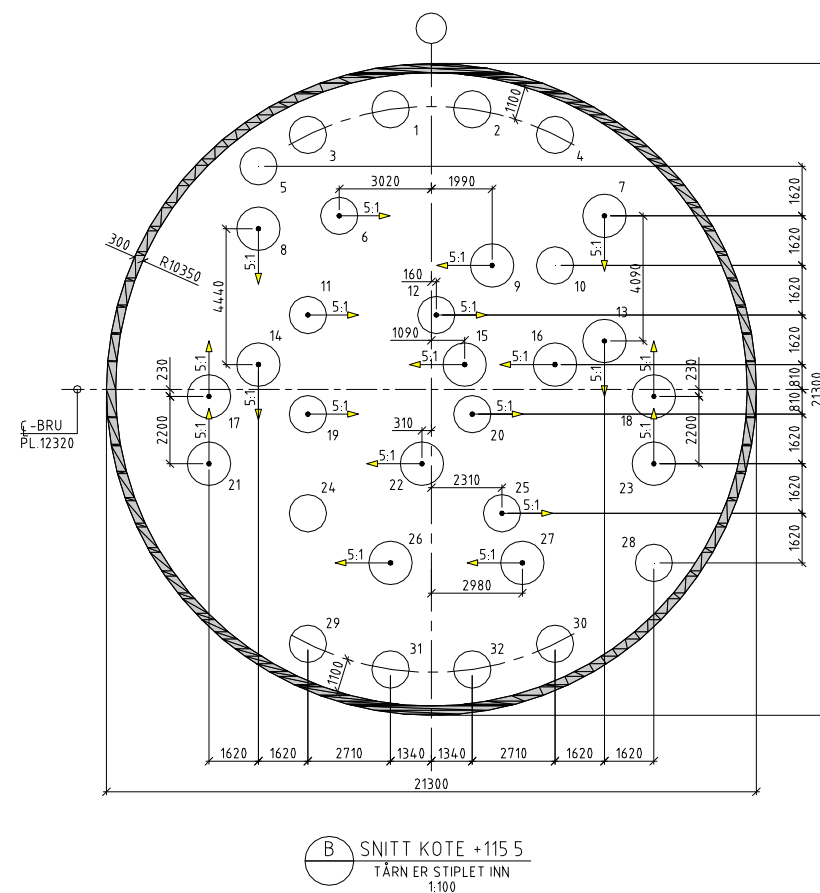
18 stk. $\varnothing 1220 \times 22\text{mm}$ pr. fundament14 stk. $\varnothing 1420 \times 22\text{mm}$ pr. fundament

Dypvannsfundamentene utføres med senkekasser som fastholding for pelene samt som forskaling for fundamentplaten. Senkekassene kan bygges delvis på land eller på lekter og delvis flytende.

Se kapittel 3.4 for mer utdypende informasjon om fundamenter på store vanddyp.



Figur 65 3D modell av senkekasse med peler

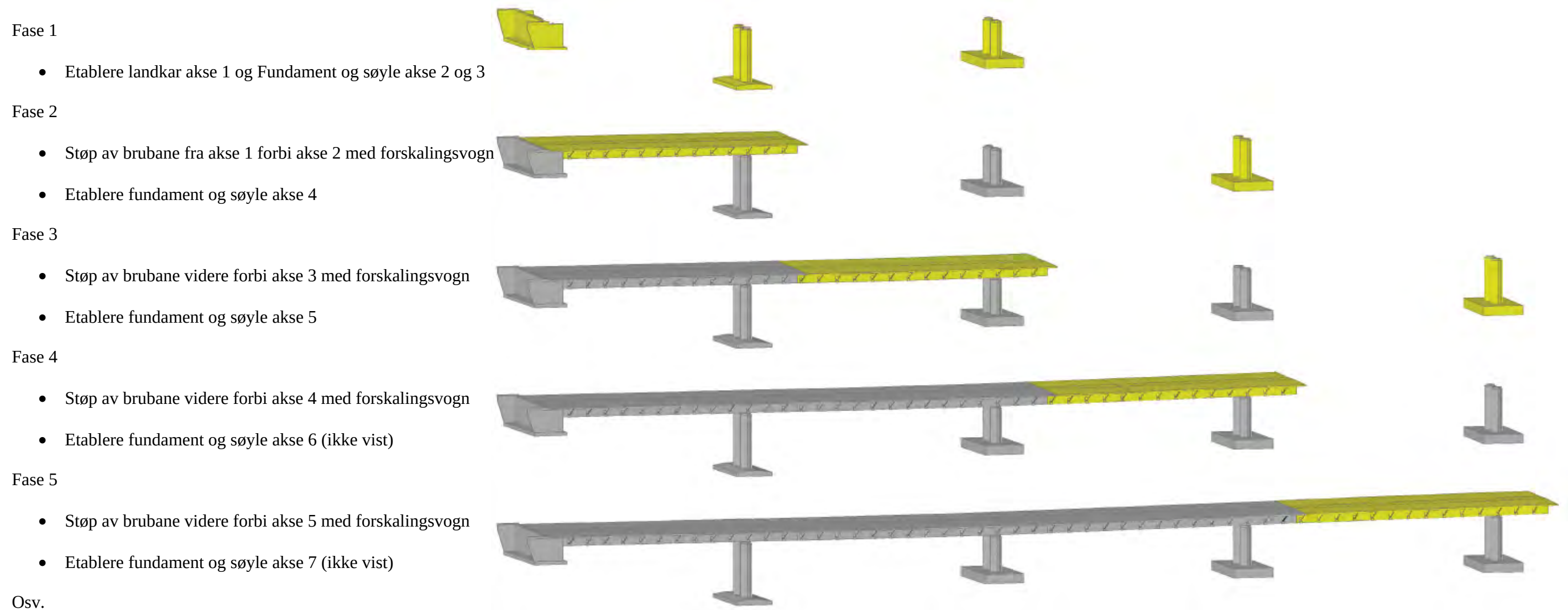


Figur 64 Snitt i UK pelehode (+115,5) og i UK senkekasse (+85,0)

5.11 Byggemetoder

Peler, senkekasser og fundamenter bygges på samme måte som for trealternativet.

Sidespennene bygges ved hjelp av en forskalingsvogn som gir mulighet for støp av 70 meter av bruoverbygningen mellom hver gang vognen flyttes fram. Forskalingsvogna antas opplagret i fremkant av bruoverbygningen 15 m fra akse og på søylen i neste akse. Se figur for prinsipp av byggemetode:



Figur 66 Byggeetapper for sidespenn

Hovedspennene bygges etter fritt-frambygg prinsippet. Det vil si at det er behov for minst 2 forskalingsvogner. En på hver side av tårnaksen. De første 12.5 m ut fra tårnaksene bygges med reis fra fundamentet i aksen før forskalingsvognene monteres. Det antas at 5 meter av bruoverbygningen på hver side av tårnaksen støpes, forspennes og skråkabel monteres før forskalingsvognene flyttes ut.

Fase 1

- Etablere fundamenter

Fase 2

- Etablere betongtårn

Fase 3

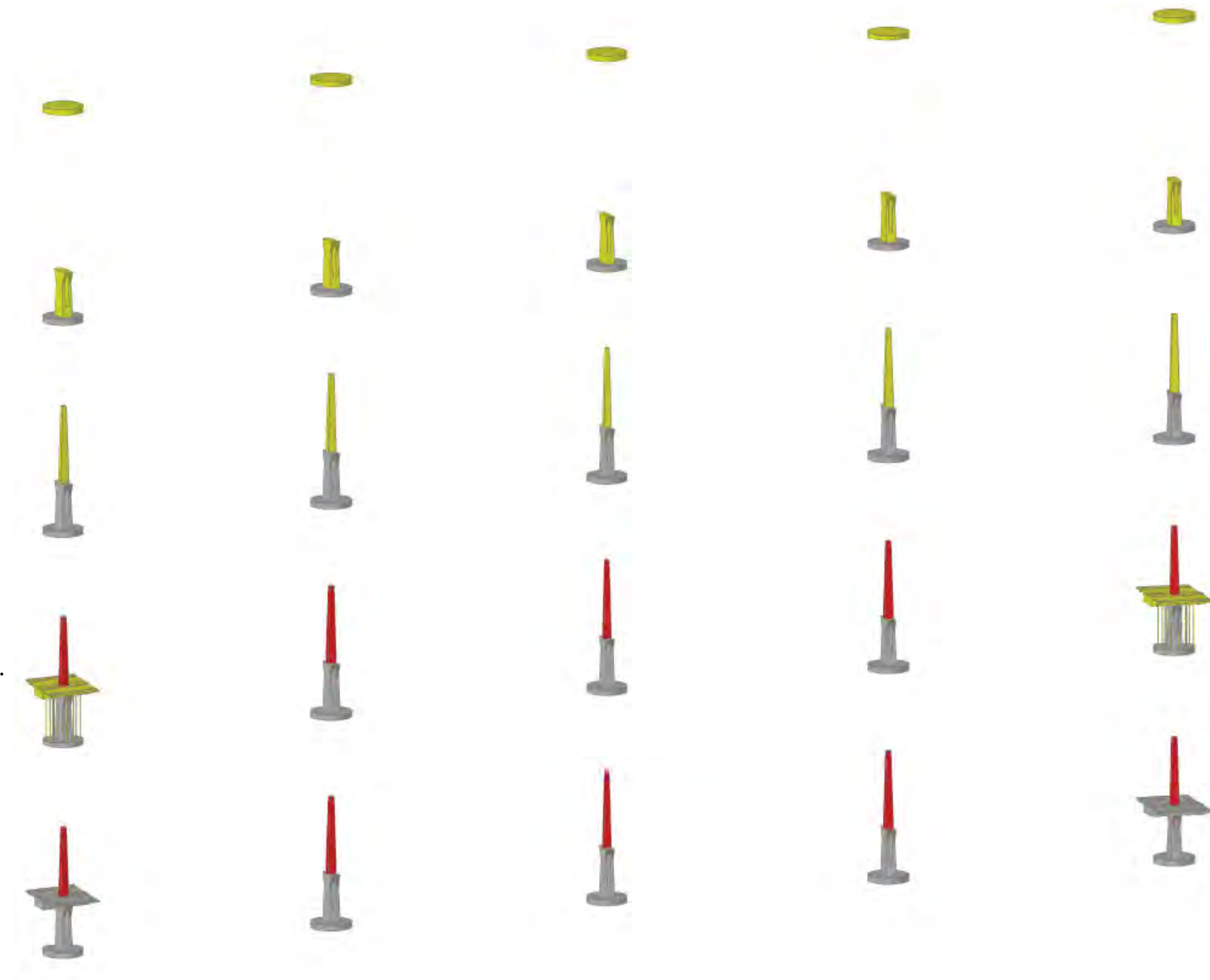
- Montere stål tårn

Fase 4

- Støp av bruoverbygning starter i to tårnaker samtidig.
- Det benyttes stillas reist fra fundamentene for første støp av bruoverbygning.

Fase 5

- oppspenning av extradosed-stag
- demontering av stillas



Se Figur 68 for videre faser.

Figur 67 Byggeetapper for hovedspenn, del 1

Fase 6

- Støp av 5 m seksjoner av bruoverbygning på begge sider av tårn ved hjelp av forskalingsvogn



Fase 6

Fase 7

- Støp av 5 m seksjoner av bruoverbygning på begge sider av tårn ved hjelp av forskalingsvogn



Fase 7

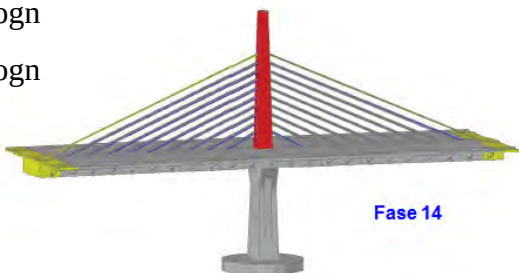
Osv.

Fase 14 - Støp av 5 m seksjoner av bruoverbygning på begge sider av tårn ved hjelp av forskalingsvogn

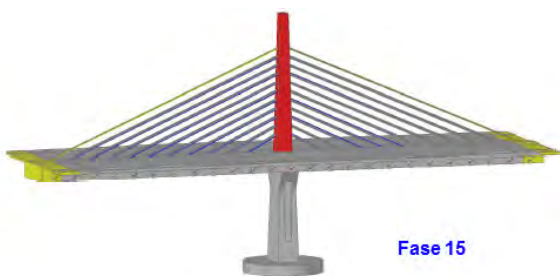
Fase 15 - Støp av 5 m seksjoner av bruoverbygning på begge sider av tårn ved hjelp av forskalingsvogn

Fase 16 - Ferdigstille bruoverbygning på nabotårn

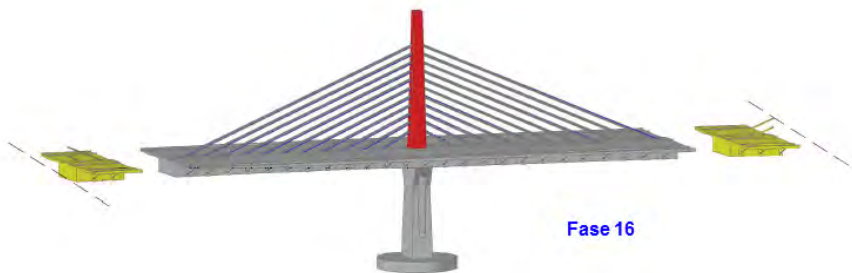
Fase 17 - Etablere kontinuitet i bruoverbygning mot nabotårn



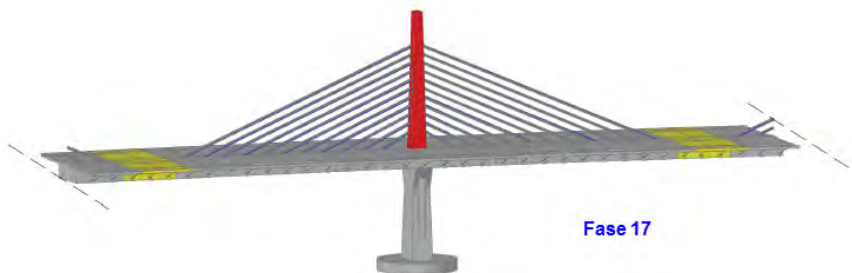
Fase 14



Fase 15



Fase 16



Fase 17

Figur 68 Byggeetapper for hovedspenn, del 2. Fase 6 øverst til venstre, fase 17 nederst til høyre.

5.12 Fremdriftsplan / byggetid

Det er utarbeidet et utkast til en fremdriftsplan for bygging av Mjøsbrua i betong. Følgende forutsetninger er lagt til grunn for denne planen:

- Byggestart er satt til 02.01.2018. Tidspunktet er tilfeldig valgt.
- Det er satt av ca. 7 måneder for innkjøp av stålrør til peler. Dette er tiden fra kontraktsinngåelse til 1'ste pel kan rammes.
- Det tar 2 dager å installere en enkelt pel. Dette kan kanskje være noe optimistisk.
- 2 pelerigger arbeider på anlegget samtidig
- 1 forskalingsvogn for brudekket for sidespenn.
- 2 par forskalingsvogner benyttes for hovedspennene slik at arbeid kan pågå på to tårn samtidig.

Det er pelearbeidene som er på kritisk linje for byggetiden. Det er derfor antatt bruk av bobleanlegg og isbryter ved behov for å muliggjøre pelearbeider året rundt.

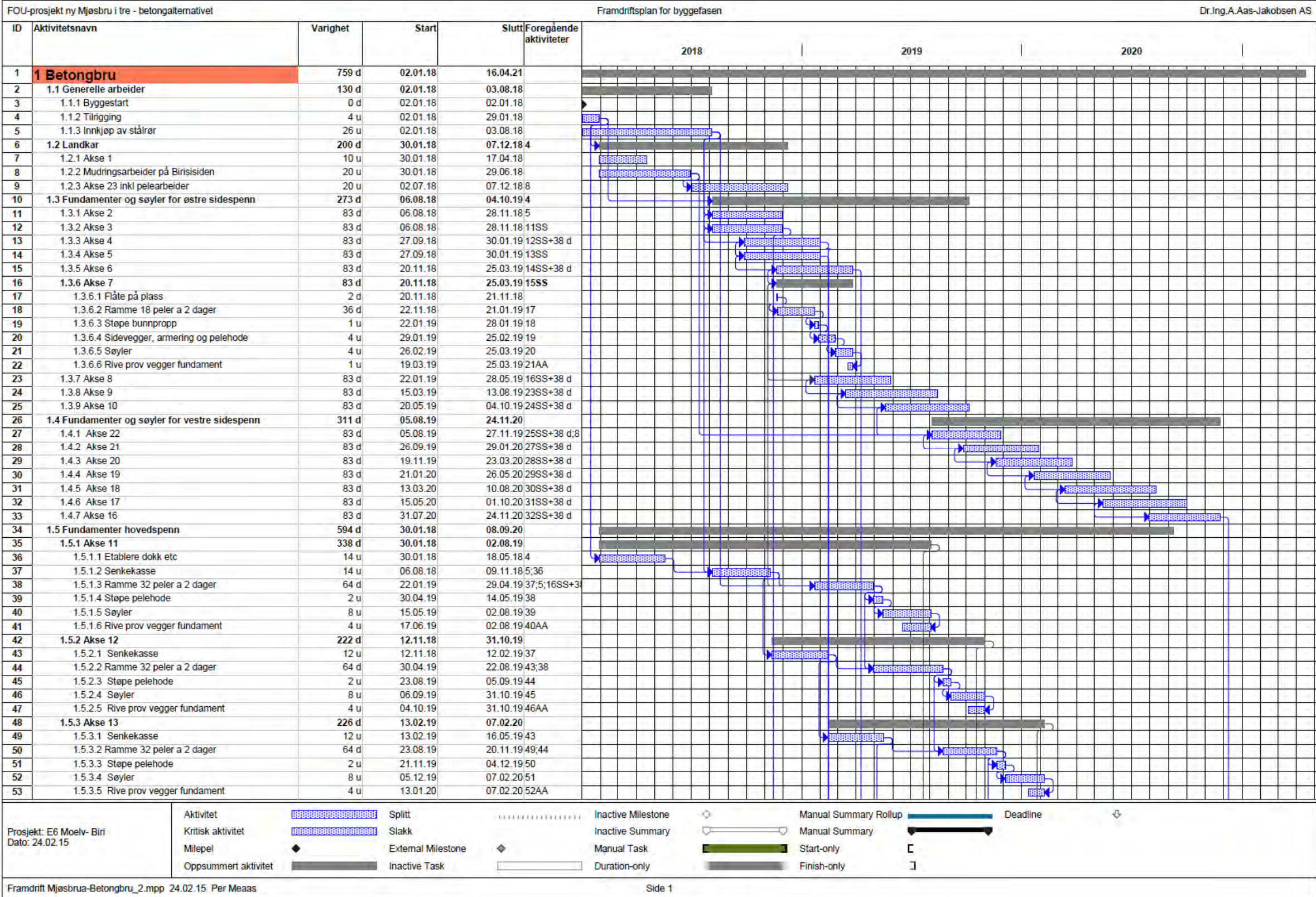
Arbeidet med bruoverbygningen er ikke på kritisk linje forutsatt at ett sidespenn kan etableres på 28 dager. Tilsvarende kan ett hovedspenn bygges på 23 uker som antas romslig tid.

Bygging av senkekassene for fundamentene i tårnaksene er heller ikke på kritisk linje.

Byggetid for betongbrua er estimert til **3 år 3,5 måned** med disse forutsetningene.

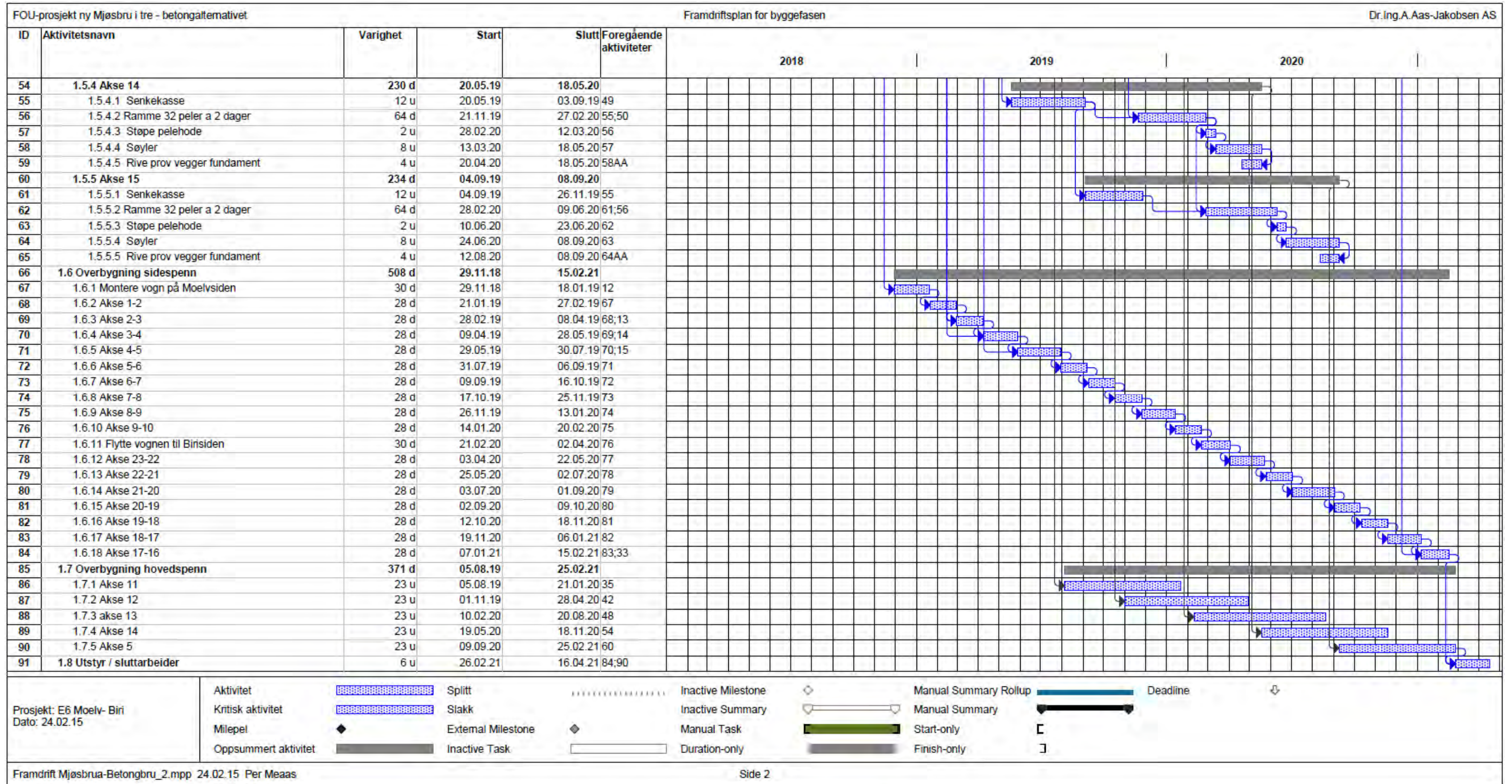
For detaljert fremdriftsplan, se de neste sidene.

FoU-prosjekt: Ny firefelts Mjøsbru i tre



Figur 69 Fremdriftsplan for betongbru, del 1

FoU-prosjekt: Ny firefelts Mjøsbru i tre



Figur 70 Fremdriftsplan for betongbru, del 2

5.13 Kostnader

I tabellen under er entreprisekostnaden for betongbrualternativet for Mjøsbrua beregnet overslagsmessig. Det er benyttet samme fremgangsmåte ved beregninger av mengder samt de samme enhetsprisene for både for betongbru og trebru. Entreprisekostnad for Mjøsbrua i betong er 1,72 milliarder kroner.

FORPROSJEKT					
MJØSBRUA SOM SKRÅSTAGBRU I BETONG					
OPPSUMMERING PROSESSER					
Kommentarer:					
Basert på tegning er fra 13.03.2015					
Alle lagre gitt fastlagerpris (=maxpris)					
Post		Enhet	Mengde	Enh. Pris	Pris
A	Felleskostnader				
12-18	% av øvrig		20		287 300 356
C.1	Landkar				
81,1	Gravearbeider over vann (inkl. senking av terreng akse 1-2)	m3	4 975	200	995 000
81,6	Utlekking av masser over vann	m3	3 400	300	1 020 000
81,69	Isolasjon, avrettingslag, magerbetong	m2	835	350	292 250
83,1	Stålrørspeler (akse 23)	m	315	9 700	3 055 500
84,213	Forskaling landkar	m2	2 252	900	2 026 485
84,31	Armering kamstål B500 NC	tonn	253	15 000	3 795 228
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong	m3	1 265	1 500	1 897 614
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	655	150	98 307
	Uspesifisert (%)		10		1 318 038
	SUM ELEMENT				14 498 422
C.21	Pilar (Direktefundamentert) - Akse 2				
81,1	Gravearbeider over vann	m3	2 175	200	435 000
81,3	Gravearbeider under vann	m3	2 700	400	1 080 000
81,6	Utlekking av masser over vann	m3	2 175	300	652 500
81,741	Avrettingslag under vann	m2	198	1 000	198 090
81,7	Utlekking av masser under vann	m3	1 000	500	500 000
82,2	Sprengning/demolering under vann	m3	1 035	1 000	1 035 000
84,213	Forskaling søyler	m2	222	1 000	222 406
84,28	Forskaling fundamenter under vann	m2	108	600	64 800
84,318	Armering kamstål B500 NC fundament	tonn	68	15 000	1 020 600
84,319	Armering kamstål B500 NC søyle	tonn	25	15 000	375 310
84,352	Tillegg for armering under vann	tonn	68	3 000	204 120
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong (søyler)	m3	167	1 500	250 207
84,431	Undervannsstøp med AUV-betong (fundament)	m3	340	3 000	1 020 600
	Uspesifisert (%)		10		705 863
	SUM ELEMENT				7 764 496
C.22	Pilar (Typisk fundament på stålrørspeler) - 15 fundament				
83,21	Stålrørspeler inkl. betong og armering Ø913	m	3 902	14 000	54 633 600
83,22	Stålrørspeler inkl. betong og armering Ø1220	m	10 093	18 500	186 713 100
83,6	Midlertidig spunt for tørrstøp av fundament	m2	10 800	2 000	21 600 000
84,211	Forskaling fundament	m2	2 700	600	1 620 000
84,213	Forskaling søyler	m2	4 992	1 000	4 992 343
84,31	Armering kamstål B500 NC - Fundament og søyler	tonn	2 460	15 000	36 898 987
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong - Fundament og søyler	m3	14 057	2 000	28 113 514
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	4 125	150	618 750
	Uspesifisert (%)		10		33 519 029
	SUM ELEMENT				368 709 323

Tabell 4 Kostnadsoverslag for betongbrua, del 1

Kostnadene beregnes på følgende måte: Brua deles inn i sine enkelte elementer slik som landkar, pilarer, osv. For hver av disse beregnes mengder for alle vesentlige poster slik som betong, armering o.lign. og kostnaden for disse beregnes ved hjelp av enhetspriser som er hentet fra erfaringsdata. I tillegg er det tatt med en post kalt «uspesifisert». Denne posten dekker en rekke mindre bidrag som en erfaringsmessig vet at

en ikke vil få med seg på dette detaljeringsnivået. Elementet «Felleskostnader» omfatter hovedsakelig entreprenørens rigg og administrasjonskostnader.

Kostnadsoppsettet og enhetsprisene er i hovedsak de samme som ble benyttet i Anslaget avholdt 9. nov. 2015.

FoU-prosjekt: Ny firefelts Mjøsbru i tre

C.23	Pilar (Dypvannsfundament på stålrørspeler) - 5 fundament				
	<i>Inkludert betongdel av tårn</i>				
83,21	Stålrørspeler Ø1220	m	8 381	18 500	155 044 800
83,22	Stålrørspeler Ø1420	m	6 518	21 000	136 886 400
84,211	Forskaling fundamenter og senkekaske	m2	26 758	800	21 406 404
84,213	Forskaling tårnsøyler	m2	4 042	1 000	4 042 398
84,31	Armering kamstål B500 NC - Fundament inkl. senkekaske, peler og søyler	tonn	2 308	15 000	34 626 390
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong - Fundament inkl. senkekaske og søyler	m3	13 191	2 000	26 382 012
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	5 345	150	801 736
84,9	Tilleggskostnader forbundet med støp og plassering av senkekaske	stk	5	5 000 000	25 000 000
	Uspesifisert (%)		10		40 419 014
	SUM ELEMENT				444 609 154
C.3	Tårn				
85,1	Levering av stålmaterieler	tonn	770	17 000	13 090 000
85,2	Bearbeiding og sammenføyning av ståldeler	tonn	770	15 000	11 550 000
85,3	Overflatebehandling av stålkonstruksjoner	m2	1 635	1 200	1 962 000
85,4	Transport og montasje av stålkonstruksjoner	tonn	770	10 000	7 700 000
85,8	Midlertidige søyler ved tårn	stk	20	100000	2 000 000
	Uspesifisert (%)		10		3 630 200
	SUM ELEMENT				39 932 200
D.1	Bruoverbygning				
84,141	Frittstående stillas for sidespenn	RS	1	30 000 000	30 000 000
84,141	Frittstående stillas for hovedspenn	RS	1	20 000 000	20 000 000
84,2135	Forskaling bruoverbygning	m2	109204	500	54 602 020
84,261	Tillegg for forskaling av spesiell konstruksjonsdetaljer	m	1754	750	1 315 500
84,31	Armering kamstål B500 NC	tonn	7843	15 000	117 647 640
84,371	Spennarmering i tverretning.	mMN	66125	200	13 224 960
84,372	Spennarmering i lengderetning	mMN	207 633	200	41 526 600
84,3717	Aktive/passive forankringer	stk	4052	2 500	10 130 000
84,41	Betongstøp over vann, normalvektsbetong	m3	43573	1 500	65 359 800
84,5	Behandling av fersk og herdnet betong	m2	75773	150	11 365 920
85,5	Stålstrevere cc5m	tonn	1458	30 000	43 726 619
85,6	Levering av brukabler	tonn	391	75 000	29 340 450
85,7	Transport og montering av brukabler	tonn	391	75 000	29 340 450
	Uspesifisert (%)		10		46 757 996
	SUM ELEMENT				514 337 955
E	Utstyr				
87,14	Fuktisolering	m2	43850	320	14 032 000
87,15	Avrettingslag, bindelag og slitelag	tonn	8068	750	6 051 300
87,4	Fugekonstruksjoner	m	65	6 154	400 000
87,221	Kjøresterkt ytterrekkverk i stål	m	3508	3 000	10 524 000
87,222	Kjøresterkt mellomrekkverk i stål	m	7016	1 500	10 524 000
87,51	Enkle vannavløp	stk	140	1 500	210 000
87,381	Lagre viaduktspenn	stk	32	19 000	608 000
87,383	Lagre landkar	stk	4	15 000	60 000
	Uspesifisert (%)		10		4 240 930
	SUM ELEMENT				46 650 230
SUM ENTREPRISKOSTNAD KONSTRUKSJON					1 723 802 136
Entrepisekostnad per m^2 bru			0	m^2	30 239
Entrepisekostnad eksl. felleskostnader (Estimat for ANSLAG)					1 436 501 780
Estimat for ANSLAG per m^2 bru			0	m^2	25 200

Tabell 5 Kostnadsoverslag for betongbrua, del 2

5.14 Analyse og dimensjonering

For betongbrua er det etablert en globalmodell av hele Mjøsbrua i analyseprogrammet NovaFrame. Det er laget en detaljert modell der overbygningen er modellert som en streng med bjelkeelementer. Søylar, tårn og extradosed-kabler er også inkludert. Randbetingelser benyttet på globalmodellen er iht. valgte lagere og fundamenter. Fundamentene er modellert med en fjær med en stivhetsmatrise som input. Det er kjørt en lokal analyse av pelegrupper der enhetslaster er satt på. Deformasjonen i pelegruppen fra enhetslasten gir input til stivhetsmatrisen.

Globalanalysen tar hensyn til en antatt utbyggingsrekkefølge for brua som er beskrevet i kapittel 5.11.

Alle laster iht. NS-EN-1990 er inkludert i analysemodellen og kombinert opp til bruksgrensetilstanden og bruddgrensetilstanden for videre dimensjonering.

Antatt kritiske snitt i brukassa, søylar, tårn, kablar og andre konstruksjonselementer er dimensjonert i Nova Design eller ved hjelp andre håndberegninger.

I forbindelse med analysearbeidet og dimensjonering ble flere alternative konstruksjonsløsninger vurdert, før endelig løsning ble valgt. Blant konstruksjonselementer som ble vurdert er lager/monolittisk forbindelse mellom tårn og brubane akse 11-15, tårnsøyle med en eller to skiver, antall skråkablar fra 9-11, vinkel på skråkablar fra 21-28 grader, kassebredde fra 9,5-10,5 m, type og mengde spennarmering i kassa. I tillegg ble forskjellige tverrsnittsdimensjoner vurdert.

6 PILOTPROSJEKT DOKSRUD BRU

Parallelt med dette utredningsarbeidet ble det laget et forprosjekt for Doksrud bru, på Rv3/25 i Hedmark, som ble vurdert til å være et pilotprosjekt for Mjøsbrua i tre, og hvor konstruksjonsløsningen styres av et ønske om å skaffe seg erfaring innen flest mulig av de problemstillingene en Mjøsbru i tre vil gi.

Dersom en fant et egnet brusted for å bygge et pilotprosjekt ønsket man i prioritert rekkefølge å teste løsningene for:

1. Store tretverrsnitt med stavkrefter som tilsvarer Mjøsbrua
2. Knutepunkter for store tretverrsnitt med slisseplater og bolter
3. Tre – stål – betong – forbindelsen: Trefagverk opp mot bruplatten
4. Bruplate tilsvarende den vi tenker oss på Mjøsbrua
5. Opplegg på litt store lagre, men ikke nødvendigvis V-formede søyler

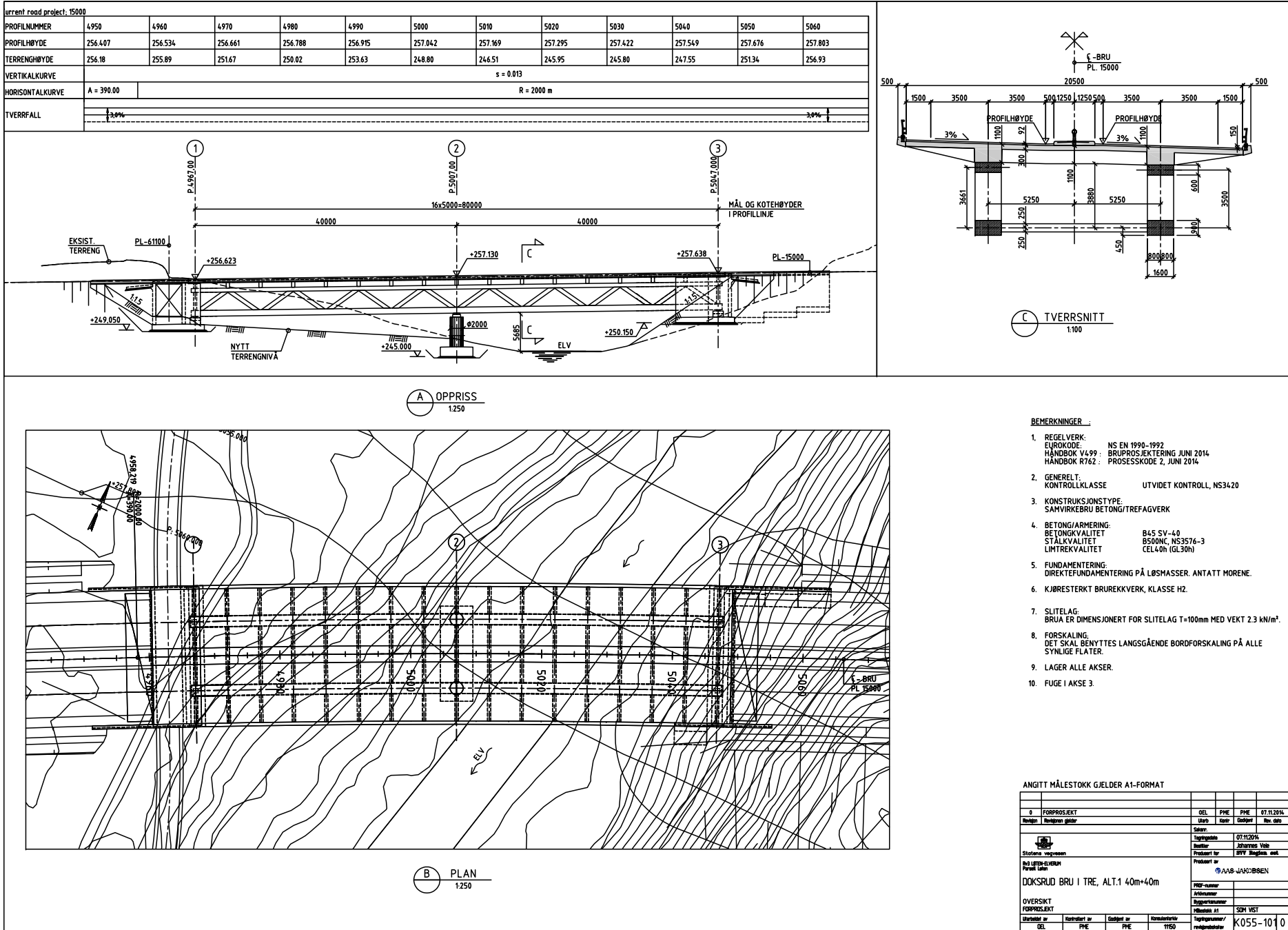
Doksrud bru ble ikke bygget som et pilotprosjekt for Mjøsbrua. Hovedårsaken til dette var at regjeringen valgte å bygge parsellen, som inkluderte Doksrud bru, som et OPS-prosjekt.

I en OPS-modell er det det private OPS-selskapet som har byggherrerollen, utfører prosjektering og tar ansvar for bygging, finansiering, drift og vedlikehold i en definert periode. Arbeidsgruppen for Mjøsbrua i tre anså det som lite hensiktsmessig å forsøke å inkludere Doksrud bru som et pilotprosjekt i et OPS-prosjekt da OPS-modellen anses som lite egnet for prosjekter av denne typen.

Se kapittel 6.1 for informasjon om Norsenga bru som når den er ferdig vil være den fagverksbrua med de største dimensjonene bygget til nå.

For Doksrud bru vurderte man 2 alternativer for brukrysning. Disse er vist på de neste sidene:

Alternativ 1: Tospenns bru med spennvidder 2 x 40 m. En slik bruløsning gjør at man får testet ut tverrsnitt og løsninger for samme endespenn som foreslått for Mjøsbrua i tre. Ut i fra kostnadsoverslaget er brualternativet noe dyrere enn betongalternativet som opprinnelig var foreslått for krysningen i forprosjektrapporten for Rv3/25.



[illegible]

6.1 Norsenga bru

Selv om ikke Doksrud bru ble bygget i tre er det andre trebruprosjekter som nå bygges der man benytter seg av store tverrsnittsdimensjoner og store fagverkshøyder. Norsenga bru, som prosjekteres av Sweco for Statens vegvesen, er det største og groveste fagverket bygget i Norge fram til nå.

Nye Norsenga bru er en del av oppgraderingen av E 16 ved Kongsvinger forbi tømmerterminalen. Dagens kryssing har for liten bærekapasitet for ønsket tømmertransport og har ingen føring for gang- og sykkeltrafikk.

Brua etableres med fire spenn med totallengde på 94 m. Konstruksjonsløsning med sideliggende bæring i limtrefagverk og tverrspent limtredekke i kjørebane opplagt på tverrbærere i stål. Lengste spenn er 54 m.

Føringsbredden på kjørebane er 8,5 m og 3,5 m for gang- og sykkelveg. Dimensjonerende laster iht Eurokode for vegbruer.



Figur 71 Norsenga bru

Tverrsnittsdimensjonene er for overgurt 800 mm x 600 mm, for undergurt 660 mm x 553 mm og for diagonalstøtter mot sidespenn 800 mm x 700 mm. Fagverkshøyden er 6,5 m mot ca. 7,3 m for Mjøsbrua i tre. Erfaringene fra produksjon og montasje av disse grove elementene er viktige med tanke på å bygge opp nødvendig kompetanse før en eventuell bygging av Mjøsbru i tre.

Trefagverket leveres av Moelven limtre. Se bilder fra produksjonen av limtrekonstruksjonen under:



Figur 72 Ett av to fagverk lagt opp i fabrikk til Moelven limtre



Figur 73 Ett av to fagverk lagt opp i fabrikken til Moelven limtre



Figur 74 Store dimensjoner på limtrebjelkene



Figur 75 Store dimensjoner på limtrebjelkene

7 REFERANSER

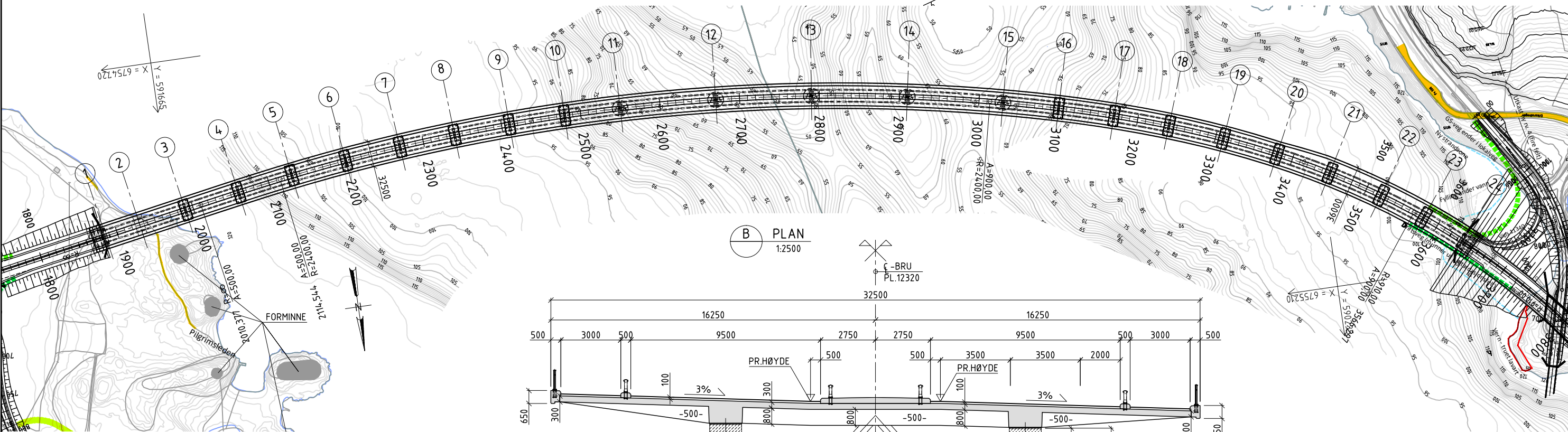
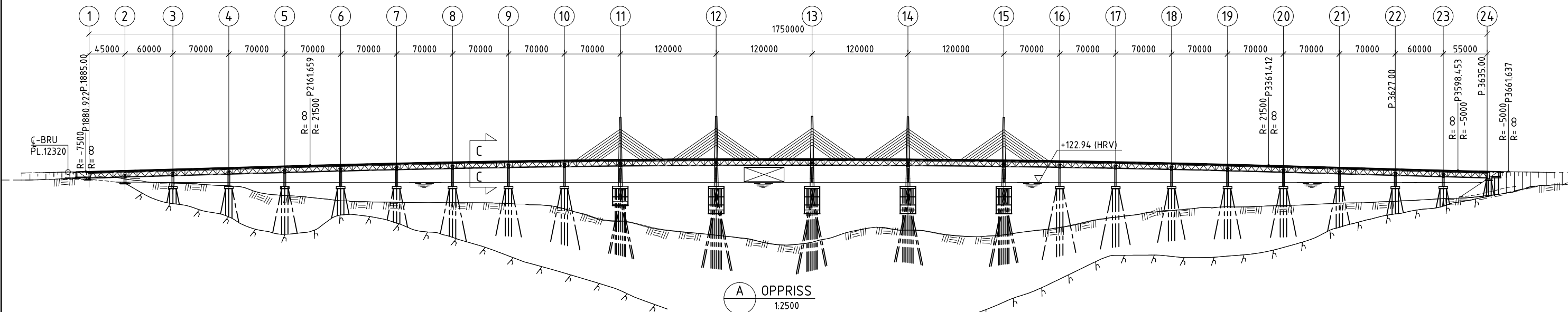
- /1./ Håndbok 185, ”Bruprosjektering. Eurokodeutgave” Veiledning, 2011.
- /2./ Standard Norge NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- /3./ Standard Norge NS-EN 1991-1-1 Laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster.
- /4./ Standard Norge NS-EN 1991-1-3 Almenne laster – Snølaster.
- /5./ Standard Norge NS-EN 1991-1-4 Almenne laster – Vindlaster.
- /6./ Standard Norge NS-EN 1991-1-5 Almenne laster – Termiske påvirkninger.
- /7./ Standard Norge NS-EN 1991-2 Trafikklast på bruer.
- /8./ Standard Norge NS-EN 1995-1-1:2008+A1:2008+NA:2010 ”Prosjektering av trekonstruksjoner”. Del 1-1: ”Allmene regler og regler for bygninger”.
- /9./ Standard Norge NS-EN 1995-2:2004+NA:2010. ”Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 2: Bruer”.
- /10./Standard Norge NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- /11./Standard Norge NS-EN 1992-2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 2: Bruer
- /12./Standard Norge NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 ”Prosjektering av stålkonstruksjoner”. Del 1-1: ”Allmene regler og regler for bygninger”.
- /13./Standard Norge NS-EN 1993-2:2006+NA:2009 ”Prosjektering av stålkonstruksjoner”. Del 2: ”Bruer”.
- /14./Standard Norge NS-EN 1993-1-10:2005+NA:2009 ”Prosjektering av stålkonstruksjoner”. Del 1-10: ”Materialers bruddseighet og egenskaper i tykkelsesretningen”.
- /15./Standard Norge NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 ”Prosjektering av stålkonstruksjoner”. Del 1-8: ”Knutepunkter og forbindelser”.
- /16./Standard Norge NS EN 1994-1-1:2004+NA:2009 “Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong, Del 2: Bruer”
- /17./Standard Norge NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 og NS-EN 1998-2:2005+NA:2009
- /18./Norges Geotekniske Forening: Peleveiledningen, 2005.
- /19./DIN 68800-2:2012-02 Holzschutz - Teil 2: Vorbeugende bauliche Maßnahmen im Hochbau

Vedlegg A

Tegninger trebrualternativ

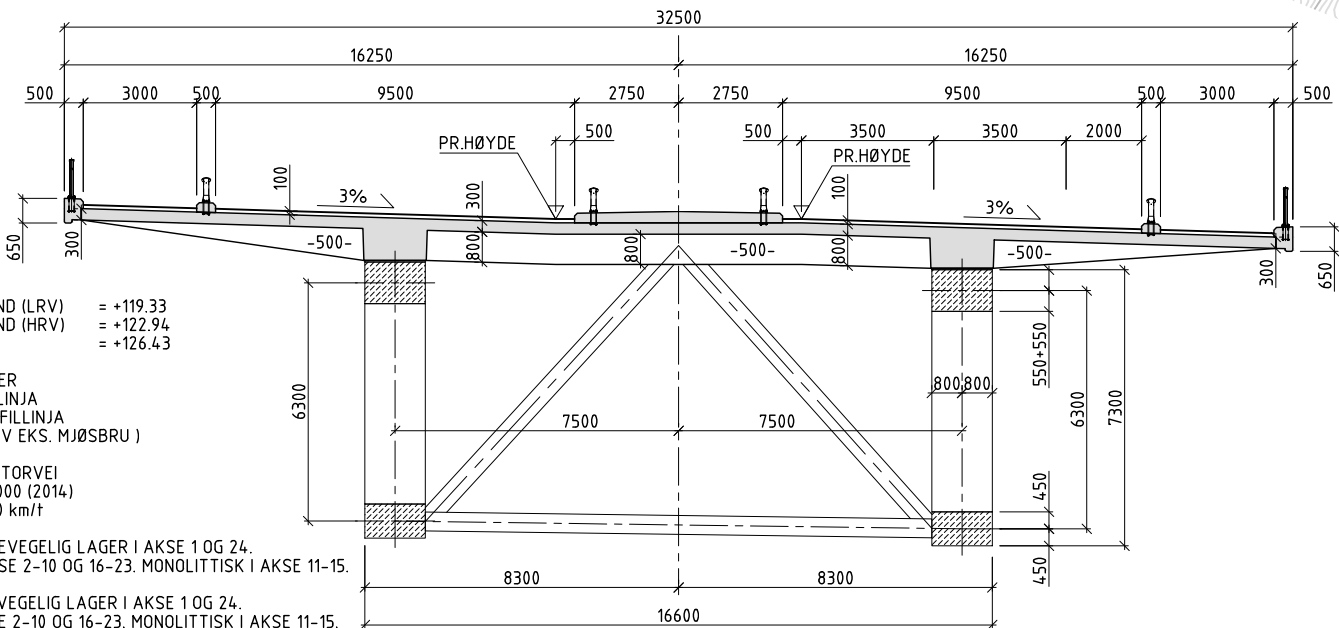
Følgende tegninger er utarbeidet:

Prosjekt: FoU Mjøsbrua i tre Tegningsliste for trebrualternativet		Ajour pr: 10.11.2016  Statens vegvesen
Tegn.nr.	Tittel	
	KONSTRUKSJONSTEGNINGER	
K-3700	Oversikt	
K-3710	Typiske tverrsnitt	
K-3720	Dypvanns pelefundament	
K-3730	Pelefundament, typisk	
K-3740	Landkar akse 1	
K-3745	Landkar akse 24	
K-3746	Pelefundament, landkar akse 24	
K-3750	Søyler akse 2-10 og 16-23	
K-3760	Tårn, oversikt	
K-3761	Tårn, detaljer	
K-3770	Oversikt trefagverk typisk sidespenn (Oppriss, plan og tverrsnitt)	
K-3780	Oversikt trefagverk i hovedspenn (Oppriss, plan og tverrsnitt)	
K-3791	Treknutepunkt, detalj 1	
K-3792	Treknutepunkt, detalj 2	
K-3793	Treknutepunkt, detalj 3	
K-3794	Treknutepunkt, detalj 4	
K-3800	Dybelplater for samvirke mellom trefagverk og betongplate	
K-3810	Bruplate akse 1-10 og 16-24 (Plan og snitt)	
K-3815	Bruplate akse 10-16 (Plan og snitt)	
K-3820	Tverrbjelke ved innfesting av skråstagkabler	
K-3830	Lager	
	FASETEGNINGER	
K-3891	Fasetegning akse 1 - 6 (prinsipp for sidespenn)	
K-3895	Fasetegning akse 10 - akse 16, del 1 (prinsipp for hovedspenn)	
K-3896	Fasetegning akse 10 - akse 16, del 2 (prinsipp for hovedspenn)	



1. REGELVERK : HÅNBOK V499 : BRUPROSJEKTERING. EUROKODEUTGAVE NOV. 2011
2. KONSTRUKSJONSTYPE : ROMLIG FAGVERK I LIMTRE I SAMVIRKE MED BETONGDEKKE
3. MATERIALKVALITETER
BETONG FASTHETSKLASSE : B45 SV-40.
ARMERING : B500 NC IHHT. NS3576-3
STÅLKVALITET : S355NL IHHT. NS-EN 10025-3
LIMTREKVALITET : CEL40h (GL30h)
4. FUNDAMENTERING : DIREKTEFUNDAMENTERING, UTSTØPTE STÅLRØRSPELER TIL BERG, UTSTØPTE STÅLRØRSPELER SOM SVEVEPELER.
5. SLITELAG : BRUA ER DIMENSJONERT FOR BELEGNING MED VEKT 2.5 kN/m²

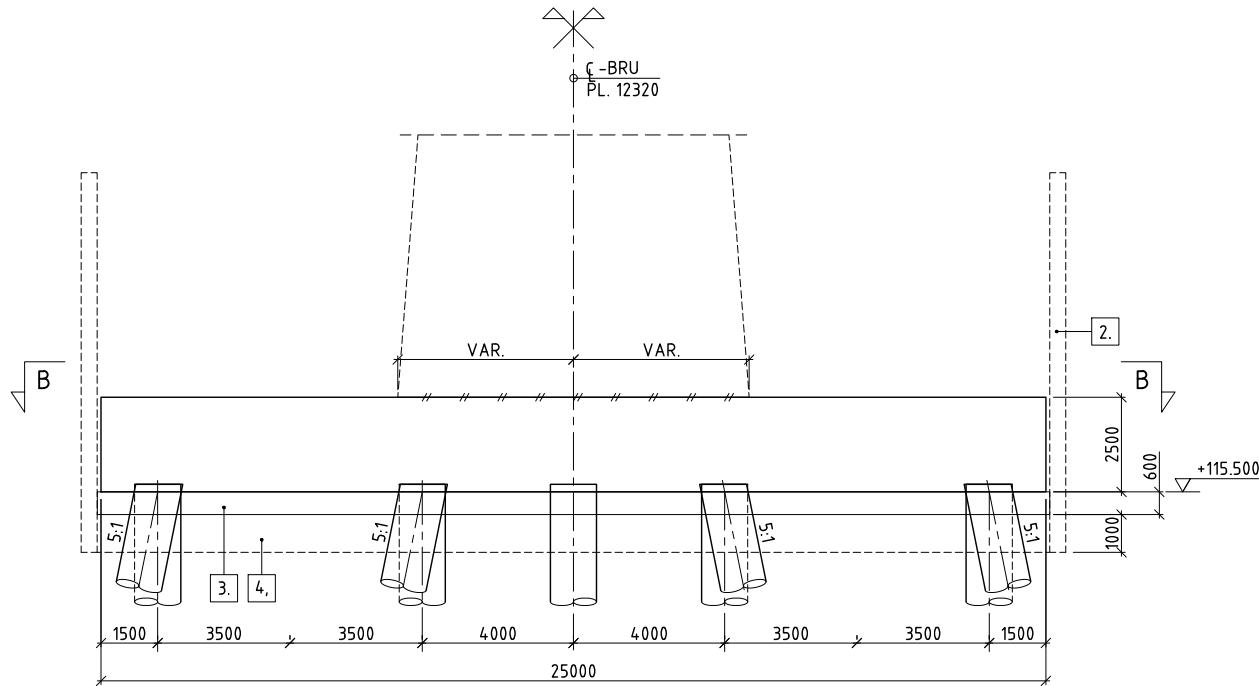
6. VANNSTAND :
LAVESTE REGULERTE VANNSTAND (LRV) = +119.33
HØYESTE REGULERTE VANNSTAND (HRV) = +122.94
200 ARS FLOM = +126.43
7. PÅSEILINGSLAST FRA SKIBLADNER
700kN NORMALT PÅ PROFILINJA
350kN PARALLELT MED PROFILINJA
(LASTER FRA PROSJEKTERING AV EKS. MJØSBRU)
8. STANDARD VEI: : MOTORVEI
TRAFIKKGRUNNLAG (ADT) : 12000 (2014)
DIMENSJONERENDE FART : 120 km/t
9. LAGER SØNDRE SIDE: ALLSIDIG BEVEGELIG LAGER I AKSE 1 OG 24.
ALLSIDIG BEVEGELIG LAGER I AKSE 2-10 OG 16-23. MONOLITTISK I AKSE 11-15.
10. LAGER NORDRE SIDE: ENSIDIG BEVEGELIG LAGER I AKSE 1 OG 24.
ENSIDIG BEVEGELIG LAGER I AKSE 2-10 OG 16-23. MONOLITTISK I AKSE 11-15.
11. FUGER: LAMELLEFUGER I AKSE 1 OG 24.
BEVEGELSESKAPASITET HHV. $\pm 600\text{mm}$ OG $\pm 500\text{mm}$.
- 6300



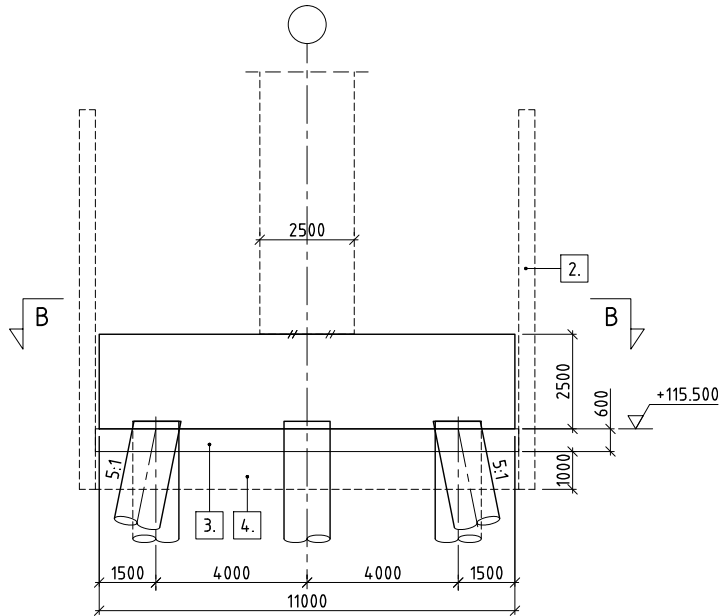
C TYP.TVERRSNITT
1:100

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

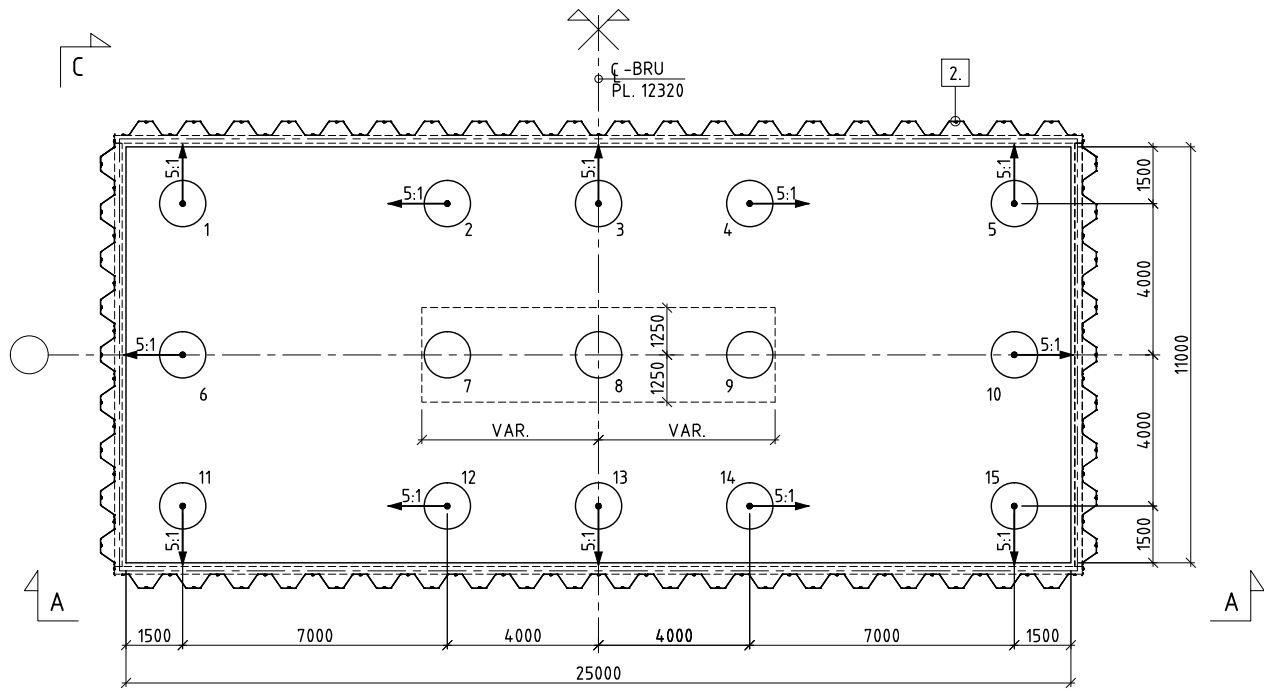
Revisjon	Revisjonen gjelder					Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato	
 Statens vegvesen  Innovasjon Norge E6 Moelv – Biri, ny firefelt MØSBRUA TREBU OVERSIKT FaU-prosjekt						Saksnr:				
						Tegningsdato			13.03.2015	
						Bestiller				
						Produsert for			SVV Region øst	
						Produsert av				
						PROF-nummer				
						Arkivnummer				
						Byggverksnummer				
						Målestøkk A1			SDM VIST	
						Tegningsnummer/ revisjonsbokstav			K-3700	



A OPPERISS
1:100



C OPPERISS
1:100



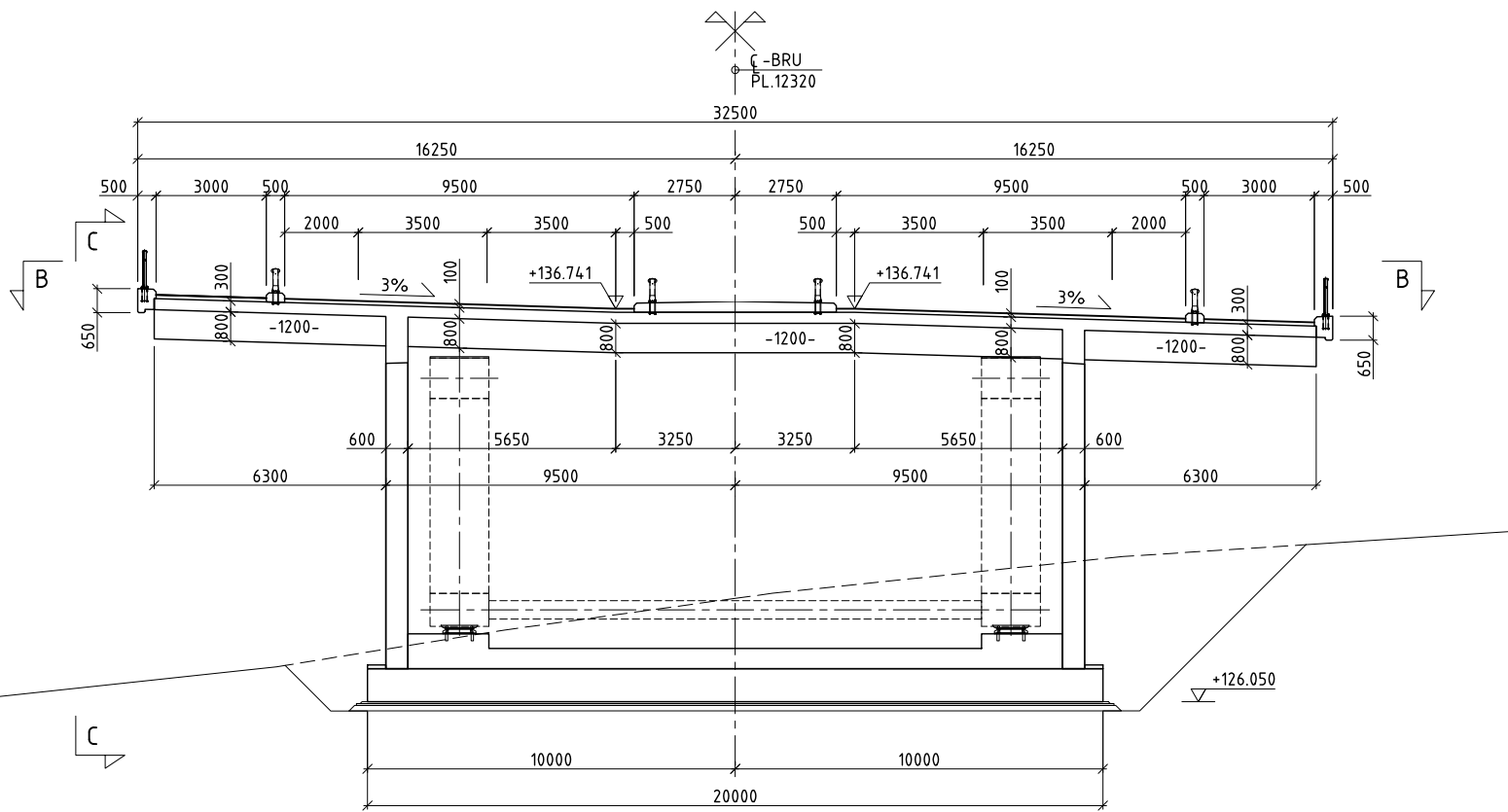
B PLAN
1:100

BEMERKNINGER :

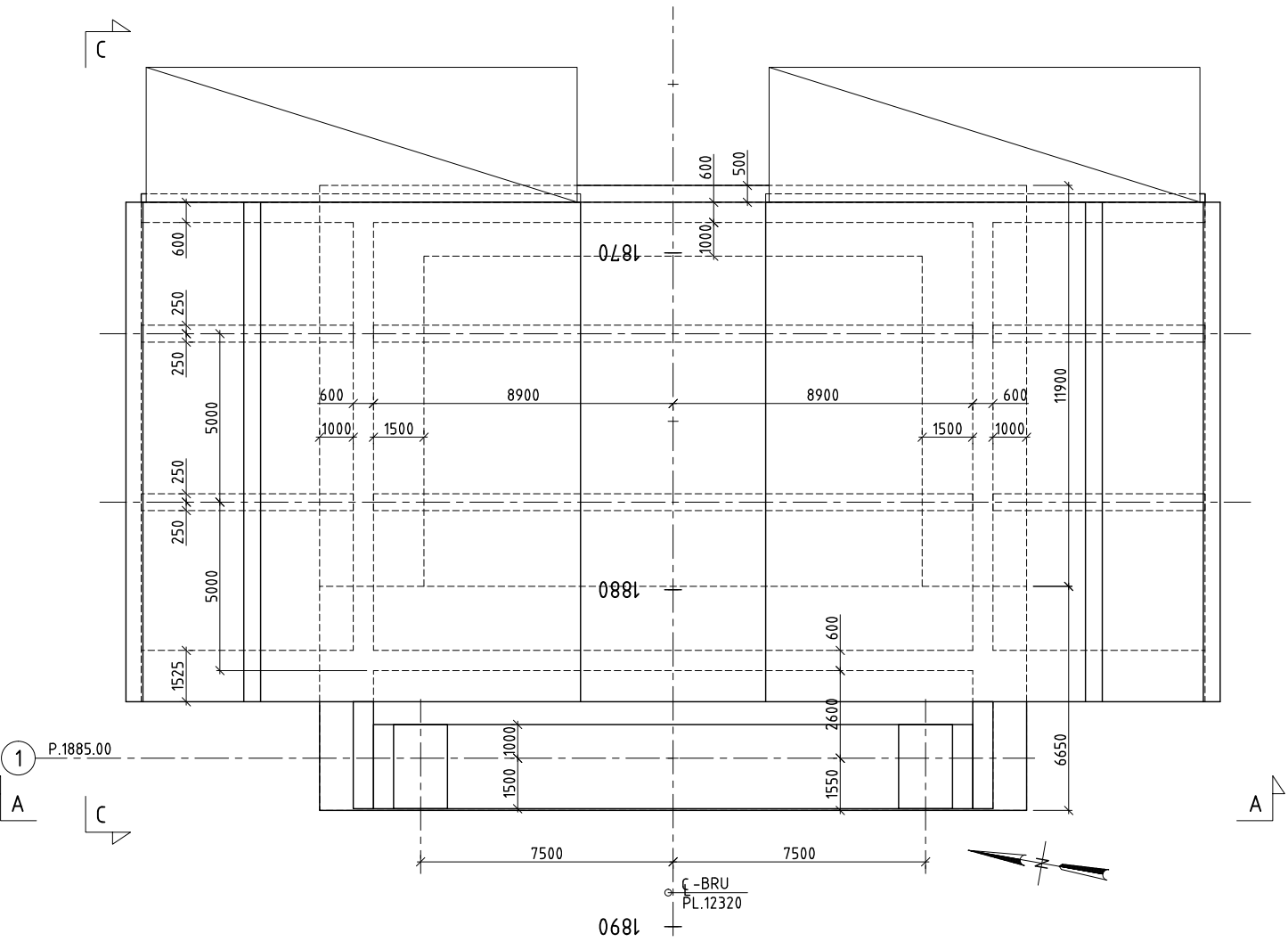
1. UTSTØPTE STÅLRØRSELER:
VED PELER TIL BERG
VED SVEVEPELER
15 STK. : ϕ 913 x 20mm.
15 STK. : ϕ 1220 x 22mm.
2. MIDLERTIDIG SPUNT.
SØYLENE ER FORUTSATT STØPT SOM TØRRSTØP VED HJELP
AV MIDLERTIDIG SPUNT. MIDLERTIDIG SPUNT KAN OGSÅ ANVENDES
VED BEHOV FOR Å JOBBE TØRT MED EVENTUELL MIDLERTIDIG
BÆRING AV OVERBYGNING NED PÅ FUNDAMENT.
3. UNDERVANNSBETONG
4. AVSTIVENDE RAMME MED FORSKALING MOT UNDERVANNSSTØP.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

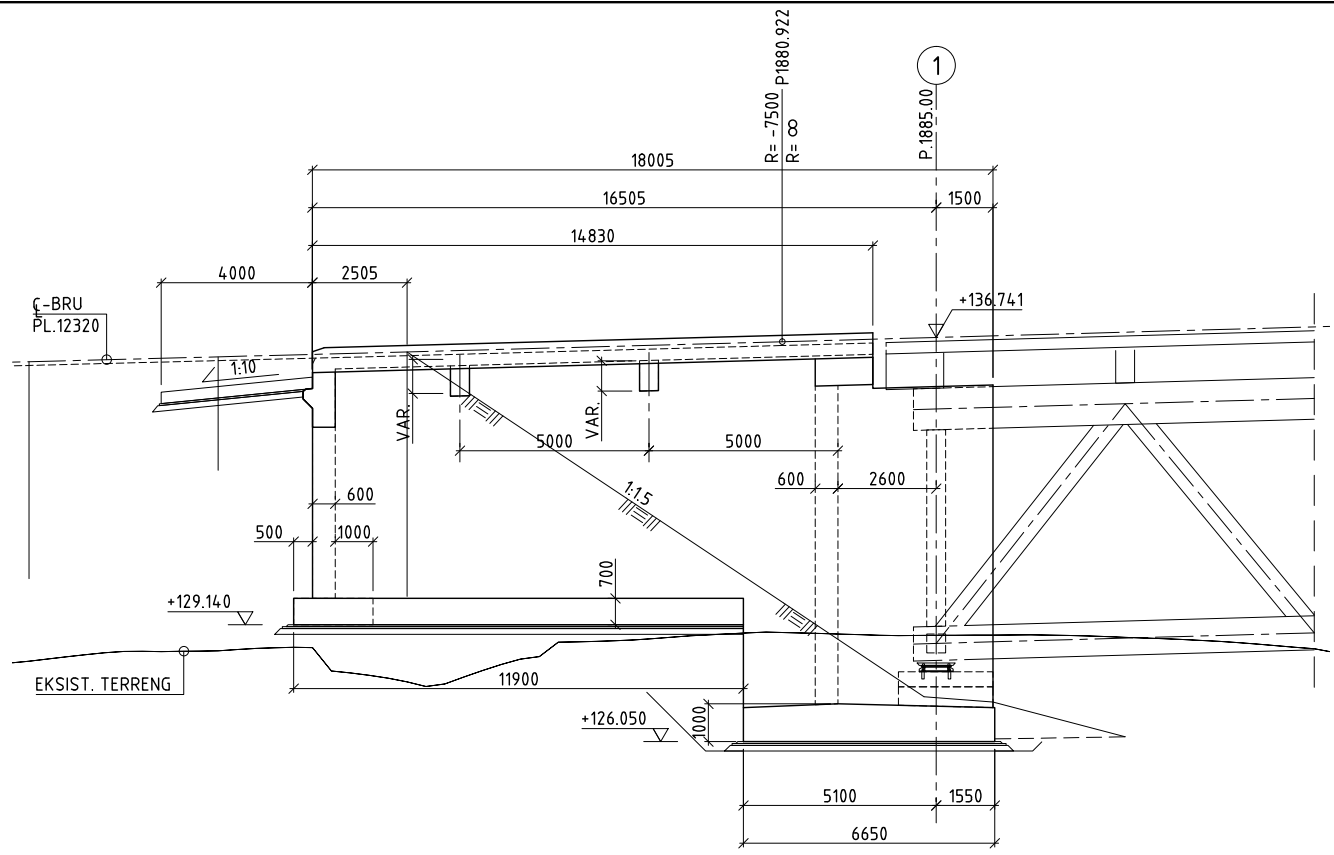
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato			13.03.2015
		Bestiller			
		Produsent for			SVV Region øst
		Produsert av			AAS-JAKOBSEN
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			SOM VIST
		Tegningsnummer/ revisjonsbokstav			K-3730
		Føl-prosjekt			
		Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
		OEL	AMU	PME	11150



A OPPRISS
1:100



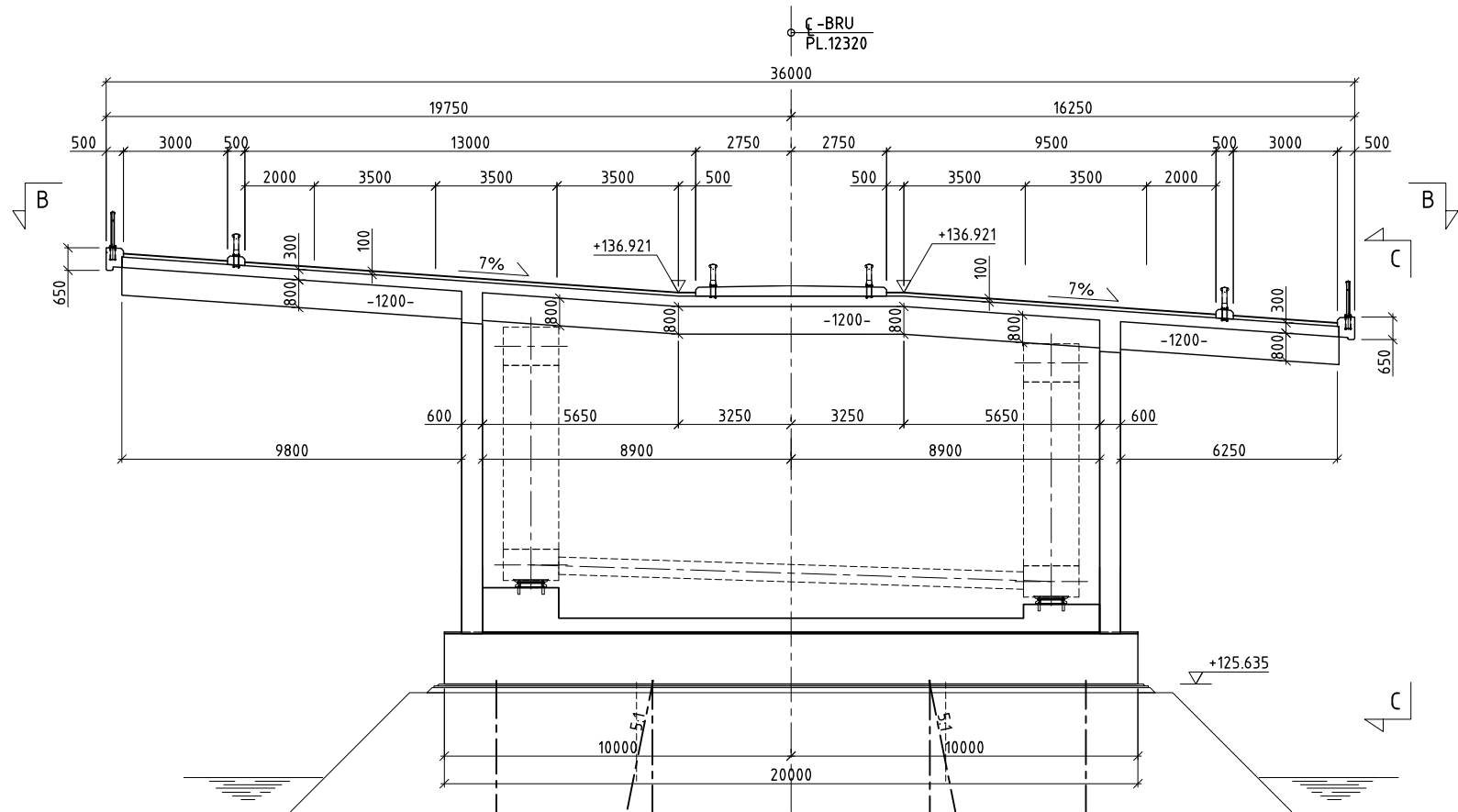
B PLAN
1:100



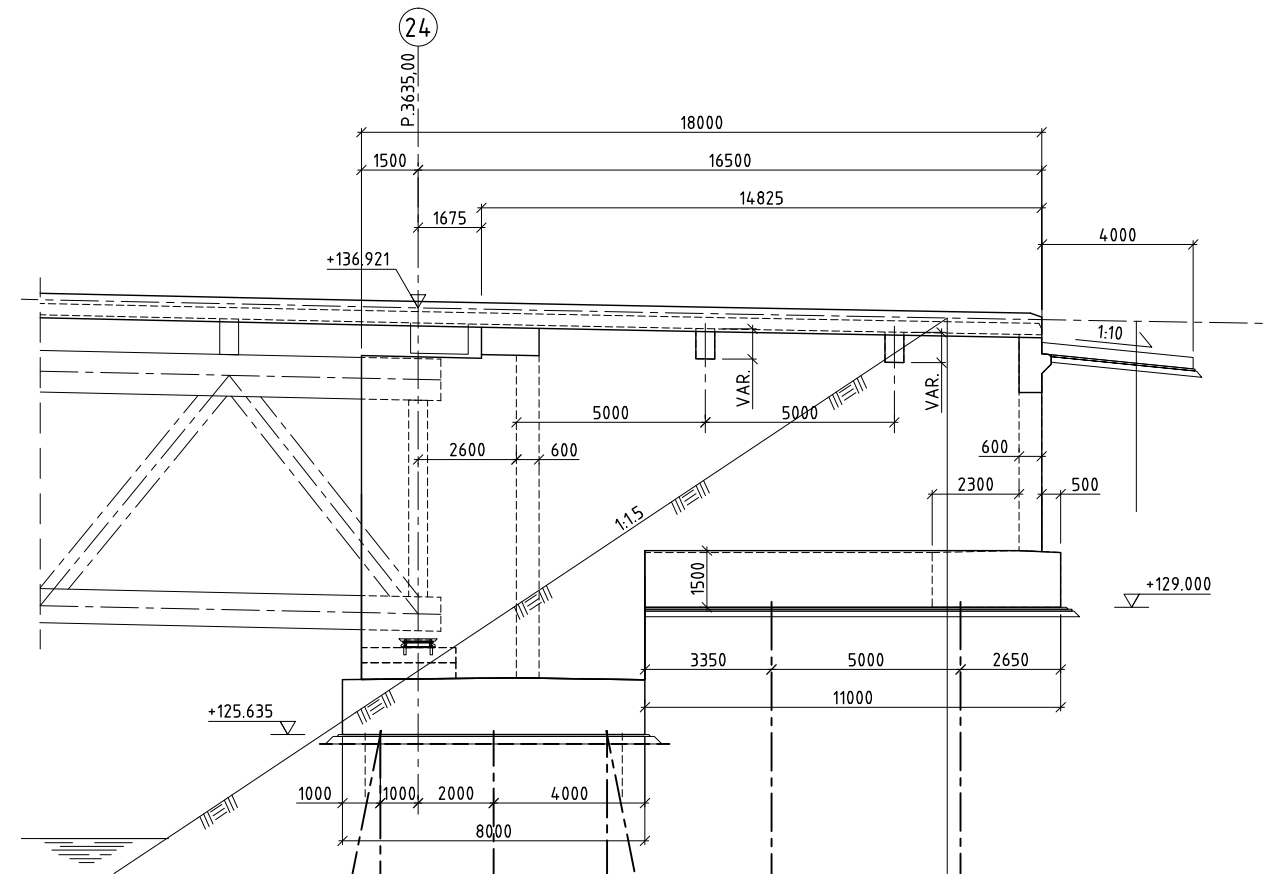
C OPPRISS
MÅL OG KOTER I PL-LINJE
1:100

- BEMERKNINGER:**
- 1. FUNDAMENTERING : DIREKTEFUNDAMENTERT
 - 2. LAMELLFUGE MED BEVEGELSESKAPASITET ±700 mm.

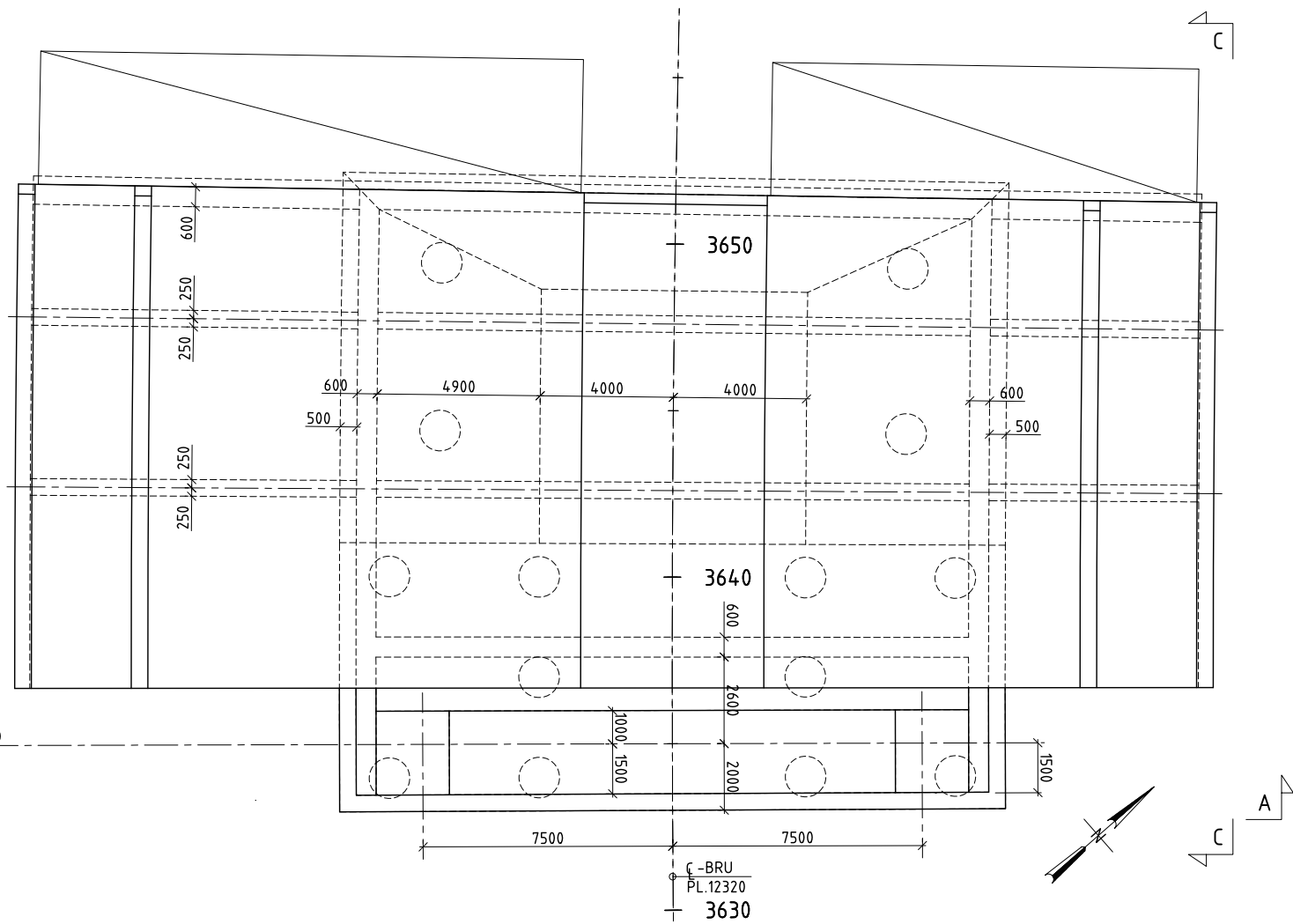
ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT				
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent
Saksnr.		Rev. dato		
Tegningsdato		13.03.2015		
Bestiller		SVV Region øst		
Produkt for		AAS-JAKOBSEN		
Produkt av		AAS-JAKOBSEN		
PROJ-nummer				
Arkivnummer				
Byggeværksnummer				
Målestokk A1		SOM VIST		
FølU-prosjekt				
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/
OEL	AMU	PME	11150	revisjonsbokstav
				K-3740



A OPPERISS
1:100



C OPPERISS
MÅL OG KOTER I PL-LINJE
1:100



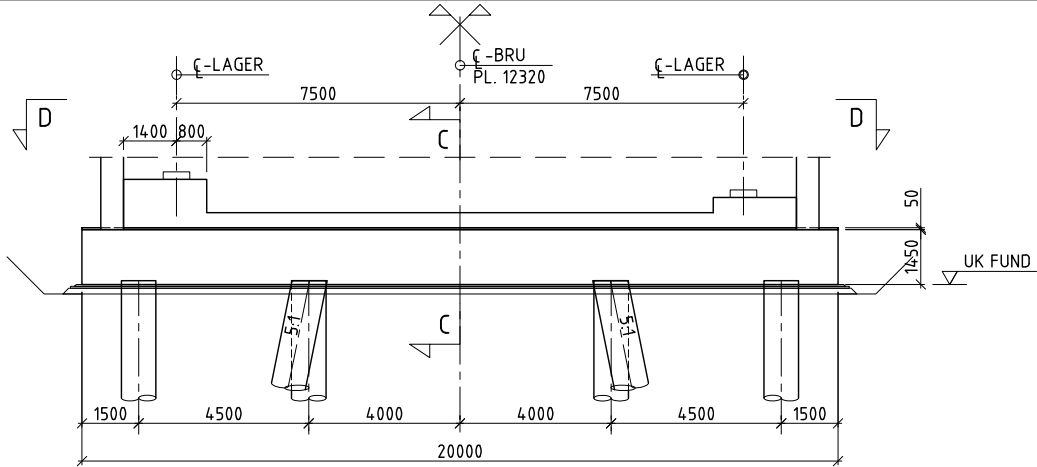
B PLAN
1:100

BEMERKNINGER :

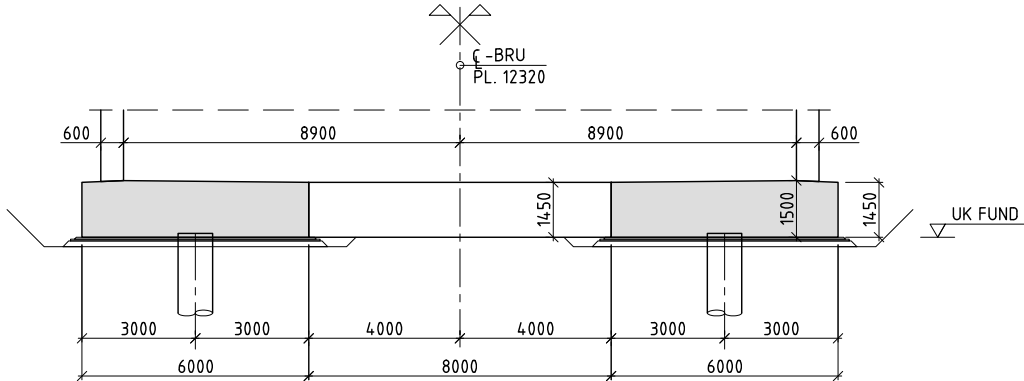
1. FUNDAMENTERING : MED UTSTØPTE STÅLRØRSPELER TIL BERG
2. LAMELLFUGE MED BEVEGELSESKAPASITET ±600 mm.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

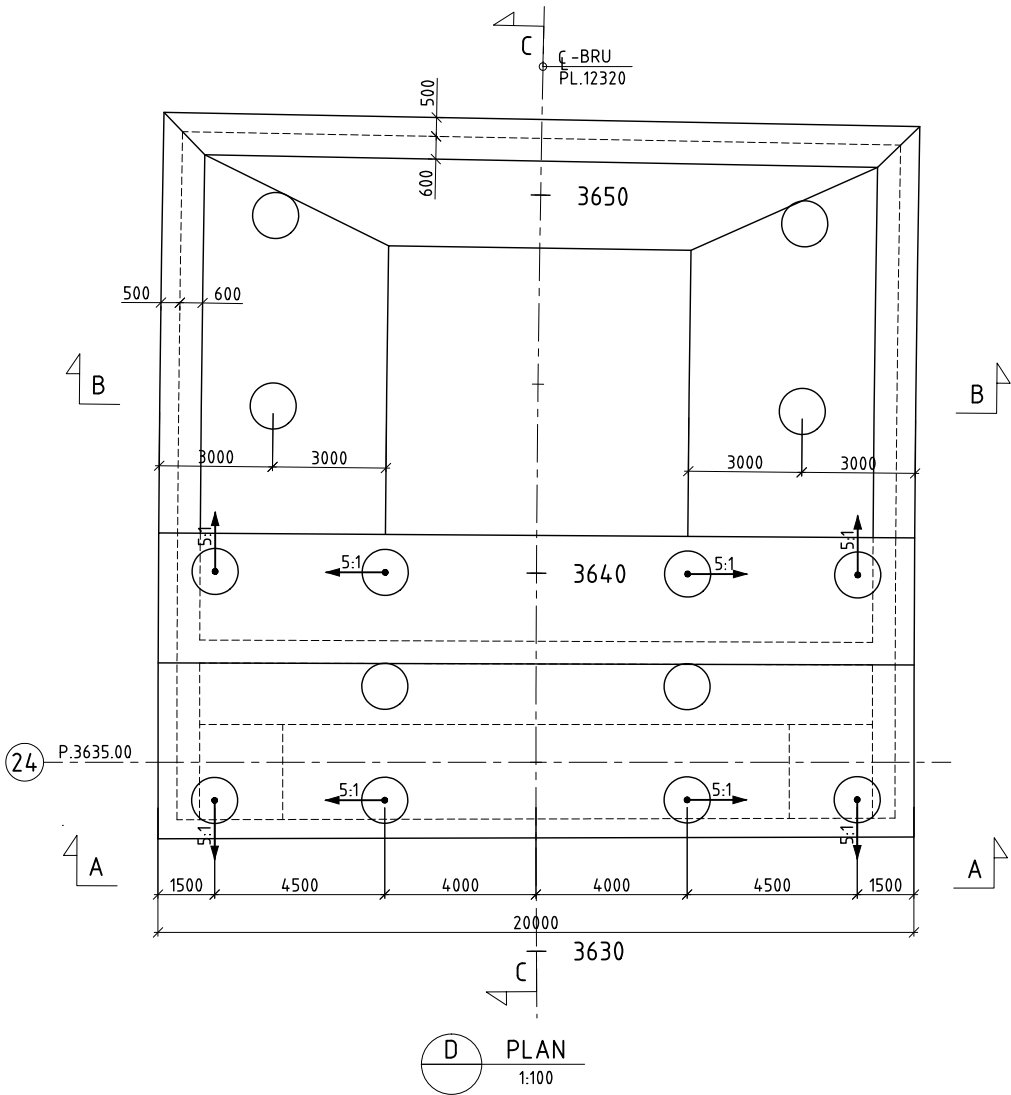
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge			
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Saksnr.			
MJØSBRUA		Tegningsdato			
TREBRU		Bestiller			
		Produzent for			
		Produzent av			
		AAS-JAKOBSEN			
		PRDF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			
		SOM VIST			
FølU-prosjekt		Tegningsnummer/			
Utlarb/et av		revisjonsbokstav			
OEL		AMU		PME	
		11150		K-3745	



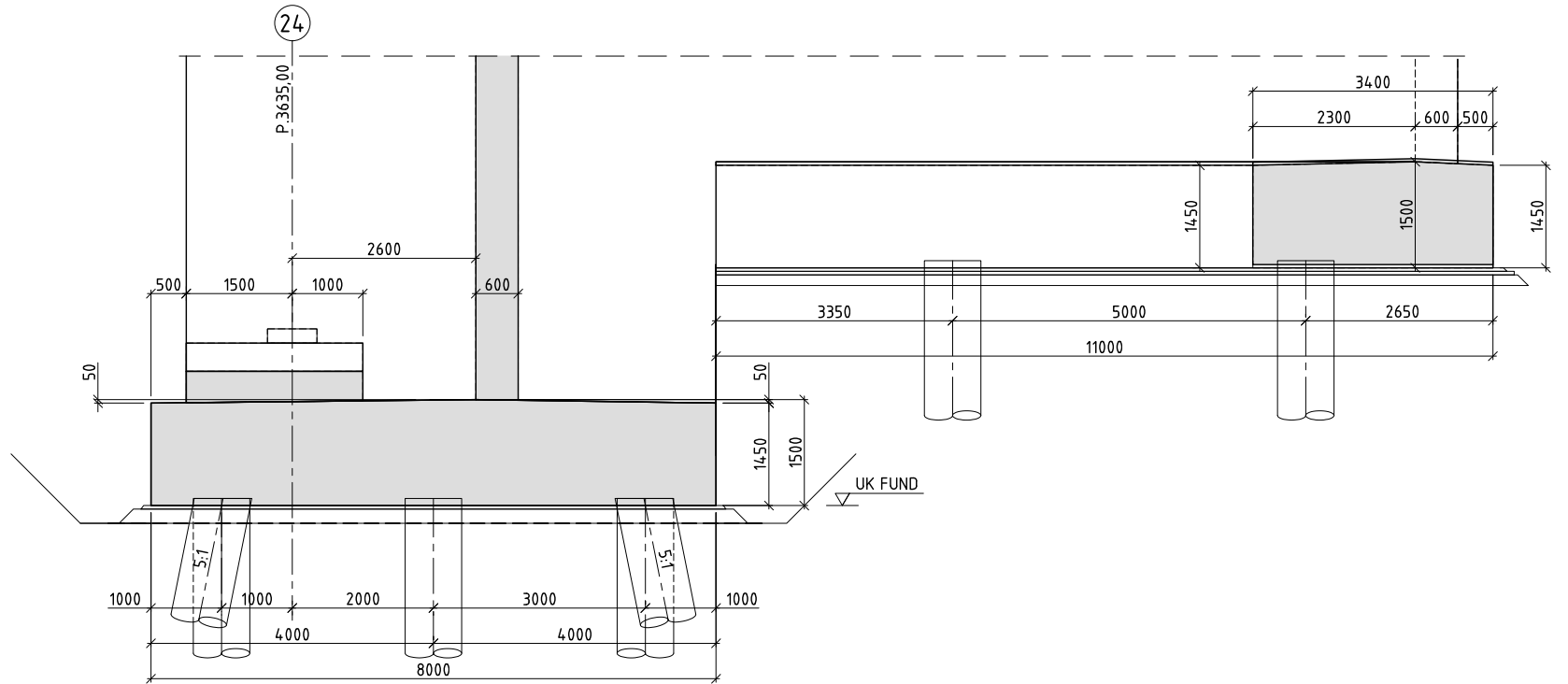
A OPPERISS
1:100



B SNITT
1:100



D PLAN
1:100



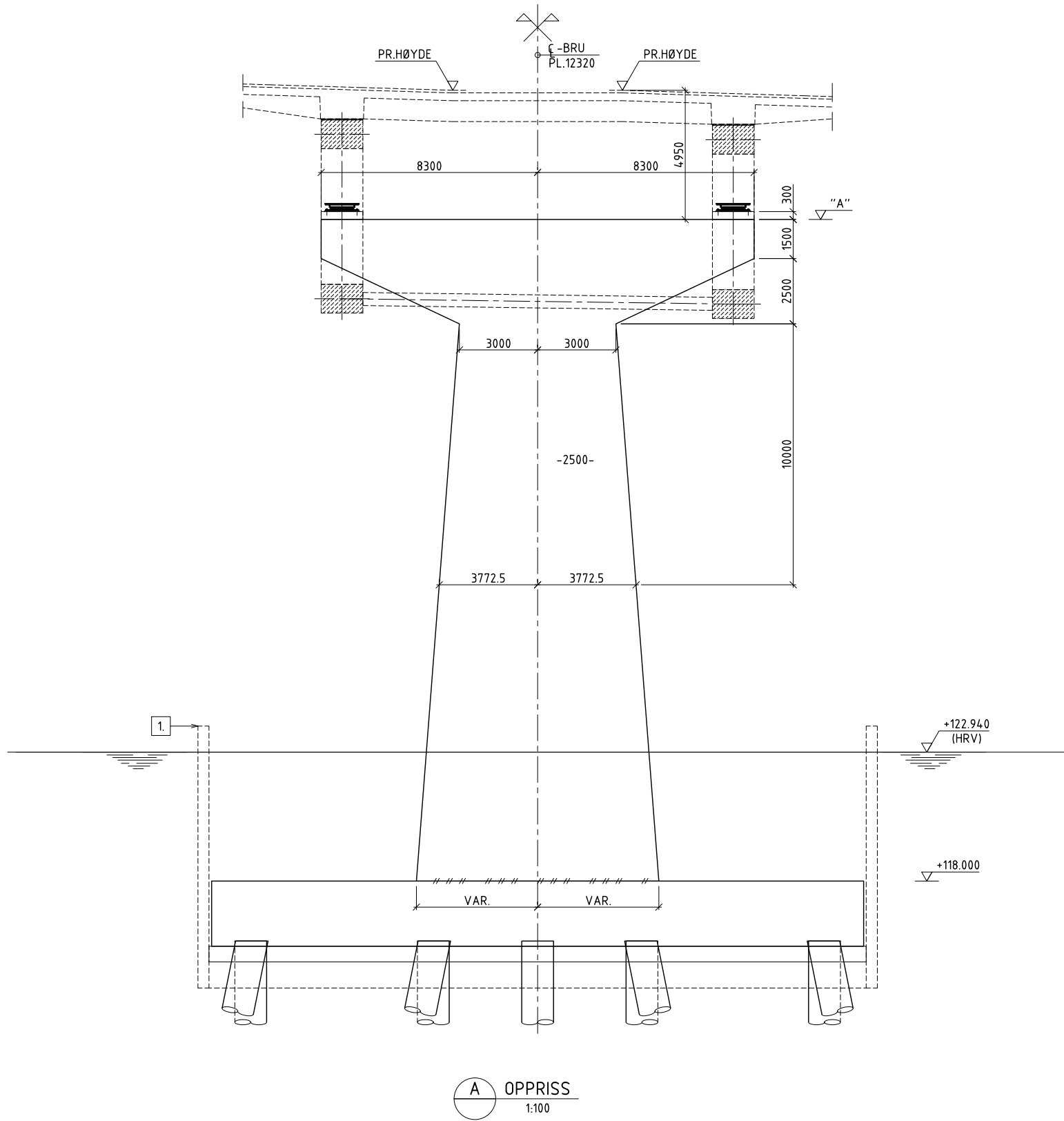
C SNITT
MÅL OG KOTER I PL-LINJE
1:50

BEMERKNINGER:

1. UTSTØPTE STÅLRØRSPELER TIL BERG : 14 STK.
Ø913 x 20mm

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge			
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Produkt for			
MJØSBRUA		AAS-JAKOBSEN			
TREBRU		PRØF-nummer			
PELEFUNDAMENT, LANDKAR AKSE 24		Arkivnummer			
Føl-prosjekt		Byggeværksnummer			
Utlarbeidet av		Målestokk A1			
OEL		SOM VIST			
Kontrollert av		Tegningsnummer/			
AMU		revisjonsbokstav			
Godkjent av		K-3746			
Konsulentarkiv					
11150					



KOTEHØYDER
SØYLER

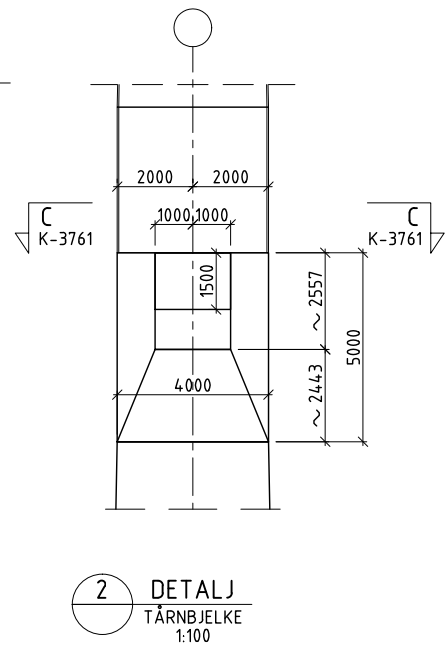
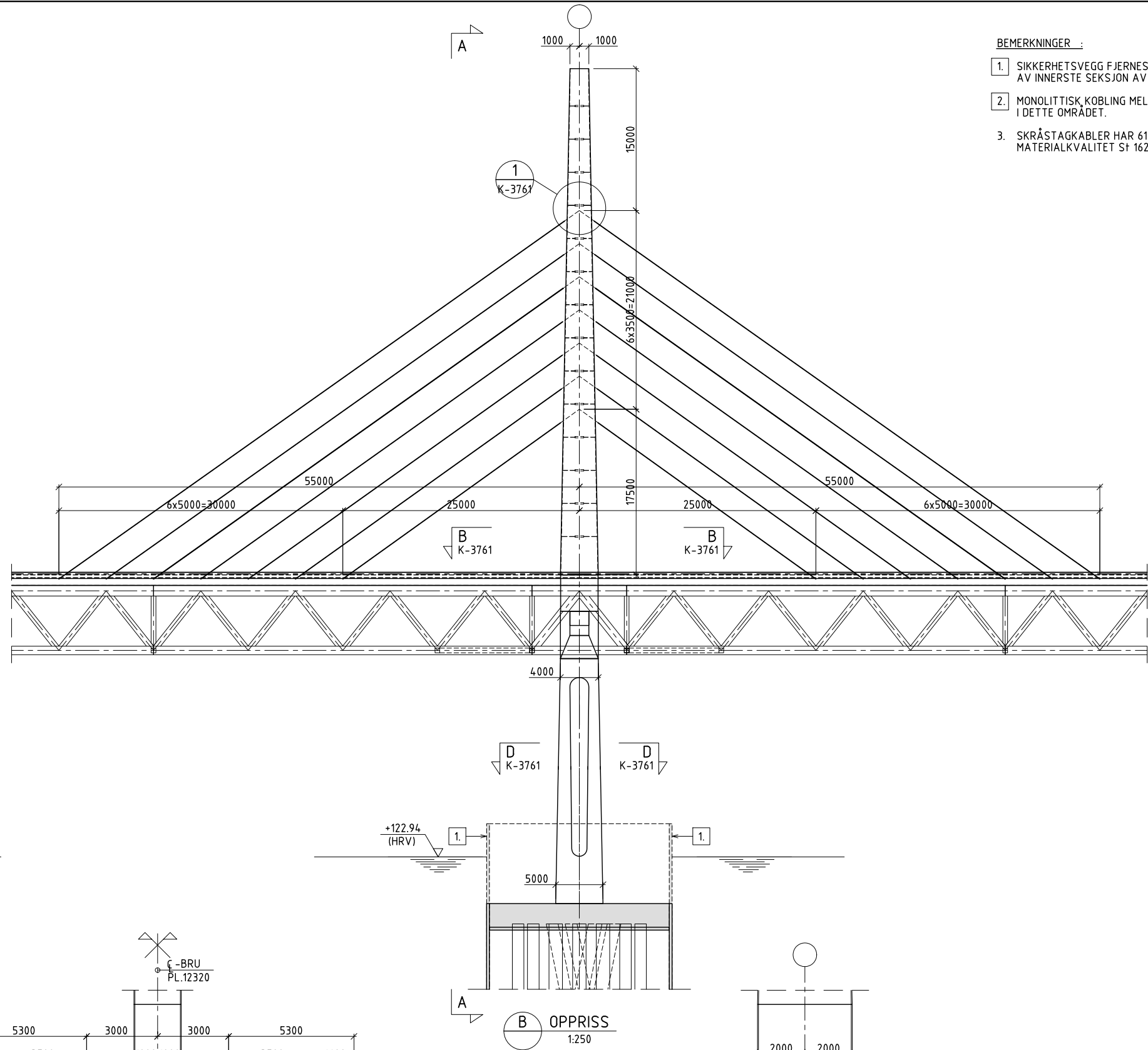
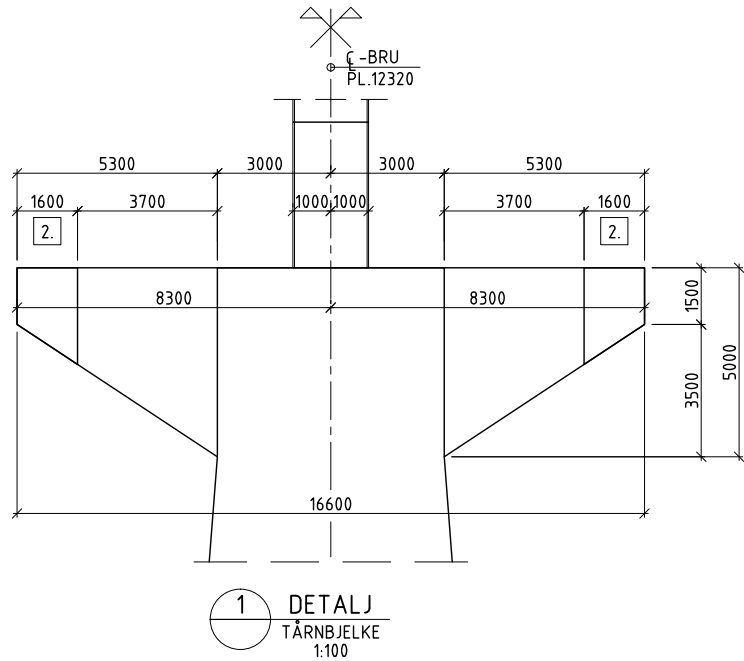
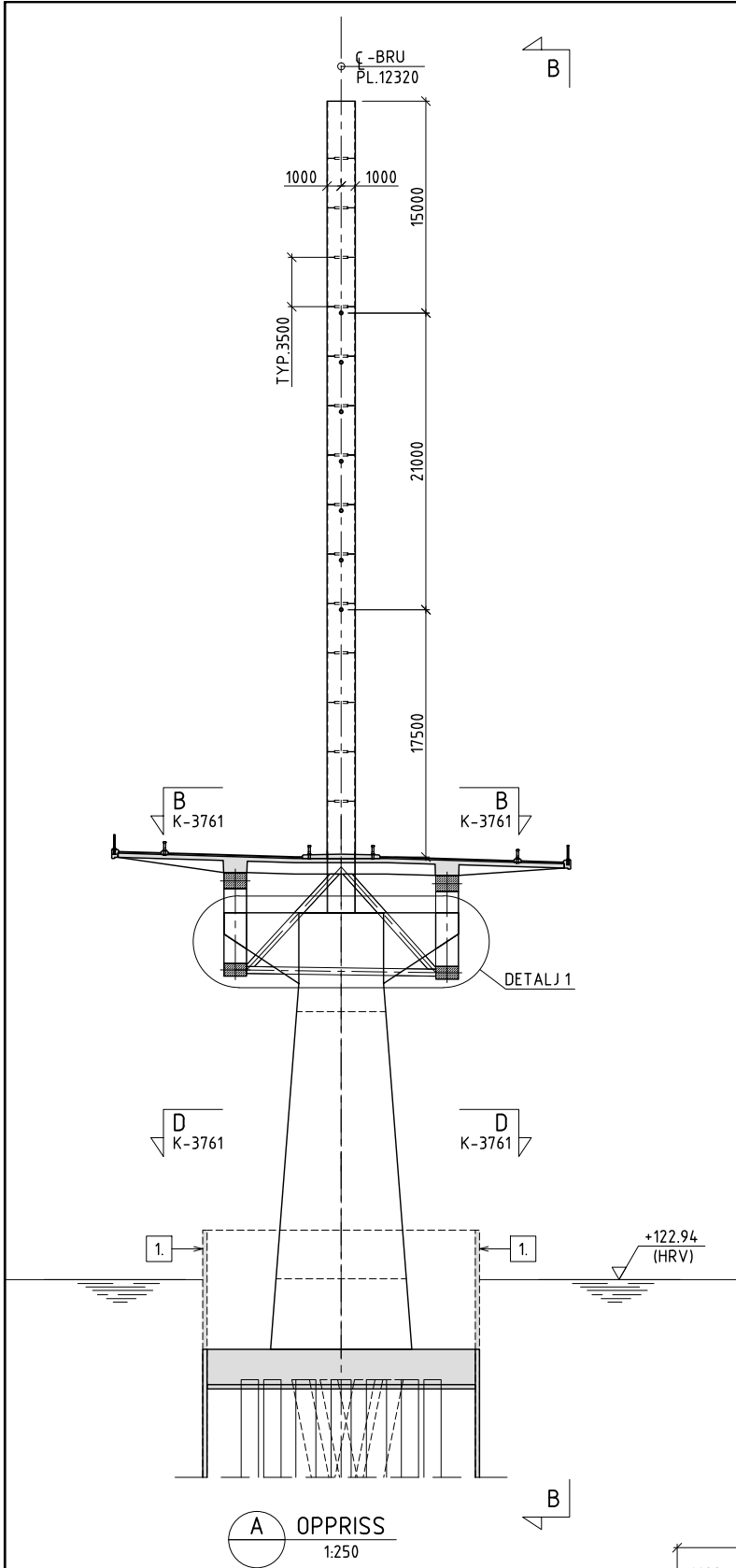
	NR.	KOTEHØYDE
AKSE 2	A	
AKSE 3	A	
AKSE 4	A	
AKSE 5	A	
AKSE 6	A	
AKSE 7	A	
AKSE 8	A	
AKSE 9	A	
AKSE 10	A	
AKSE 16	A	
AKSE 17	A	
AKSE 18	A	
AKSE 19	A	
AKSE 20	A	
AKSE 21	A	
AKSE 22	A	
AKSE 23	A	

BEMERKNINGER :

1. SØYLENE ER FORUTSATT STØPT SOM TØRRSTØP VED HJELP AV MIDLERTIDIG SPUNT. MIDLERTIDIG SPUNT KAN OGSÅ ANVENDES VED BEHOV FOR Å JOBBE TØRT MED EVENTUELL MIDLERTIDIG BÆRING AV OVERBYGNING NED PÅ FUNDAMENT.
2. LAGER MELLOM SØYLER OG BRUTVERRSNITT I ALLE SØYLEAKSER. ETT ENSIDIG OG ETT ALLSIDIG LAGER PR. AKSE. MINIMUM VERTIKALLAST I LAGER = 34 MN

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kont	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge		Saksnr.	
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Mjøsbua		Tegningsdato	
TREBRU		TREBRU		13.03.2015	
SØYLER AKSE 2-10 OG 16-23		SØYLER AKSE 2-10 OG 16-23		Produsent for	
				SVV Region øst	
				Produsert av	
				AAS-JAKOBSEN	
				PROF-nummer	
				Arkivnummer	
				Byggeværksnummer	
Føl-prosjekt		Målestokk A1		SOM VIST	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/	
OEL	AMU	PME	11150	revisjonsbokstav	
				K-3750	



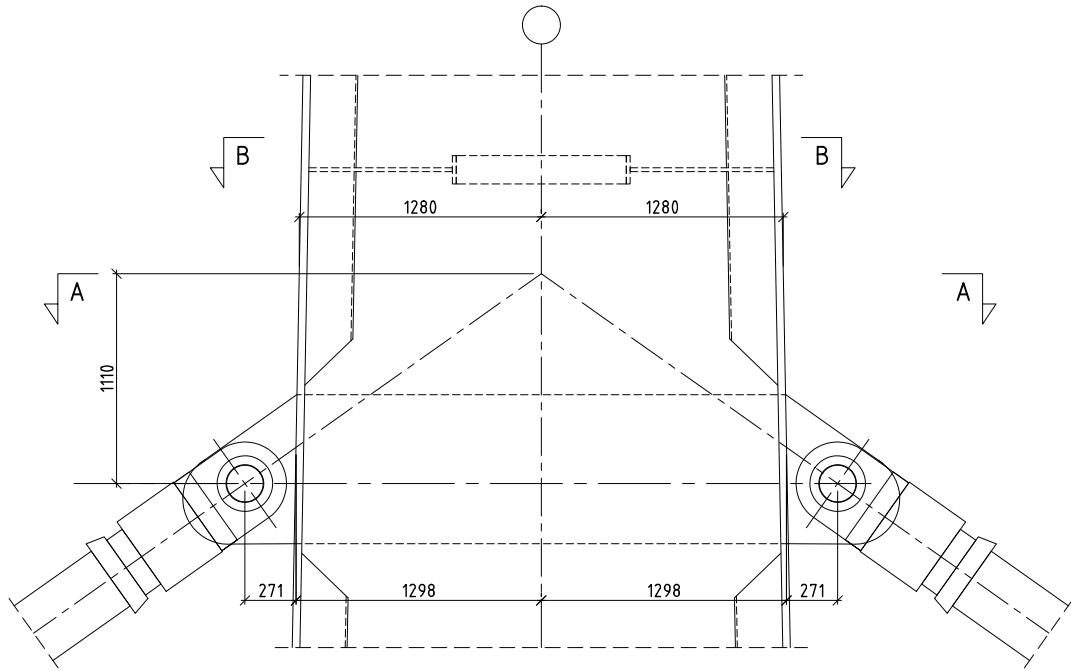
- BEMERKNINGER :
1. SIKKERHETSVEGG FJERNES ETTER AT MIDLERTIDIGE STØTTER FOR STØP AV INNERSTE SEKSJON AV BRUPLATEN ER STØPT.
 2. MONOLITTISK KOBLING MELLOM TÅRNBELKE OG TREKAGVERK I DETTE OMRÅDET.
 3. SKRÅSTAGKABLER HAR 61 LINER MED AREAL = 150 mm² MATERIALKVALITET SF 1620/1860.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

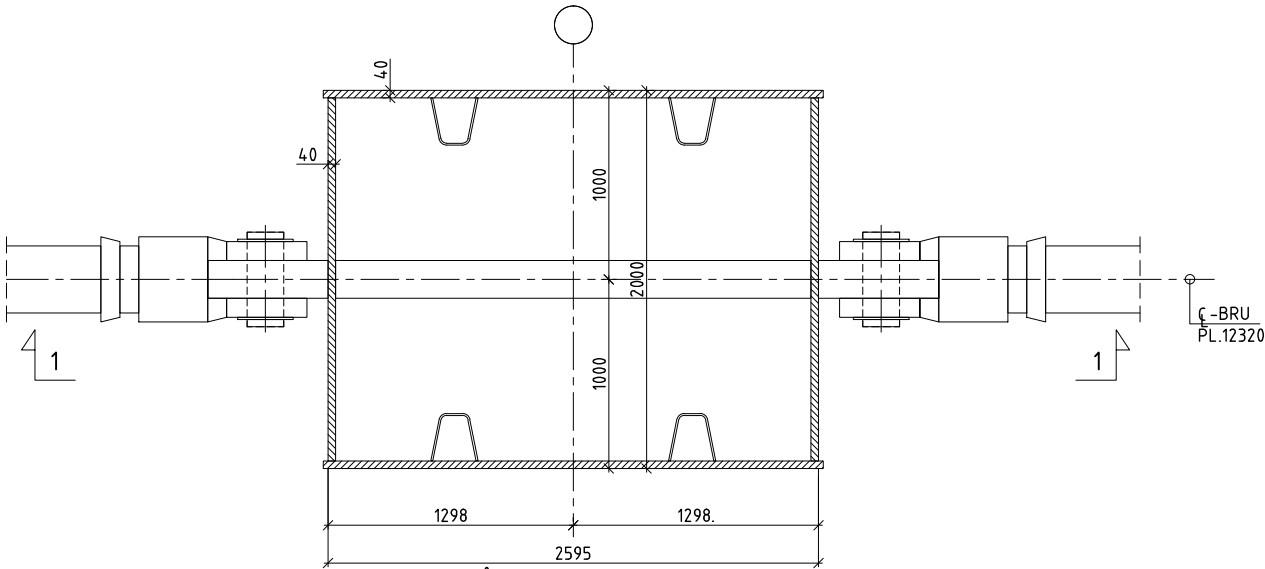
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge			
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Tegningsdato		13.03.2015	
Mjøsbu		Bestiller		SVV Region øst	
TREBRU		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
TÅRN		PROF-nummer			
OVERSIKT		Arkivnummer			
Føl-prosjekt		Byggeværksnummer			
Utlarbeidet av		Målestokk A1		SDM VIST	
OEL	AMU	PME	11150	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3760

BEMERKNINGER :

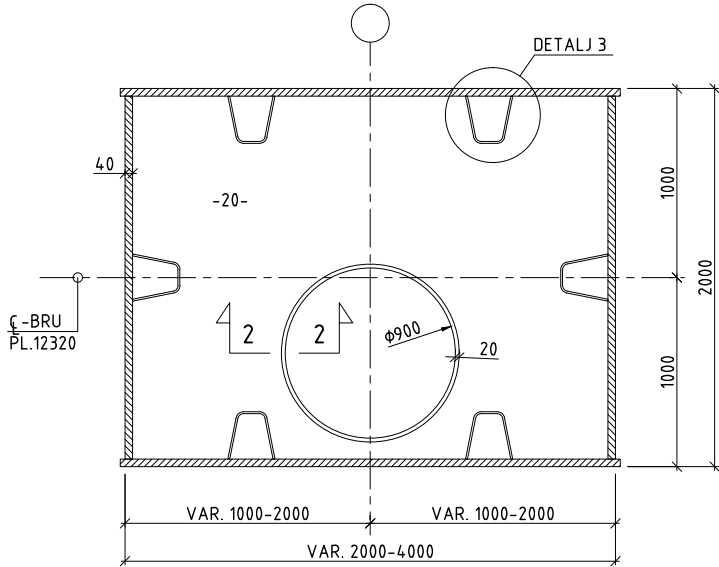
1. MONOLITTISK KØBLING MELLOM TÅRNBELKE OG TRE FAGVERK I DETTE OMRÅDET.



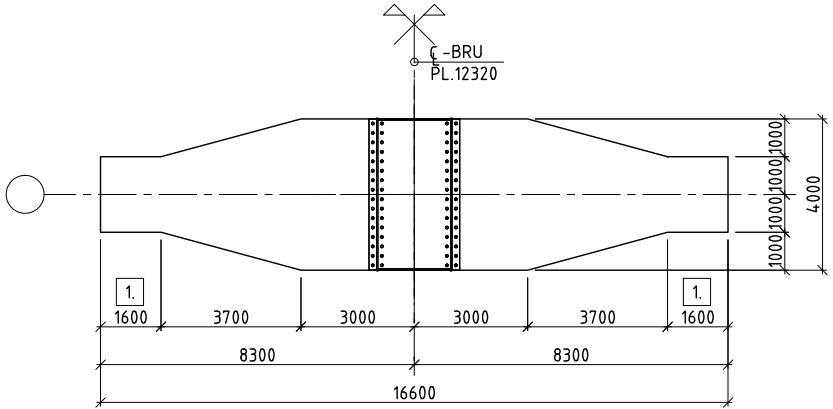
1 DETALJ
K-3760 1:20



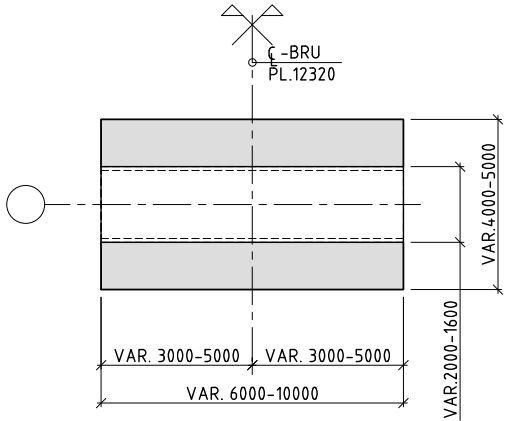
A SNITT
1:20



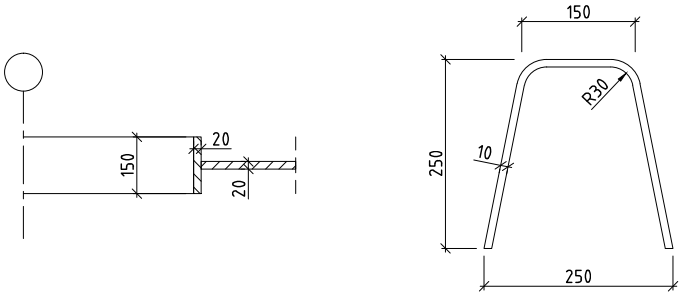
B SNITT
K-3760 1:20



C SNITT
K-3760 1:100



D SNITT
3760 1:100

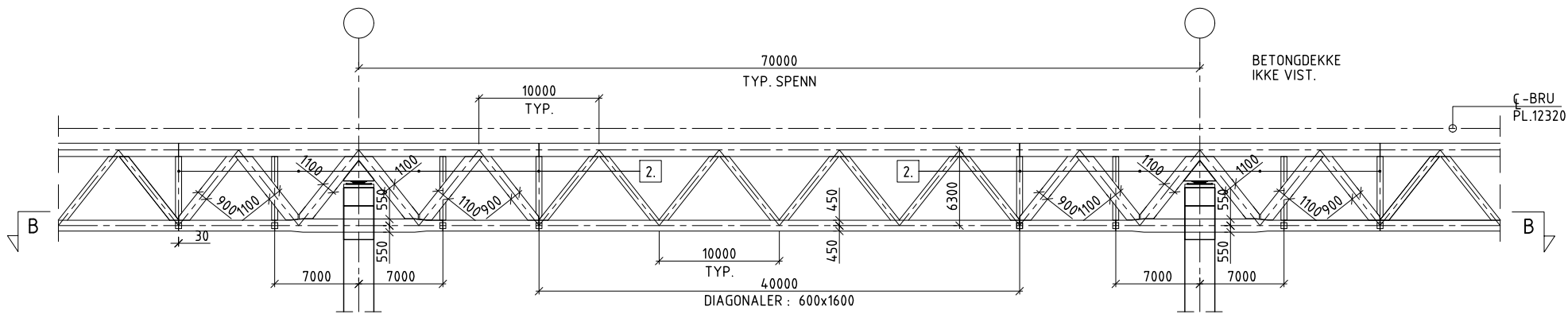


2 DETALJ
1:10

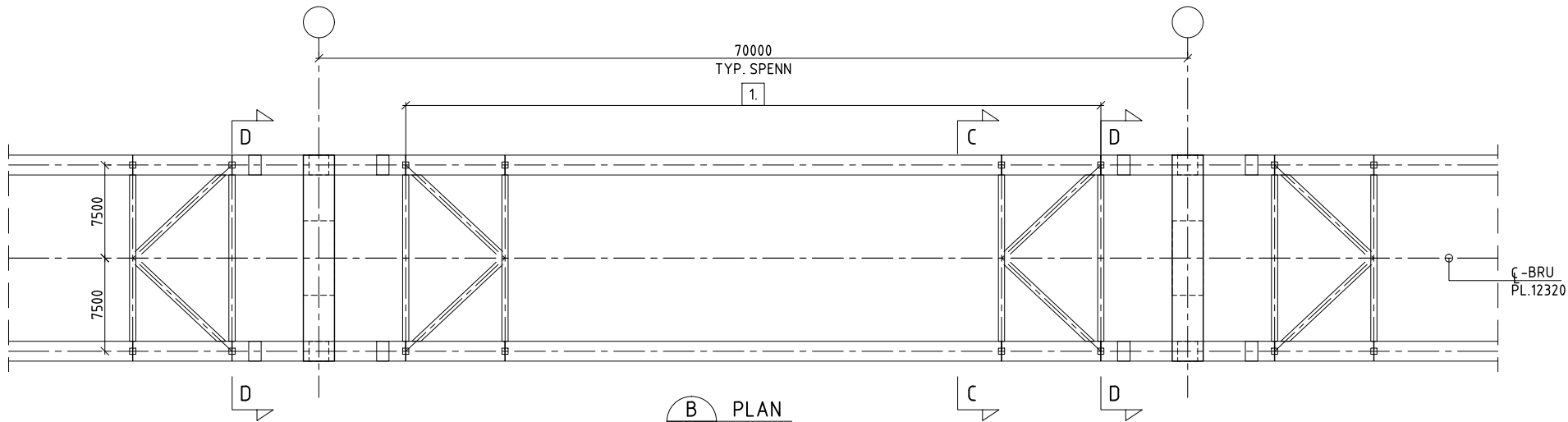
3 DETALJ
1:10

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

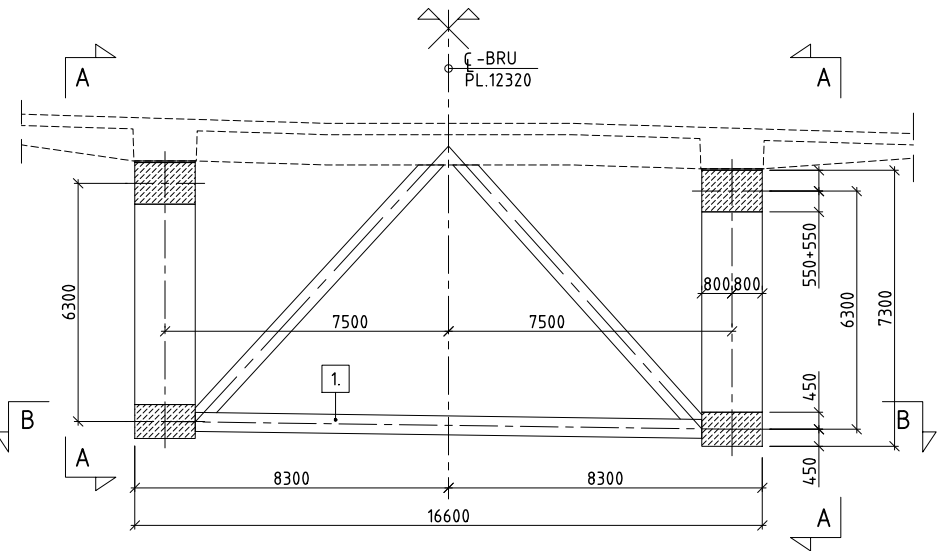
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato			13.03.2015
		Bestiller			
		Produsent for			SVV Region øst
		Produsert av			AAS-JAKOBSEN
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			SOM VIST
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3761
OEL	AMU	PME	11150		



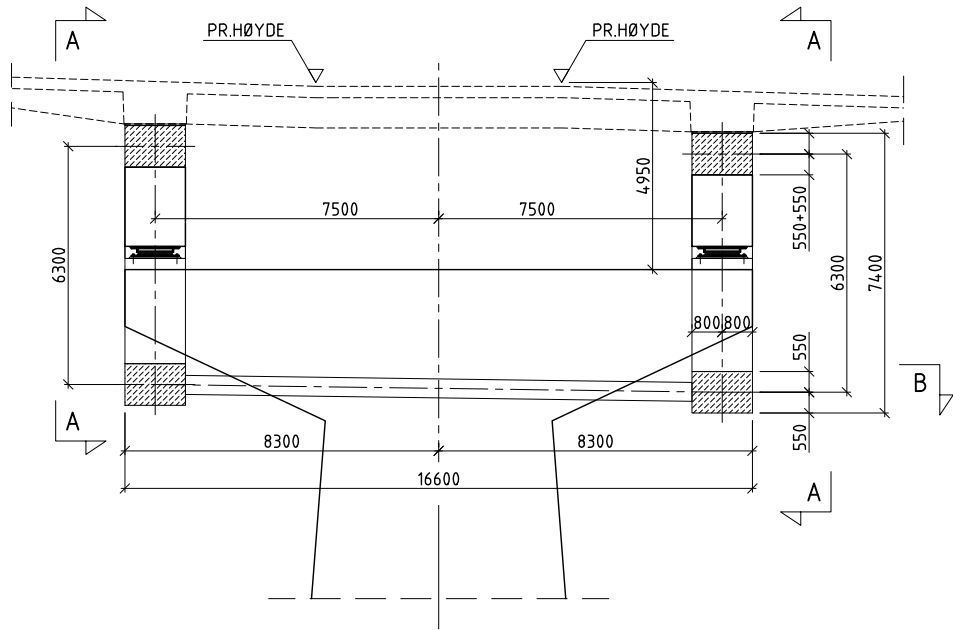
A OPPERISS
1:250



B PLAN
1:250



C SNITT
I FELT
1:100



D SNITT
I AKSE
1:100

BEMERKNINGER:

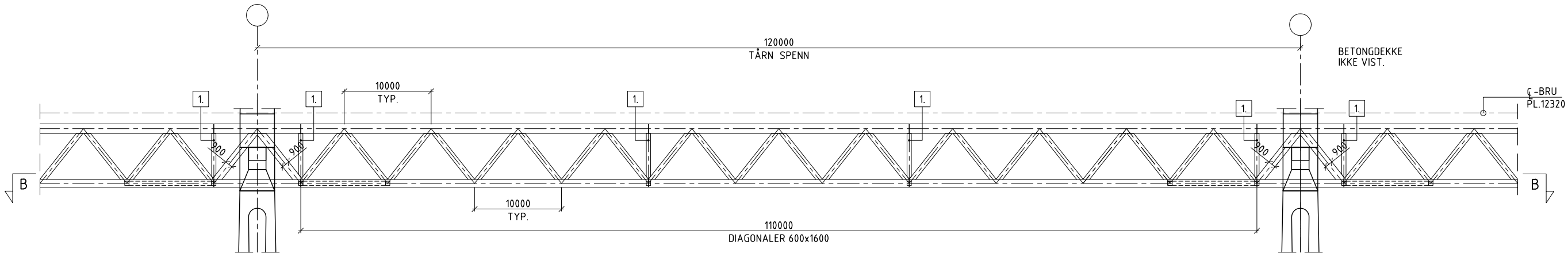
1. HORISONTALT TREFAGVERK 500x500
2. TREFAGVERK 500x500

HENVISNINGER

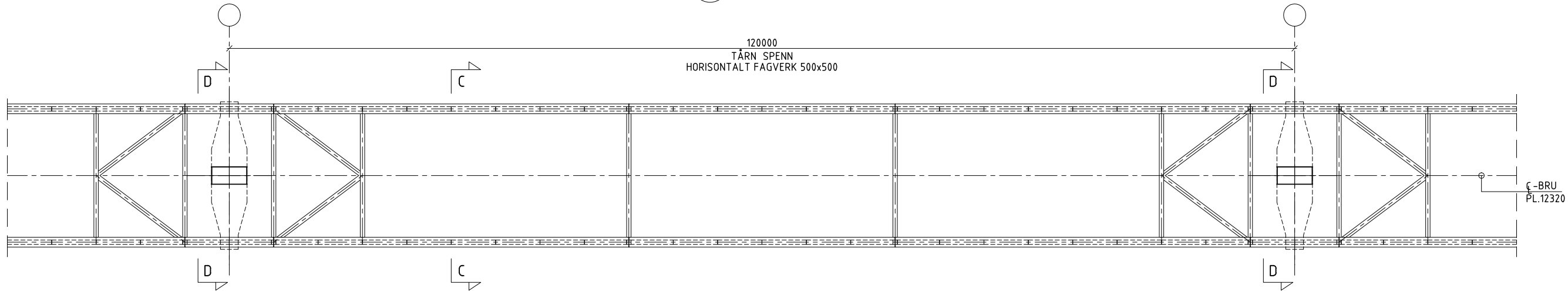
- TYP. TREKNUTEPKT., DETALJ 1 SE TEGN. K-3790
- TYP. TREKNUTEPKT., DETALJ 2 SE TEGN. K-3791
- TYP. TREKNUTEPKT., DETALJ 3 SE TEGN. K-3792
- TYP. TREKNUTEPKT., DETALJ 4 SE TEGN. K-3793
- TYP. TREKNUTEPKT., DETALJ 5 SE TEGN. K-3794

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato			13.03.2015
		Bestiller			
		Produsent for			SVV Region øst
		Produsert av			AAS-JAKOBSEN
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			SOM VIST
		Utlarb	Kontr	Godkjent	Konsulentarkiv
		OEL	AMU	PME	11150
					Tegningsnummer/ revisjonsbokstav
					K-3770



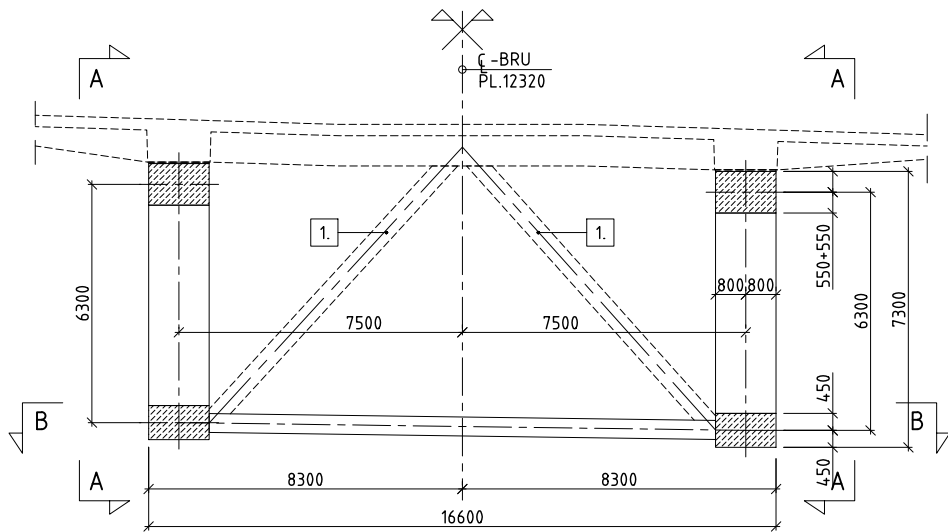
A OPPERISS
1:250



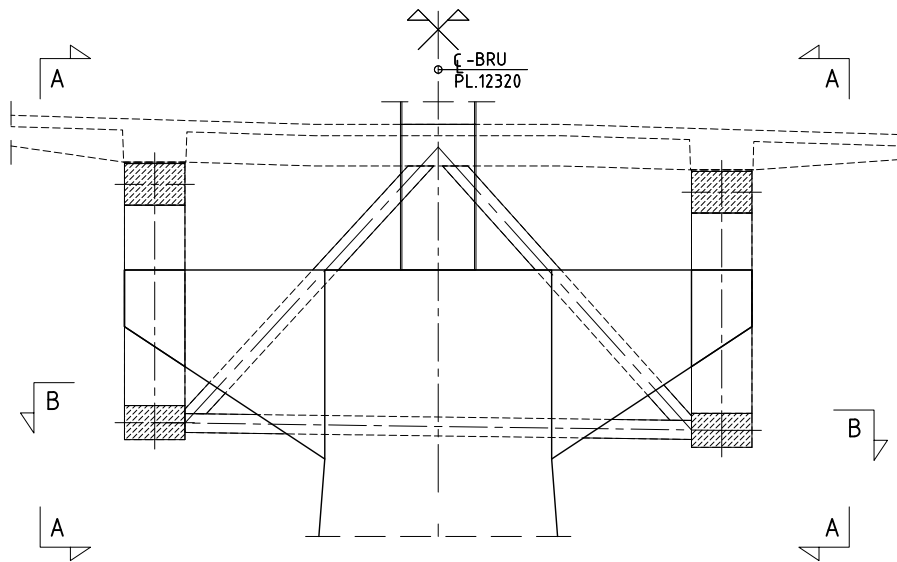
B PLAN
1:250

BEMERKNINGER :

1. TREFAGVERK : 500x500



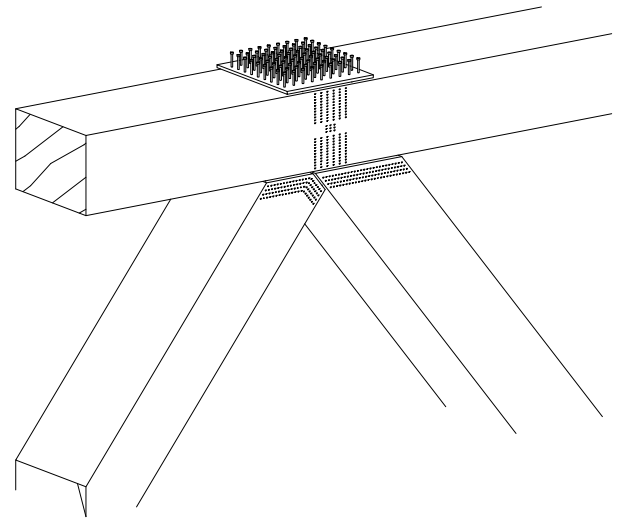
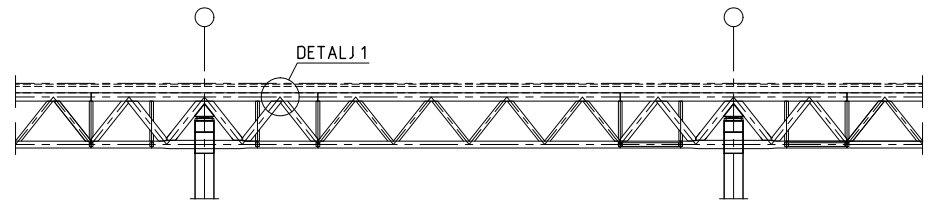
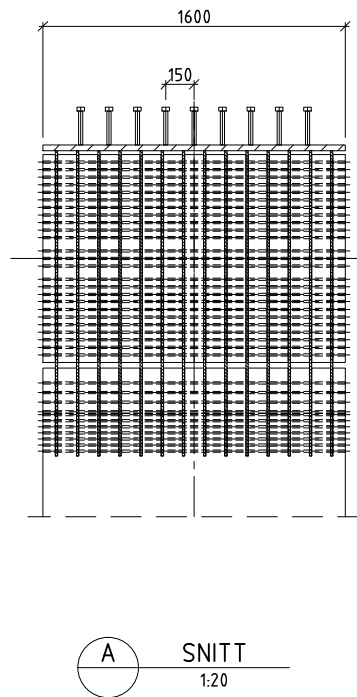
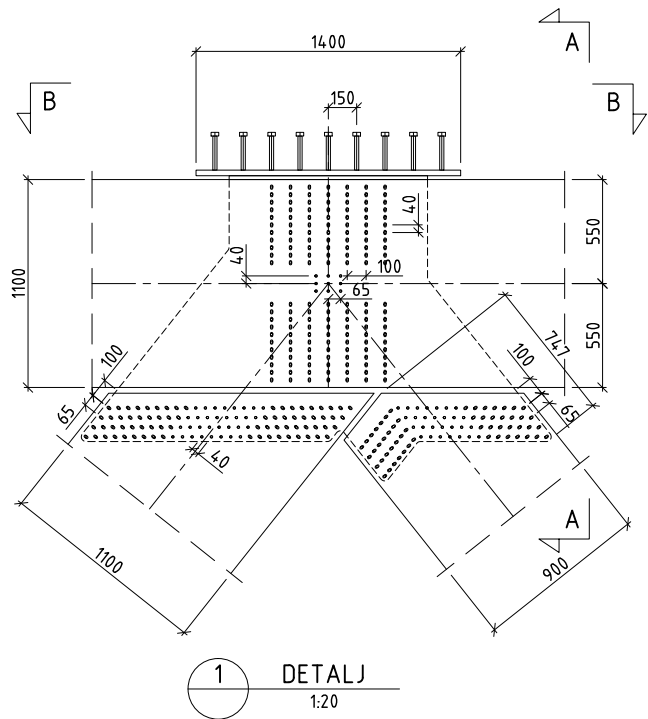
C SNITT
1:100



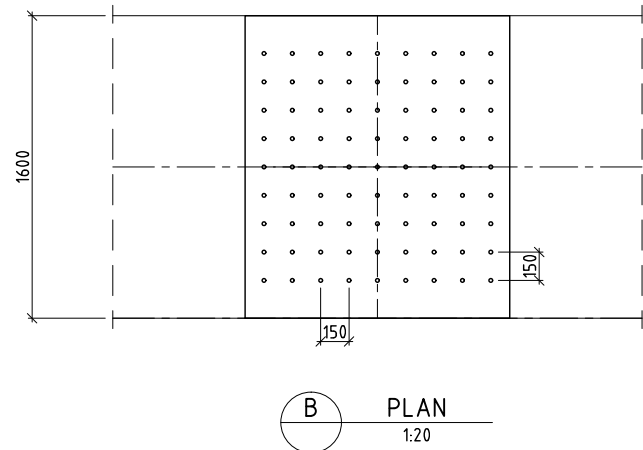
D SNITT
VIST VED TÅRN
1:100

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarb	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
OEL	AMU	PME	11150		
				Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3780



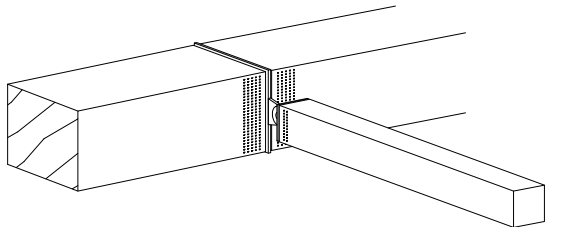
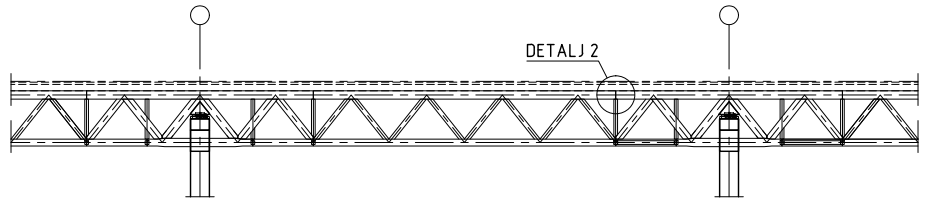
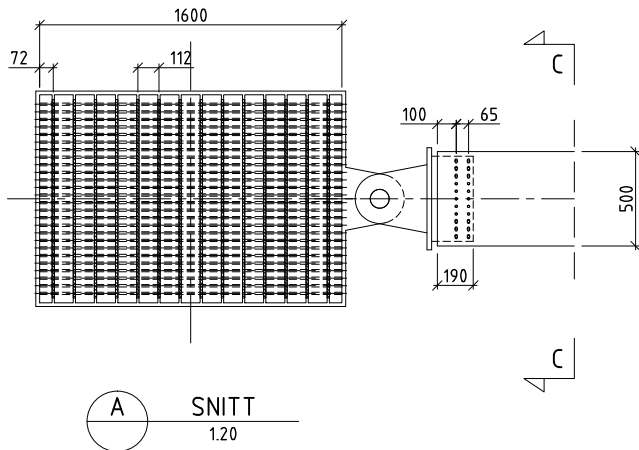
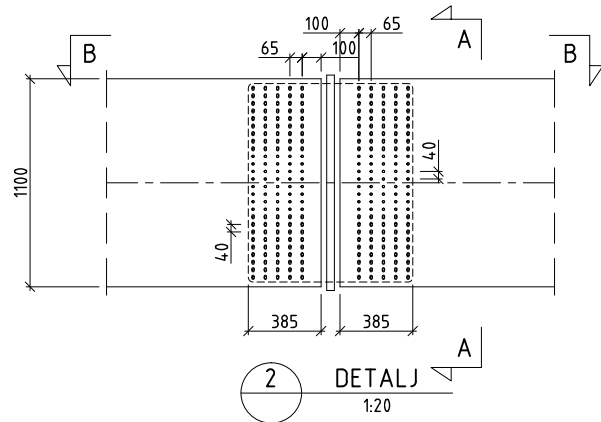
PERSPEKTIV



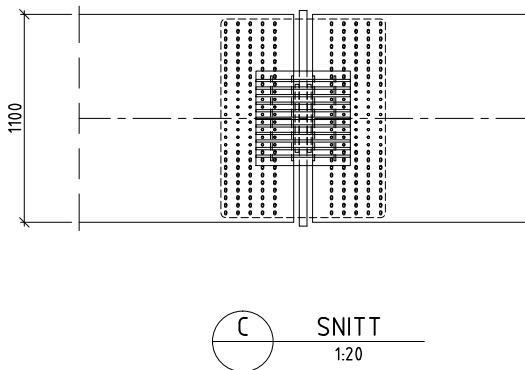
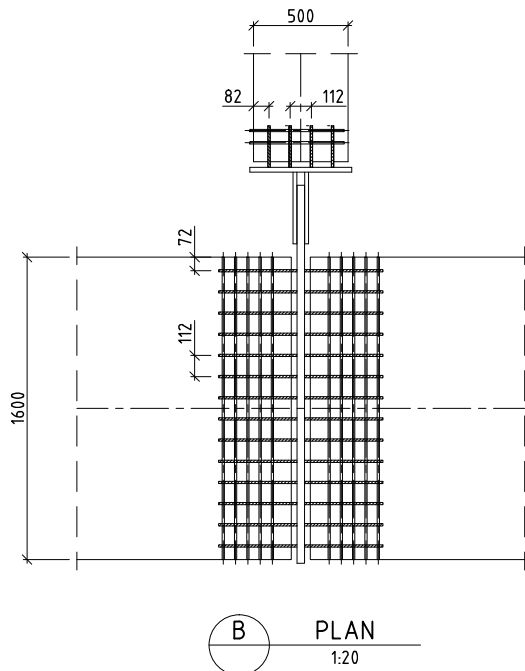
- BEMERKNINGER :**
1. ALLE DETALJER ER VIST FOR DET NORDRE FAGVERKET
 2. DYBLER:
STÅLKVALITET: EN 1.4418 IHT NS-EN 10088-3
DIAMETER D=12mm
DYBLENE SKAL VÆRE GJENNOMGÅENDE
 3. SLISSEPLATER
STÅLSORT: S355N IHT. NS-EN 10025-3
PLATENE VARMFORSINKES OG PULVERLAKKERES
TYKKELSE PÅ PLATENE: T = 10mm
INNVEDIGE HJØRNER AVRUNDES MED R=25mm
 4. LIMTRE:
LIMES AV CU-IMPREGNERTE LAMELLER, KLASSE A
HULL TIL DYBLER FORBØRES MED DIAMETER D=0.2mm
ALL HJØRNER AVFÆSES 10x10mm
SLISSER TIL SLISSEPLATER LAGES MED T+2mm TYKKELSE
KREOSOTIMPREGNERES TILSVARENDE KLASSE A

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROJ-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
		Tegningsnummer/ revisjonsbokstav		K-3791	
FøU-prosjekt					
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
OEL	AMU	PME	11150		



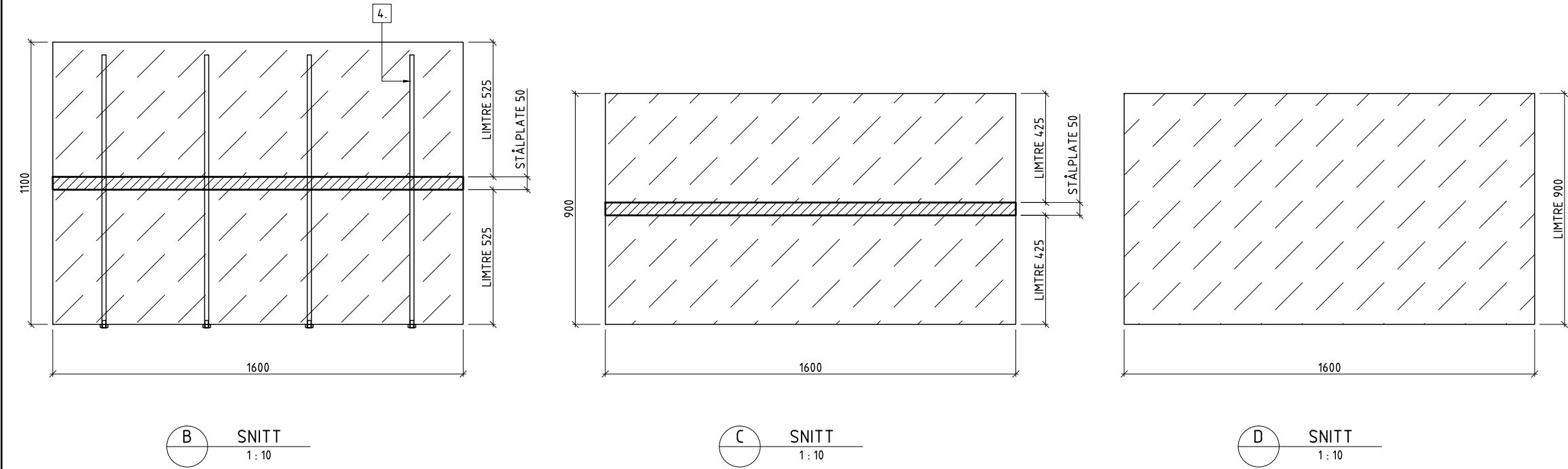
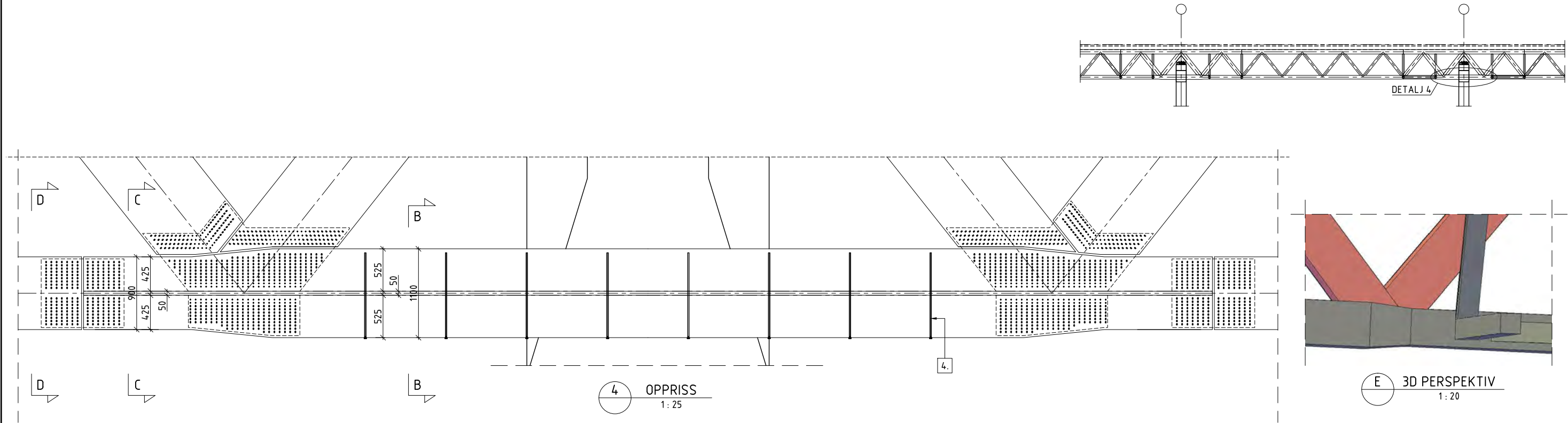
PERSPEKTIV



- BEMERKNINGER :**
1. ALLE DETALJER ER VIST FOR DET NORDRE FAGVERKET
 2. DYBLER:
STÅLKVALITET: EN 1.4418 IHT NS-EN 10088-3
DIAMETER D=12mm
DYBLENE SKAL VÆRE GJENNOMGÅENDE
 3. SLISSEPLATER
STÅLSORT: S355N IHT. NS-EN 10025-3
PLATENE VARMFORSINKES OG PULVERLAKKERES
TYKKELSE PÅ PLATENE: T = 10mm
INNVEDIGE HJØRNER AVRUNDES MED R=25mm
 4. LIMTRE:
LIMES AV CU-IMPREGNERTE LAMELLER, KLASSE A
HULL TIL DYBLER FORBØRES MED DIAMETER D=0.2mm
ALL HJØRNER AVFÆSES 10x10mm
SLISSER TIL SLISSEPLATER LAGES MED T+2mm TYKKELSE
KREOSOTIMPREGNERES TILSVARENDE KLASSE A

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROJ-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
		Tegningsnummer/ revisjonsbokstav		K-3792	
FøU-prosjekt					
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
OEL	AMU	PME	11150		

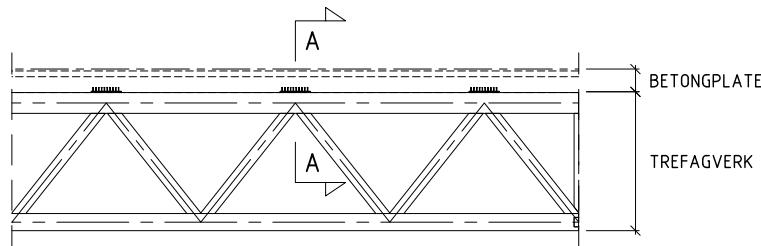


BEMERKNINGER :

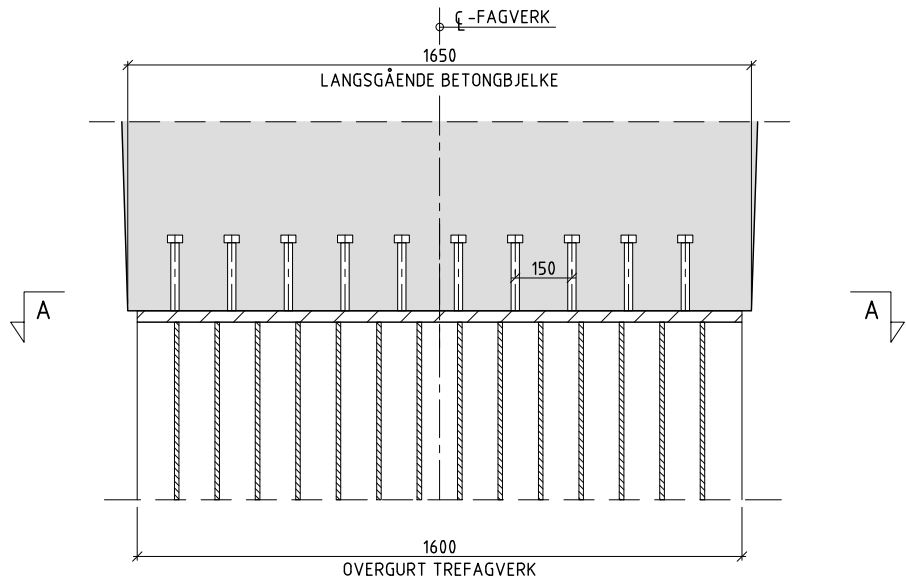
- DYBLER:
STÅLKVALITET: EN 1.4418 IHT NS-EN 10088-3
DIAMETER D=12mm
DYBLENE SKAL VÆRE GJENNOMGÅENDE
- SLISSEPLATER
STÅLSORT: S355N IHT. NS-EN 10025-3
PLATENE VARMFORSINKES OG PULVERLAKKERES
TYKKELSE PÅ PLATENE: T = 10mm
INNVEDIGE HJØRNER AVRUNDES MED R=25mm
- LIMTRE:
LIMES AV CU-IMPREGNERTE LAMELLER, KLASSE A
HULL TIL DYBLER FORBORES MED DIAMETER D=0.2mm
ALL HJØRNER AVFASES 10x10mm
SLISSER TIL SLISSEPLATER LAGES MED T=2mm TYKKELSE
KREOSOTIMPREGNERES TILSVARENDE KLASSE A
4. VARMFORSINKEDE TRESKRUE SOM SIKRER AKSIJELT SAMVIRKE
MELLOM STÅL OG TRE. ALTERNATIVT GJENNOMGÅENDE BOLTER
ELLER SLISSEPLATER.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

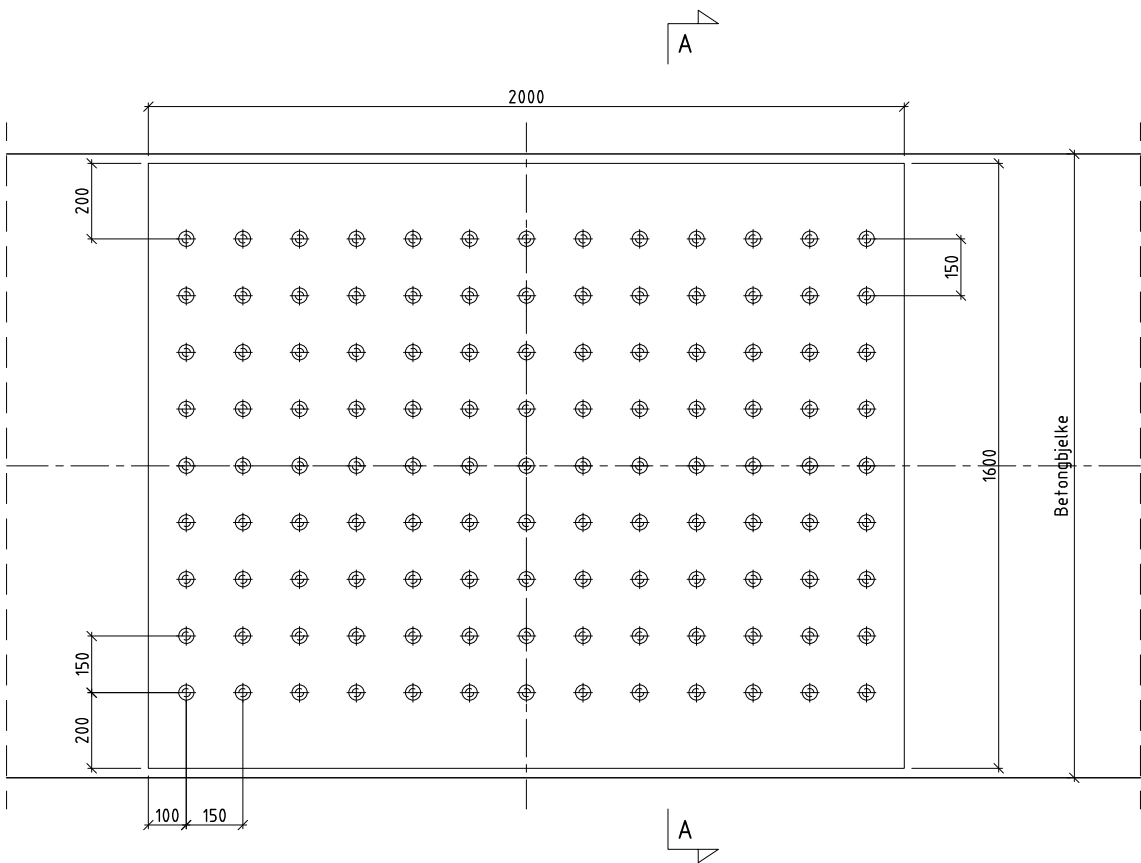
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROJ-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
FøU-prosjekt					
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
OEL	AMU	PME	11150		
				Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3794



1 DETALJ
1:200

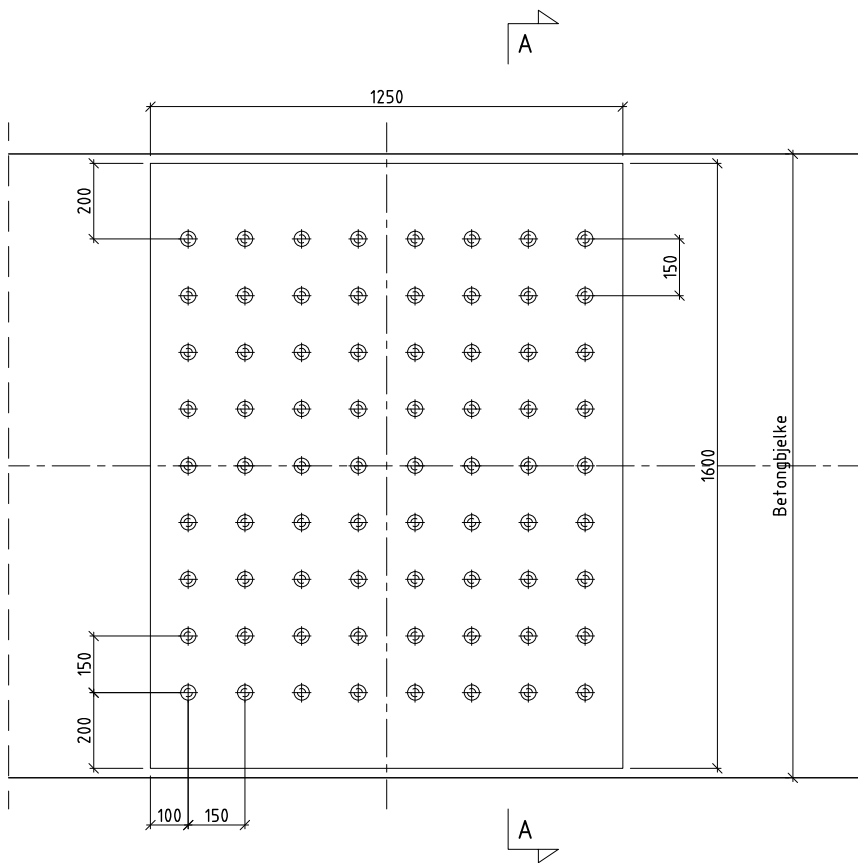


A TYP. SNITT
1:10



B PLAN
STØRSTE STÅLPLATE MED DYBLER
1:10

2.



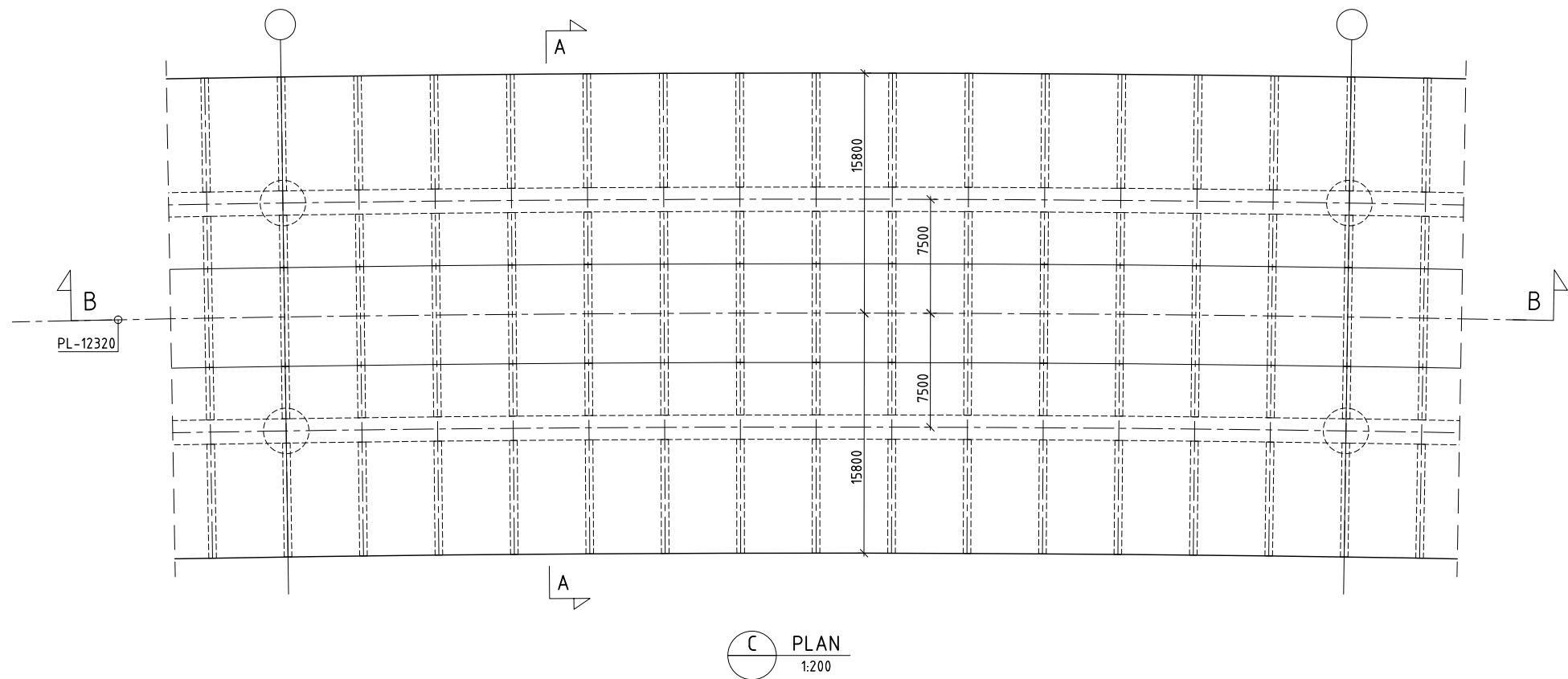
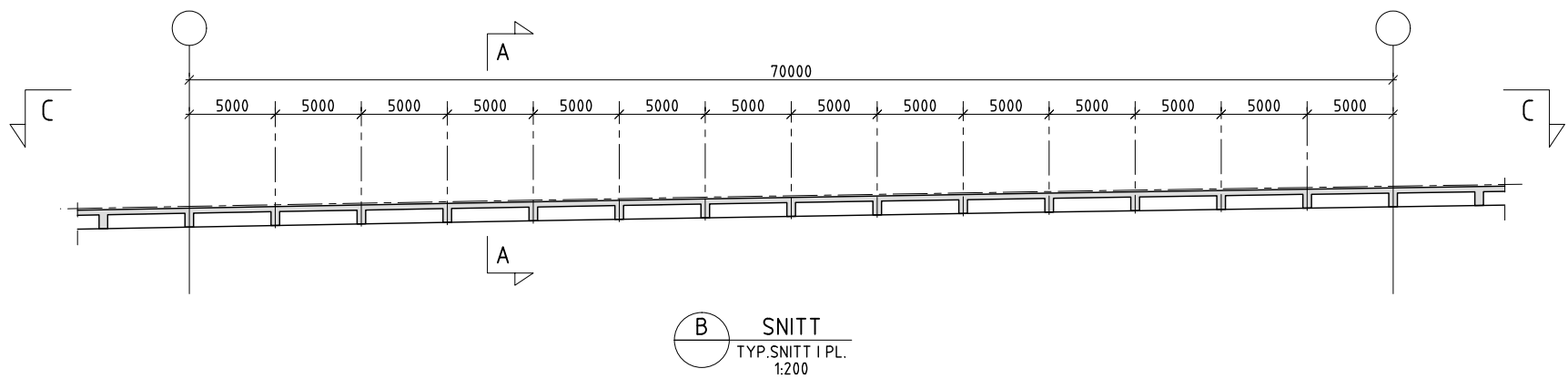
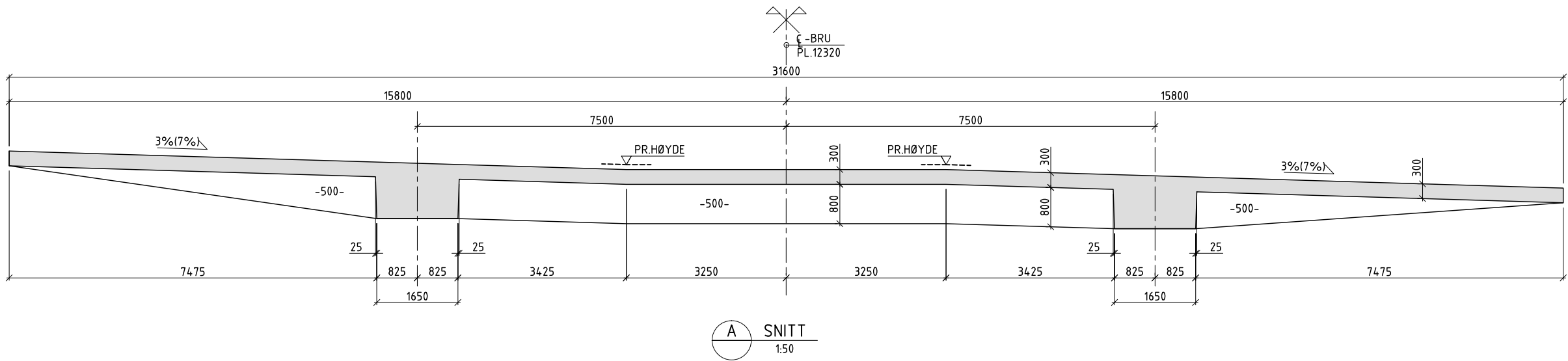
C PLAN
TYP. STÅLPLATE MED DYBLER
1:10

BEMERKNINGER:

- DYBLER: Ø22, LENGDE 200mm
SKJÆRKAPASITET DYBEL = 109 kN
STREKKAPASITET DYBEL = 108 kN
LEVERING, UTFØRELSE OG KONTROLL SKAL VÆRE IHT. HB R762 85.14.
- VED OPLEGGSPUNKTET FOR TREFAGVERKET VED SKRÅSTAGTÅRN ER DET BEHOV FOR EN DYBELPLATE PÅ CA. 3.2m LENGDE. ELLERS ER STØRSTE LENGDE PÅ DYBELPLATE 2.0m

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontnr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3800
OEL	AMU	PME	11150		



ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato			13.03.2015
		Bestiller			
		Produsent for			SVV Region øst
		Produsert av			AAS-JAKOBSEN
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			SOM VIST
		Tegningsnummer/ revisjonsbokstav			K-3810

E6 Moelv – Biri, ny firefelt

MJØSBRUA

TREBRU

Innovasjon Norge

BRUPLATE AKSE 1-10 OG 16-24

(PLAN OG SNITT)

FoU-prosjekt

Utlarbeidet av

Kontrollert av

Godkjent av

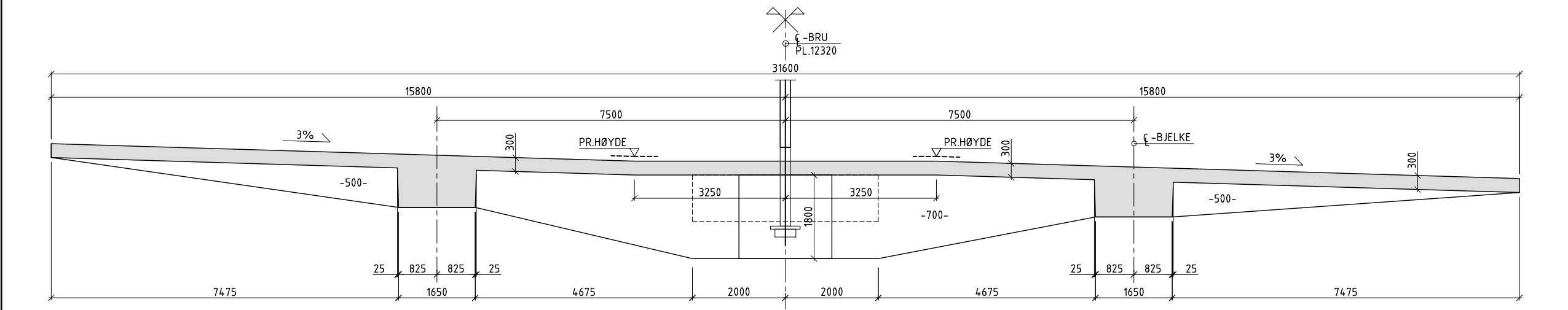
Konsulentarkiv

OEL

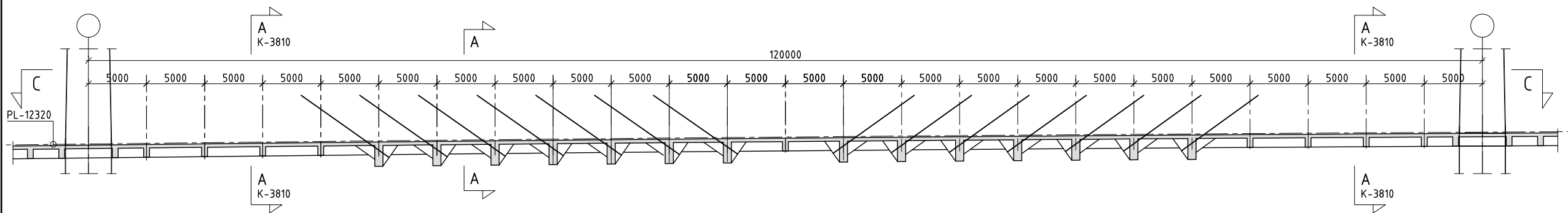
AMU

PME

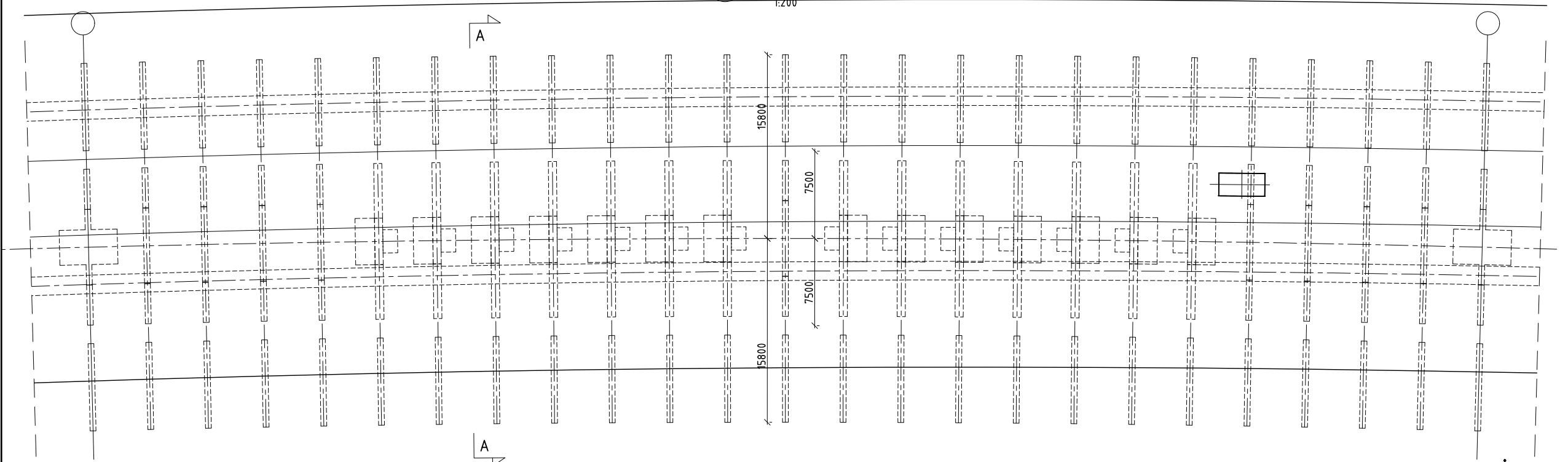
11150



A SNITT
1:50



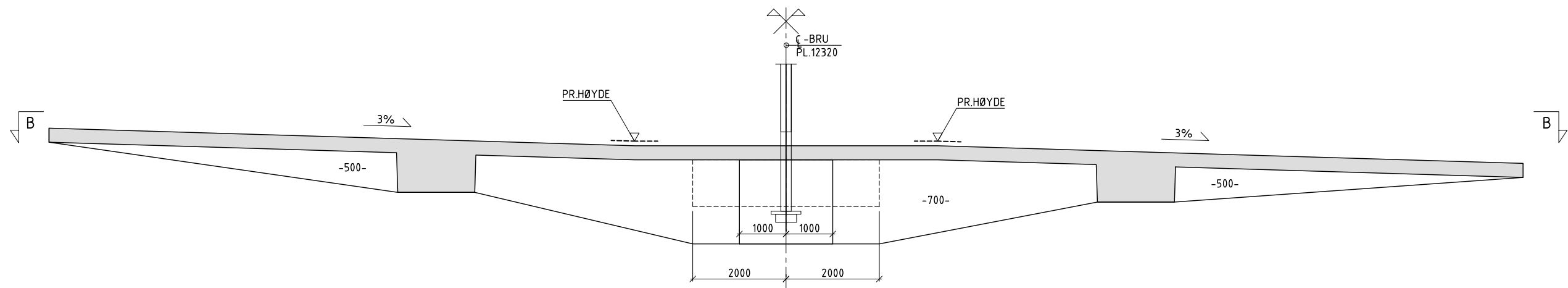
B SNITT
TYP.SNITT I PL.
1:200



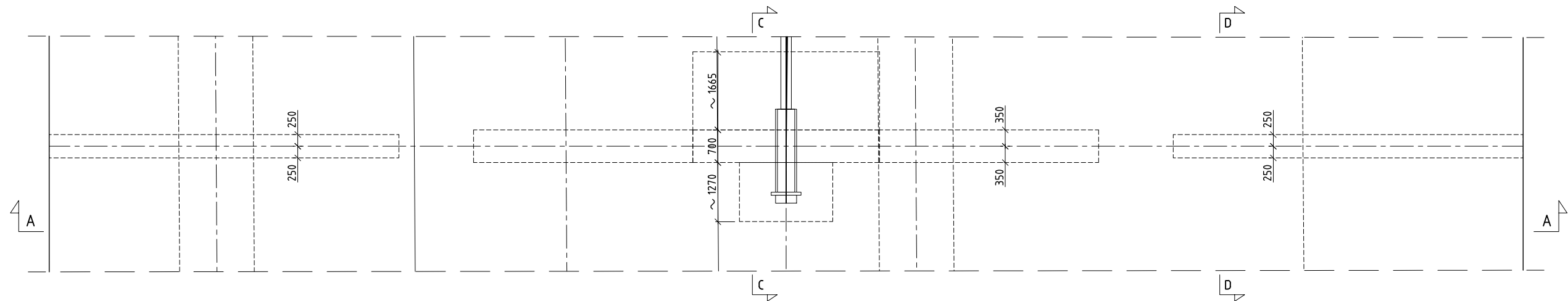
C PLAN
STAG IKKE VIST
1:200

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

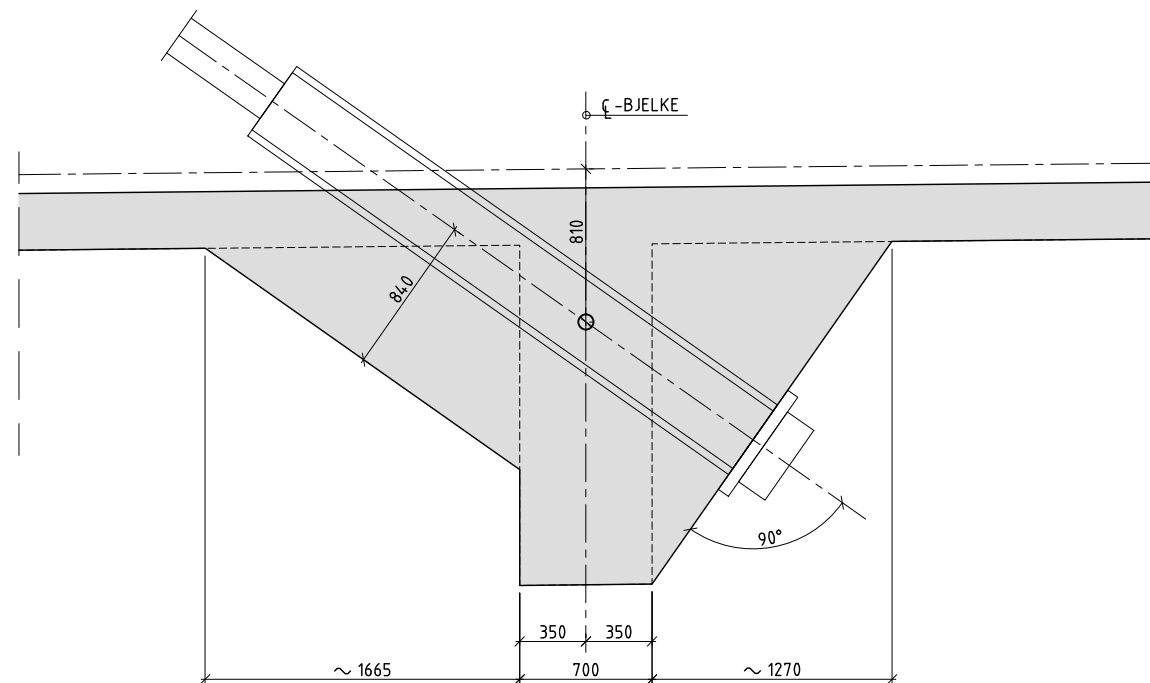
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge			
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Produkt av			
Mjøsbu		AAS-JAKOBSEN			
TREBRU		PRUF-nummer			
BRUPLATE AKSE 10-16		Arkivnummer			
(PLAN OG SNITT)		Byggeværksnummer			
FøU-prosjekt		Målestokk A1			
Utlarbeidet av		Tegningsnummer/			
OEL		revisjonsbokstav			
Kontrollert av		Konsulentarkiv			
AMU		11150			
Godkjent av		SOM VIST			
PME		K-3815			



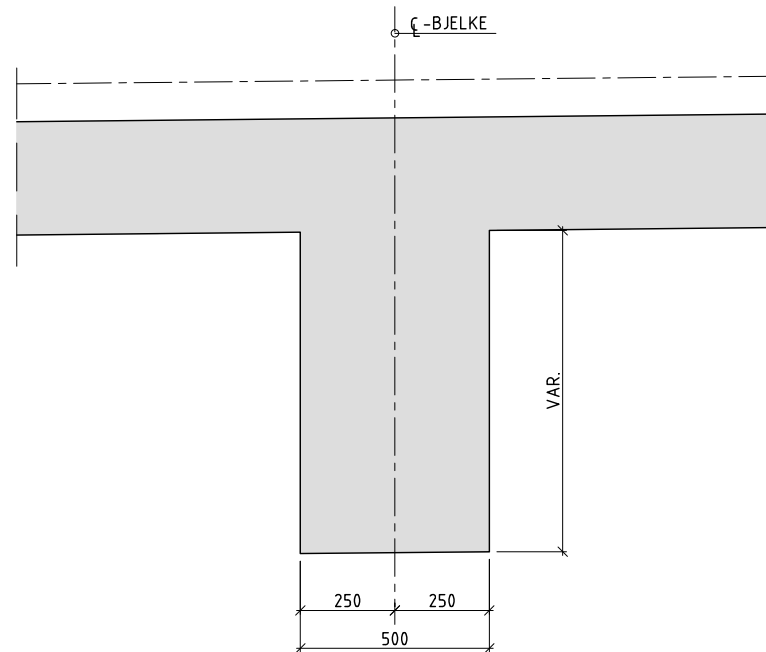
A SNITT
1:50



B PLAN
1:50



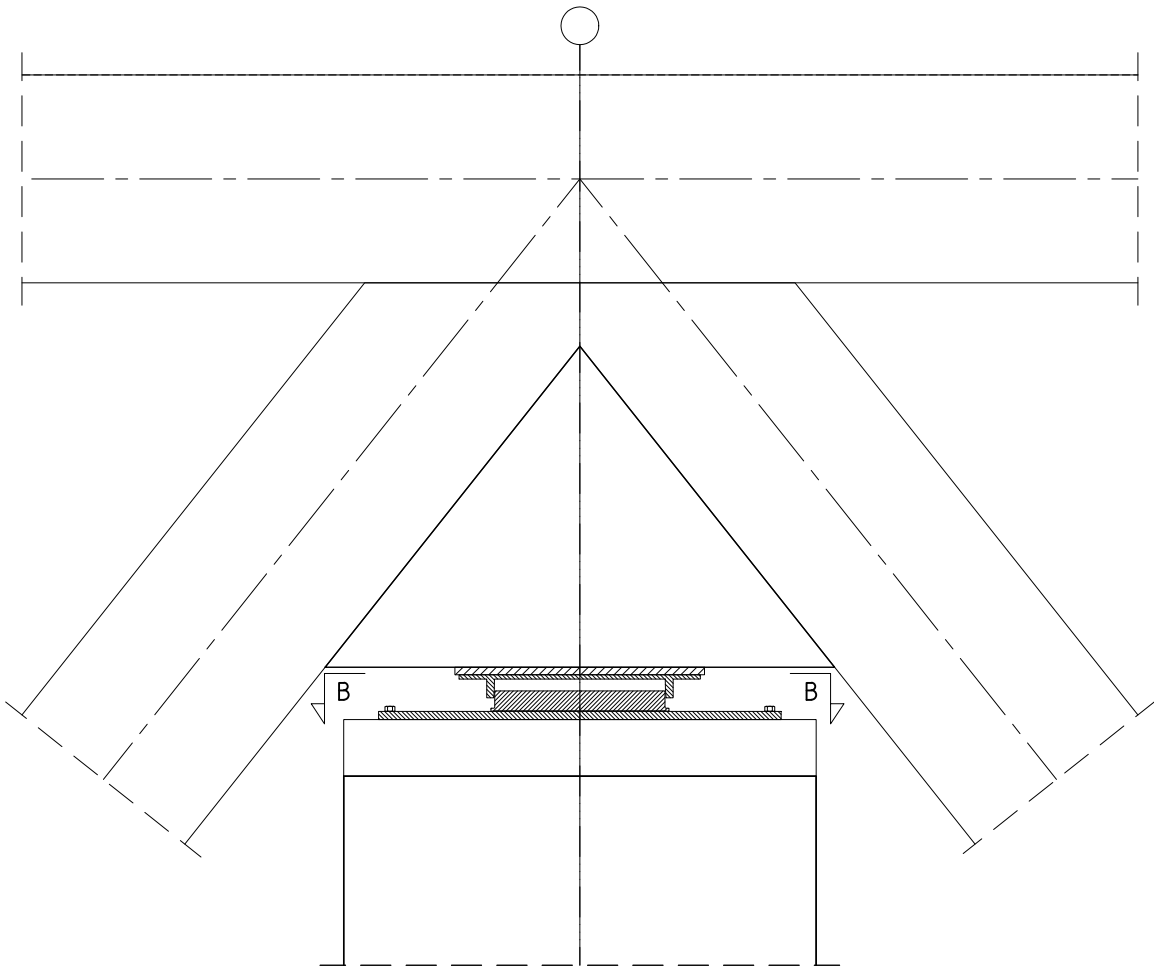
C SNITT
1:20



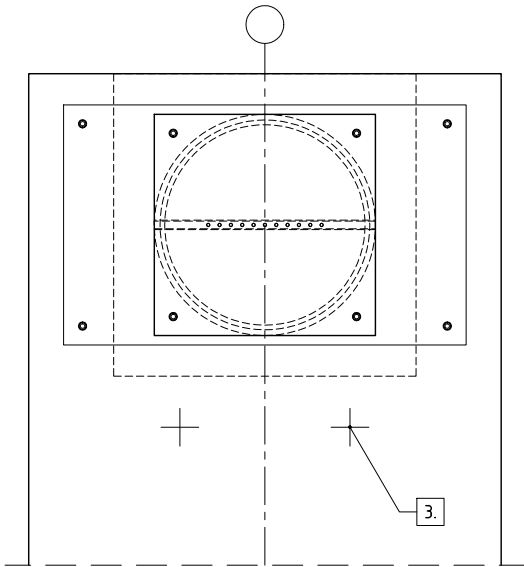
D SNITT
1:10

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge			
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Produzent for			
Mjøsbu		AAS-JAKOBSEN			
TREBRU		PRØF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			
		SOM VIST			
Føl-prosjekt		Tegningsnummer/			
Utlarb		revisjonsbokstav			
OEL		K-3820			
Kontrollert av		PME			
Godkjent av		11150			
Konsulentarkiv					



A **OPPRISS**
TYP. LAGER VIADUKT 2.
1:20



B **PLAN**
TYP. LAGER VED V-SØYLE 2.
1:20

- BEMERKNINGER :**
1. LAGER MONTERES MED GLIDEPLATER PÅ SØYLETOPP. GLIDEPLATENS STØRRELSE AVHENGER AV AVSTAND TIL BRUAS BEVEGELSESNULLPUNKT.
 2. VIST ENSIDIG LAGER PÅ NORDRE SØYLER. SØNDRE SØYLER HAR ALLSIDIG LAGER.
 3. JEKKEPLASSERING VED UTSKIFITNG AV LAGER. DET MONTERES EN MIDLERTIDIG KONSOLL PÅ TREFAGVERK.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		FoU-prosjekt		Målestokk A1	SOM VIST
		Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
	OEL	AMU	PME	11150	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav
					K-3830

- FASE 1

- ETABLERE LANDKAR AKSE 1 OG
FUNDAMENT OG SØYLE AKSE 2
- FASE 2

- MONTERE TREFAGVERK AKSE 1-2, FAG 1
- ETABLERE FUNDAMENT AKSE 3
- FASE 3

- MONTERE TREFAGVERK AKSE 1-2, FAG 2
- ETABLERE SØYLE AKSE 3
- FASE 4

- MONTERE TREFAGVERK AKSE 2-3, FAG 1
- ETABLERE FUNDAMENT AKSE 4
- FASE 5

- MONTERE TREFAGVERK AKSE 2-3, FAG 2
- ETABLERE SØYLE AKSE 4
- FASE 6

- STØP AV BRUPLATE I FELT AKSE 1 - AKSE 2
- MONTERE TREFAGVERK AKSE 3-4, FAG 1
- ETABLERE FUNDAMENT AKSE 5
- FASE 7

- MONTERE TREFAGVERK AKSE 3-4, FAG 2
- ETABLERE SØYLE AKSE 5
- FASE 8

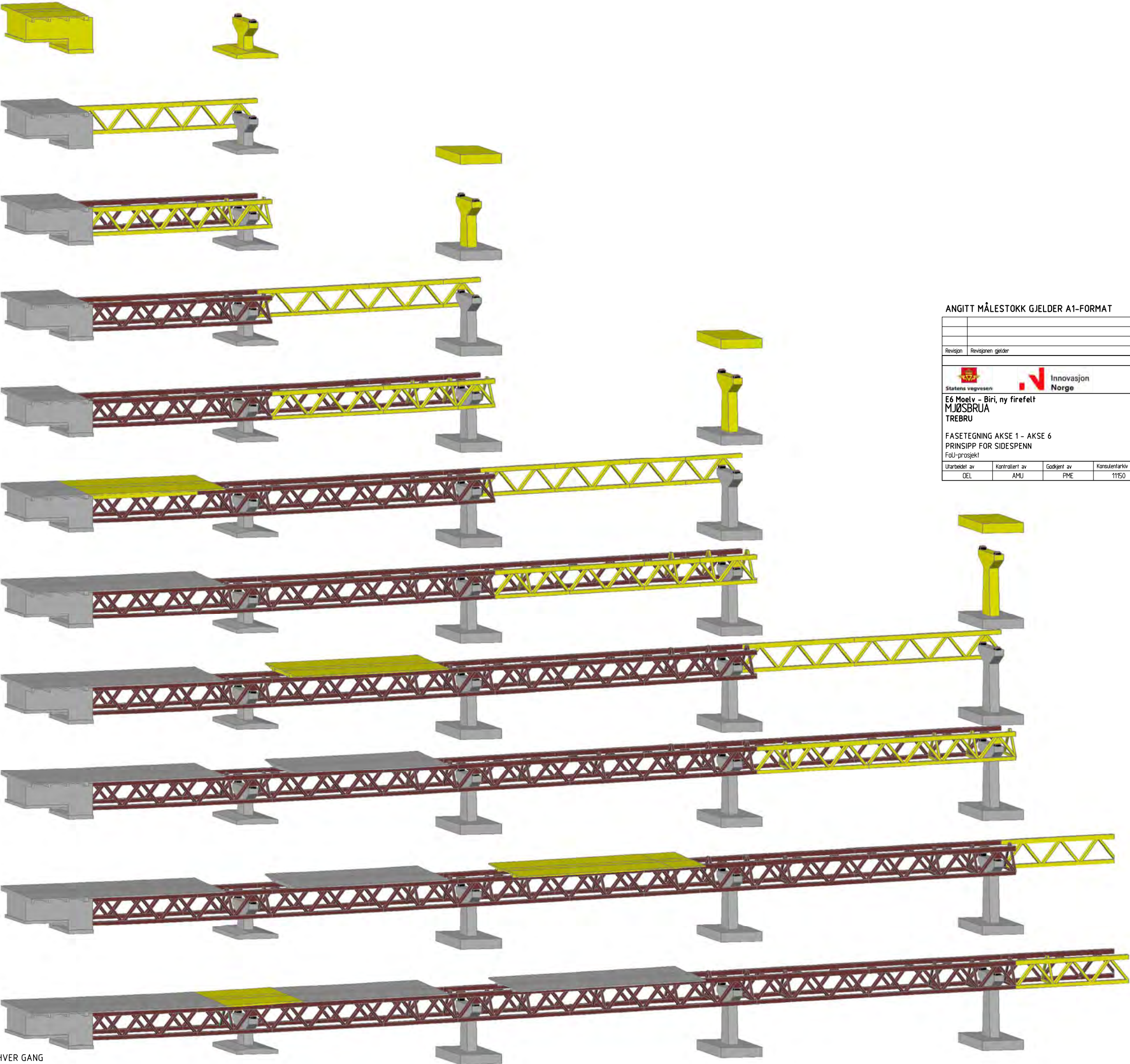
- STØP AV BRUPLATE I FELT AKSE 2 - AKSE 3
- MONTERE TREFAGVERK AKSE 4-5, FAG 1
- ETABLERE FUNDAMENT AKSE 6 (IKKE VIST)
- FASE 9

- MONTERE TREFAGVERK AKSE 4-5, FAG 2
- ETABLERE SØYLE AKSE 6 (IKKE VIST)
- FASE 10

- STØP AV BRUPLATE I FELT AKSE 3 - AKSE 4
- MONTERE TREFAGVERK AKSE 5-6, FAG 1
- ETABLERE FUNDAMENT AKSE 7 (IKKE VIST)
- FASE 11

- STØP AV BRUPLATE OVER STØTTE AKSE 2
- MONTERE TREFAGVERK AKSE 5-6, FAG 2
- ETABLERE SØYLE AKSE 7 (IKKE VIST)

OSV.
FOR BRUBANEN STØPES FELT OG STØTTE ANNENHVER GANG
VED STØP AV STØTTE SKAL DET MINIMUM VÆRE STØPT UT TO FELT FORAN STØTTE



ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge		Saksnr.	13.03.2015
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Mjøsbu		Bestiller	
TREBRU		Produzent for		SVV Region øst	
		Produzent av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3891
DEL	AMU	PME	11150		

FASE 0 - ETABLERE FUNDAMENTER

FASE 1 - ETABLERE BETONGTÅRN OG SØYLER

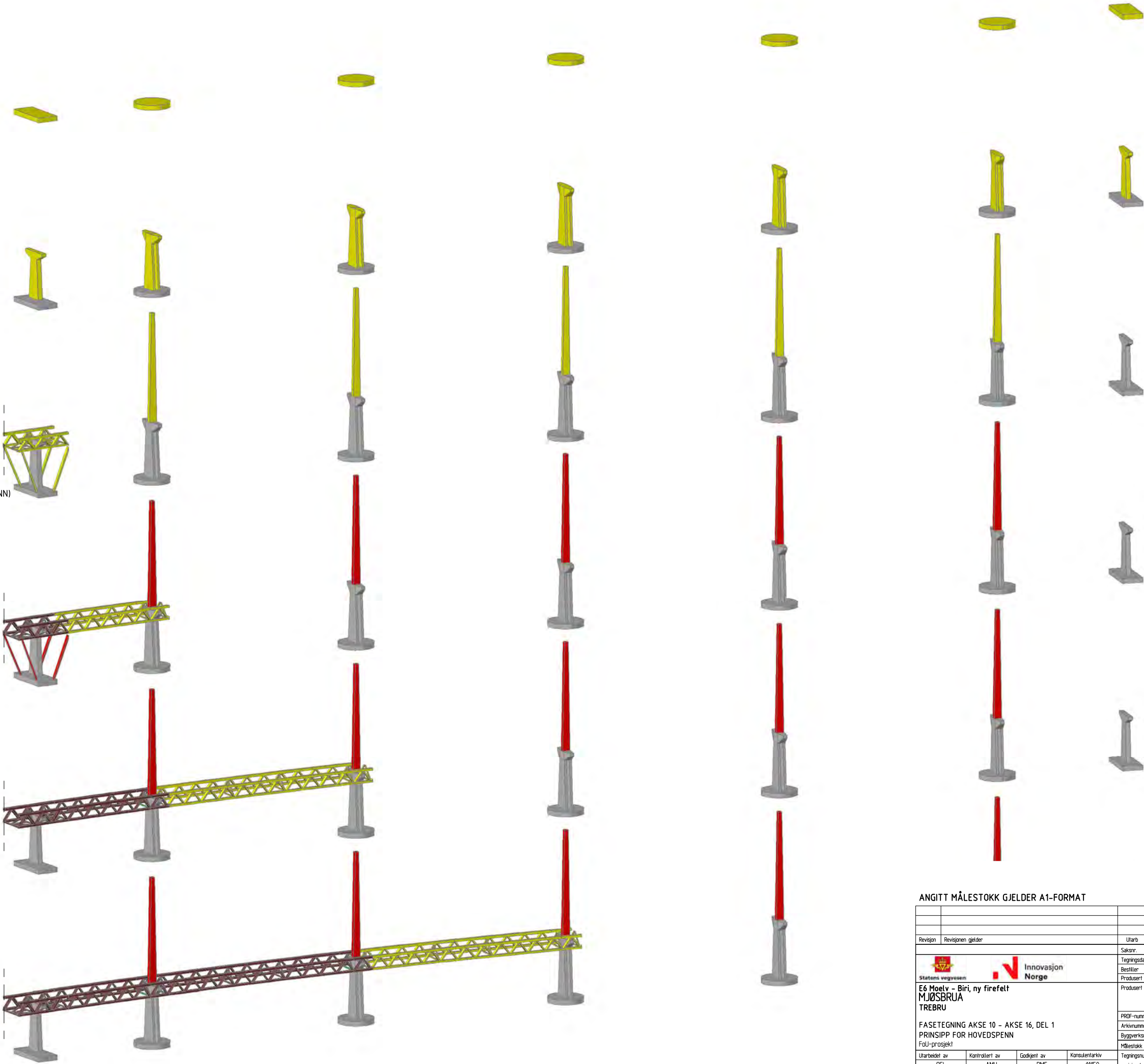
FASE 2- MONTERE STÅLTÅRN
- TREFAGVERK MONTERT FRAM TIL OVER AKSE 10 (SIDESPENN)

FASE 3 - MONTERE TREFAGVERK OVER TÅRN AKSE 11
- DET MONTERES ETT FAG AV GANGEN

FASE 4 - MONTERE TREFAGVERK OVER TÅRN AKSE 12
- DET MONTERES ETT FAG AV GANGEN

FASE 5 - MONTERE TREFAGVERK OVER TÅRN AKSE 13
- DET MONTERES ETT FAG AV GANGEN

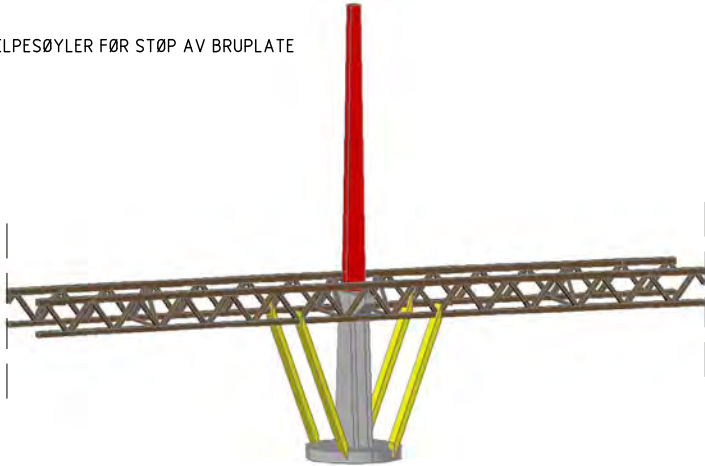
OSV.



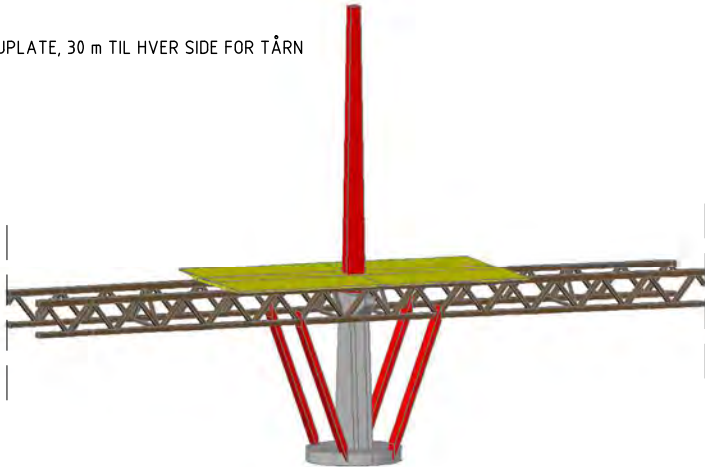
ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
OEL	AMU	PME	11150	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3895

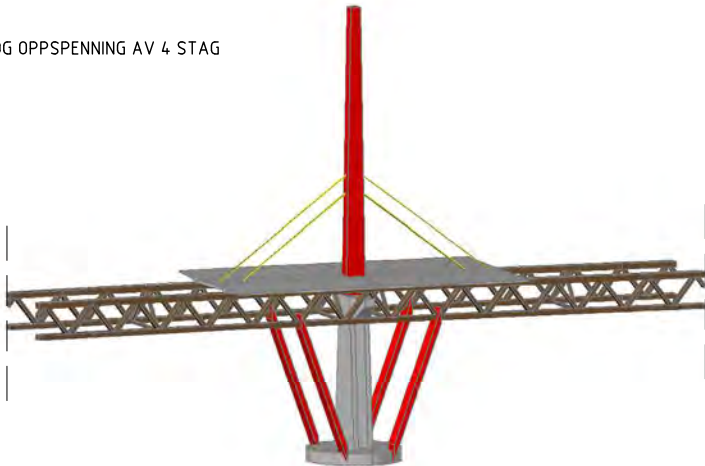
FASE 6 - MONTERE HJELPESØYLER FØR STØP AV BRUPLATE



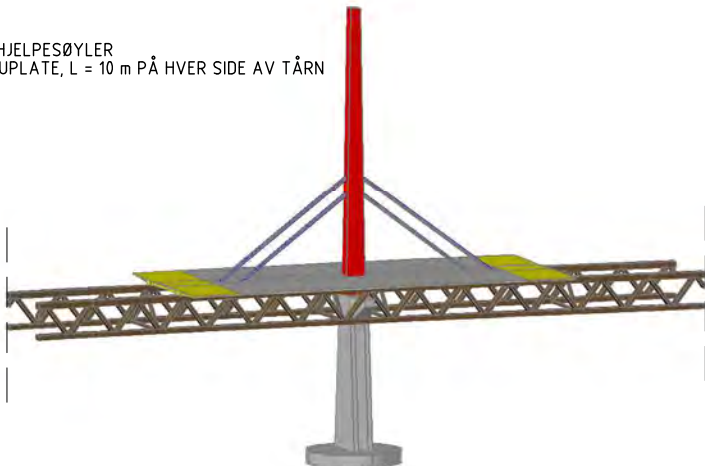
FASE 7 - STØP AV BRUPLATE, 30 m TIL HVER SIDE FOR TÅRN



FASE 8 - MONTERING OG OPPSPENNING AV 4 STAG



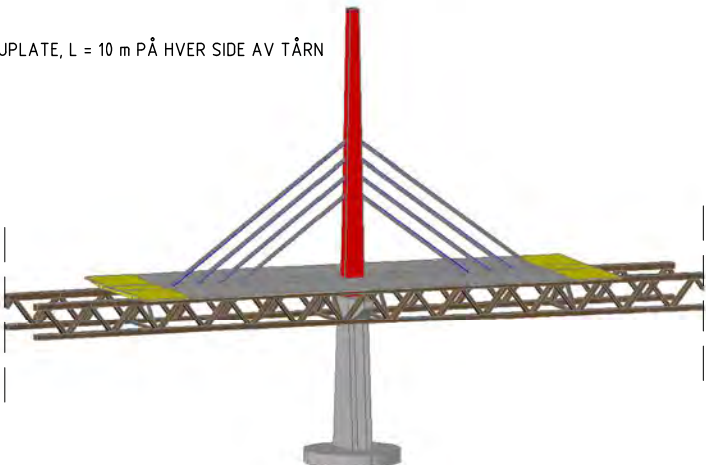
FASE 9 - DEMONTERE HJELPESØYLER
- STØP AV BRUPLATE, L = 10 m PÅ HVER SIDE AV TÅRN



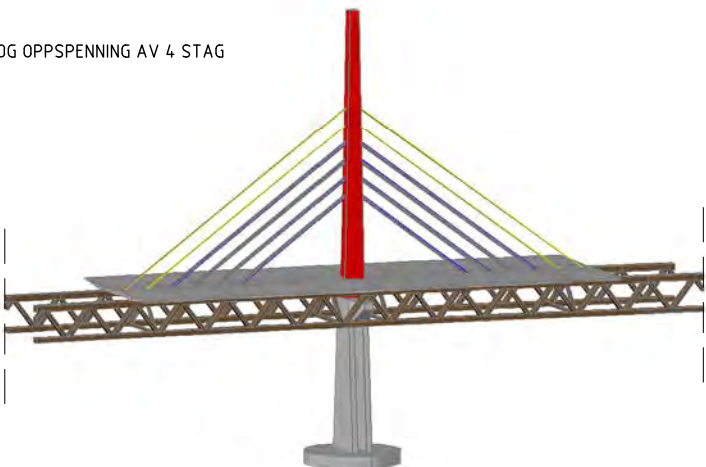
FASE 10 - MONTERING OG OPPSPENNING AV 4 STAG



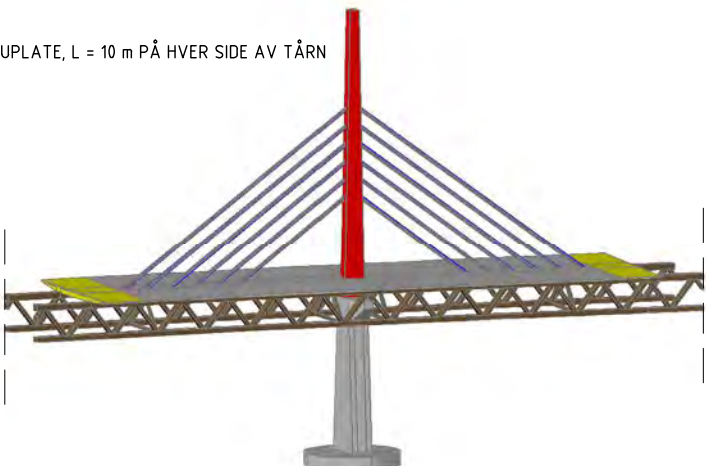
FASE 11 - STØP AV BRUPLATE, L = 10 m PÅ HVER SIDE AV TÅRN



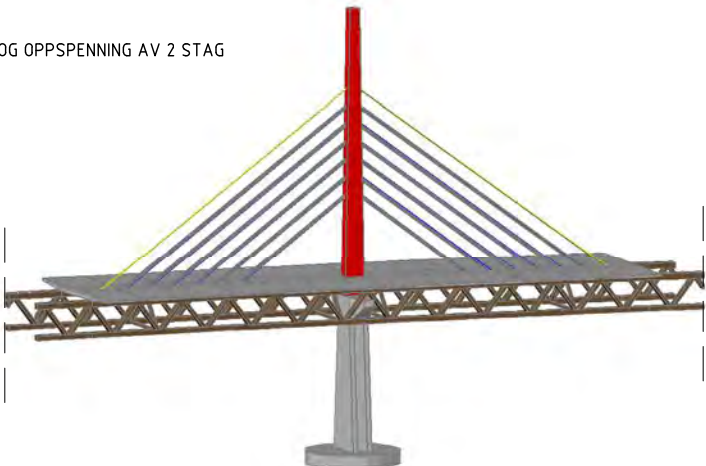
FASE 12 - MONTERING OG OPPSPENNING AV 4 STAG



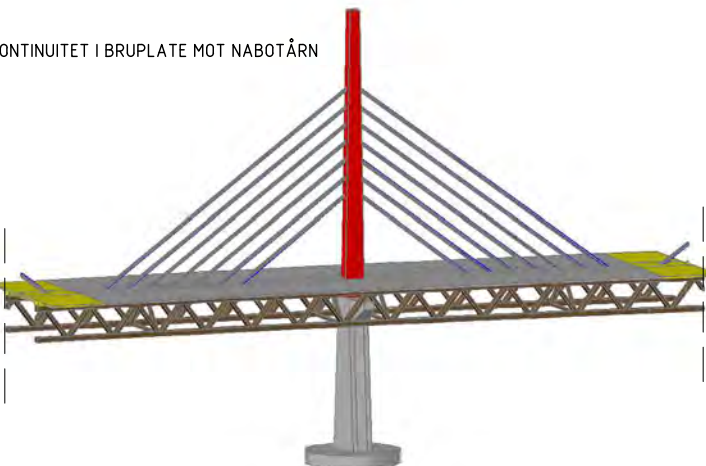
FASE 13 - STØP AV BRUPLATE, L = 10 m PÅ HVER SIDE AV TÅRN



FASE 14 - MONTERING OG OPPSPENNING AV 2 STAG



FASE 15 - ETABLERE KONTINUITET I BRUPLATE MOT NABOTÅRN



ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge		Tegningsdato 13.03.2015	
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Produsert for SVV Region øst		Produert av AAS-JAKOBSEN	
MJØSBRUA		PROF-nummer		Arkivnummer	
TREBRU		Byggeværksnummer		Målestokk A1	
FASETEGNING AKSE 10 - AKSE 16, DEL 2		Tegningsnummer/		SOM VIST	
PRINSIPP FOR HOVEDSPENN		revisjonsbokstav		K-3896	
FøU-prosjekt		Utarbeidet av OEL		Kontrollert av AMU	
		Godkjent av PME		Konsulentarkiv 11150	

Vedlegg B

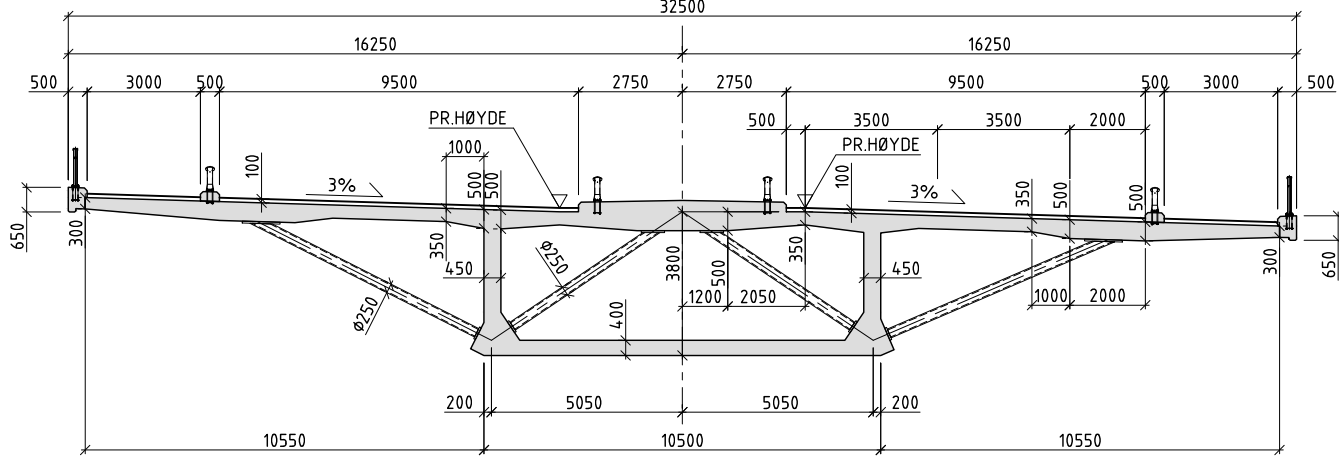
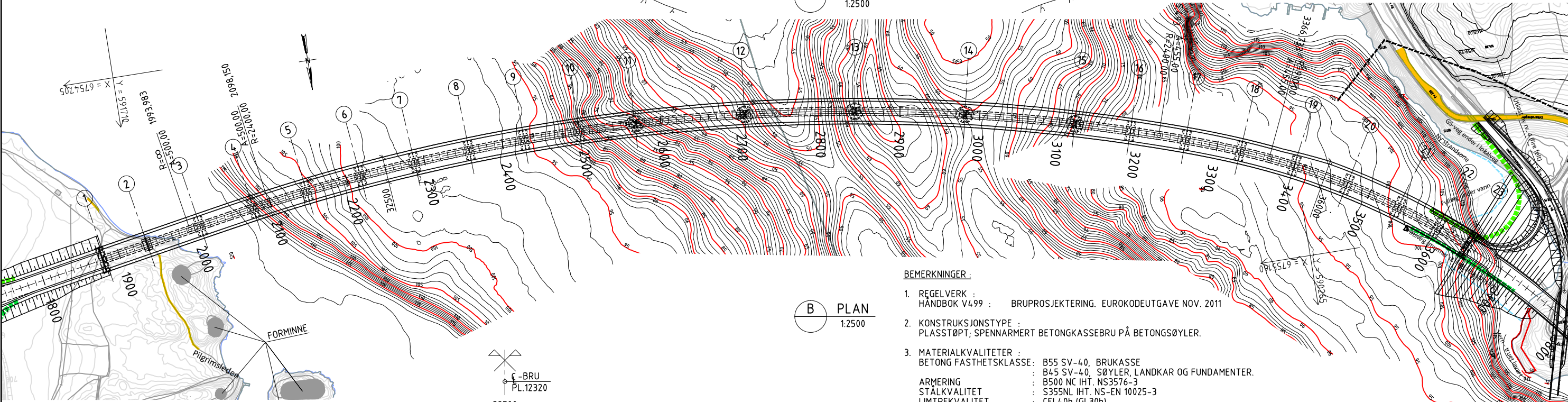
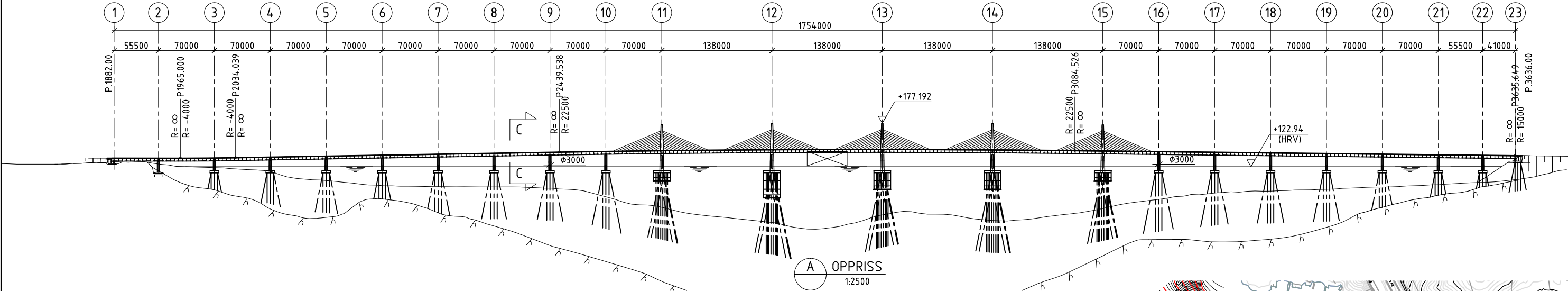
Tegninger betongalternativ

Følgende tegninger er utarbeidet:

Prosjekt: FoU Mjøsbrua i tre Tegningsliste for betongbrualternativet		Ajour pr: 10.11.2016  Statens vegvesen
Tegn.nr.	Tittel	
	KONSTRUKSJONSTEGNINGER	
K-3500	Oversikt	
K-3510	Typiske tverrsnitt	
K-3520	Dypvanns pelefundament	
K-3530	Pelefundament, typisk	
K-3540	Landkar akse 1	
K-3545	Landkar akse 23	
K-3546	Pelefundament, landkar akse 23	
K-3550	Søyler	
K-3560	Tårn, oversikt	
K-3561	Tårn, detaljer	
K-3570	Brukasse akse 1-10 og 16-23	
K-3571	Brukasse akse 10-16	
K-3580	Spennarmering sidefelt. Typiske snitt.	
K-3581	Spennarmering hovedspenn. Typiske snitt.	
	FASETEGNINGER	
K-3691	Fasetegning akse 1 - 5 (prinsipp for sidespenn)	
K-3695	Fasetegning akse 11 - akse 15, del 1 (prinsipp for hovedspenn)	
K-3696	Fasetegning akse 11 - akse 15, del 2 (prinsipp for hovedspenn)	

Current road project: 12320

PROFILNR.	1850	1900	1950	2000	2050	2100	2150	2200	2250	2300	2350	2400	2450	2500	2550	2600	2650	2700	2750	2800	2850	2900	2950	3000	3050	3100	3150	3200	3250	3300	3350	3400	3450	3500	3550	3600	3650				
PROFILHØYDE	133.704	133.702	133.699	133.849	134.565	135.425	136.286	137.146	138.006	138.867	139.727	140.587	141.445	142.227	142.897	143.456	143.905	144.242	144.467	144.582	144.586	144.478	144.260	143.930	143.489	142.943	142.370	141.796	141.223	140.650	140.077	139.504	138.931	138.358	137.785	137.212	136.632				
TERR. HØYDE	127.65	128.41	125.03	121.95	119.20	109.88	105.30	100.05	98.47	97.79	97.65	97.00	94.70	84.65	75.02	64.56	59.18	53.73	44.95	51.00	63.74	63.52	59.02	55.00	60.57	66.85	77.15	83.52	88.82	92.12	93.02	94.67	97.13	98.79	101.13	103.34	108.59				
VERT. KURVE	s = -0.000		R = 4000 m		s = 0.017										R = 22500 m												s = -0.011										R = 15000 m				
HOR. KURVE	R = ∞			A = 500.00			R = 2400 m																							A = 455.00					R = 910 m						
TVERRFALL	3.4%																														3.4%			7.0%							

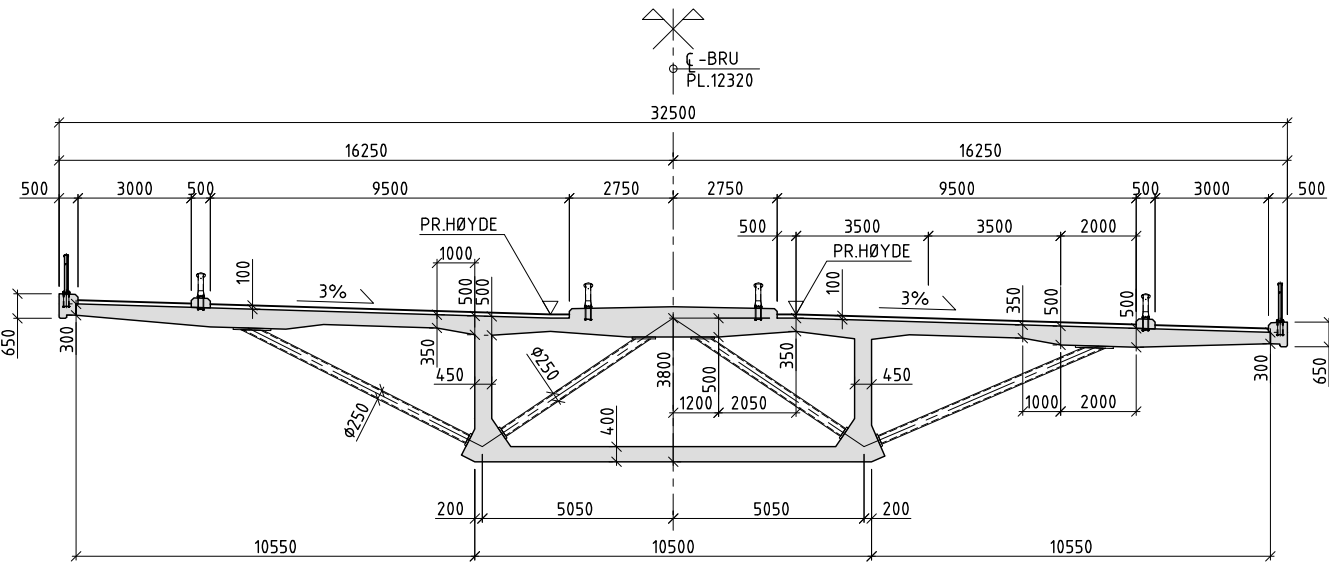


BEMERKNINGER:

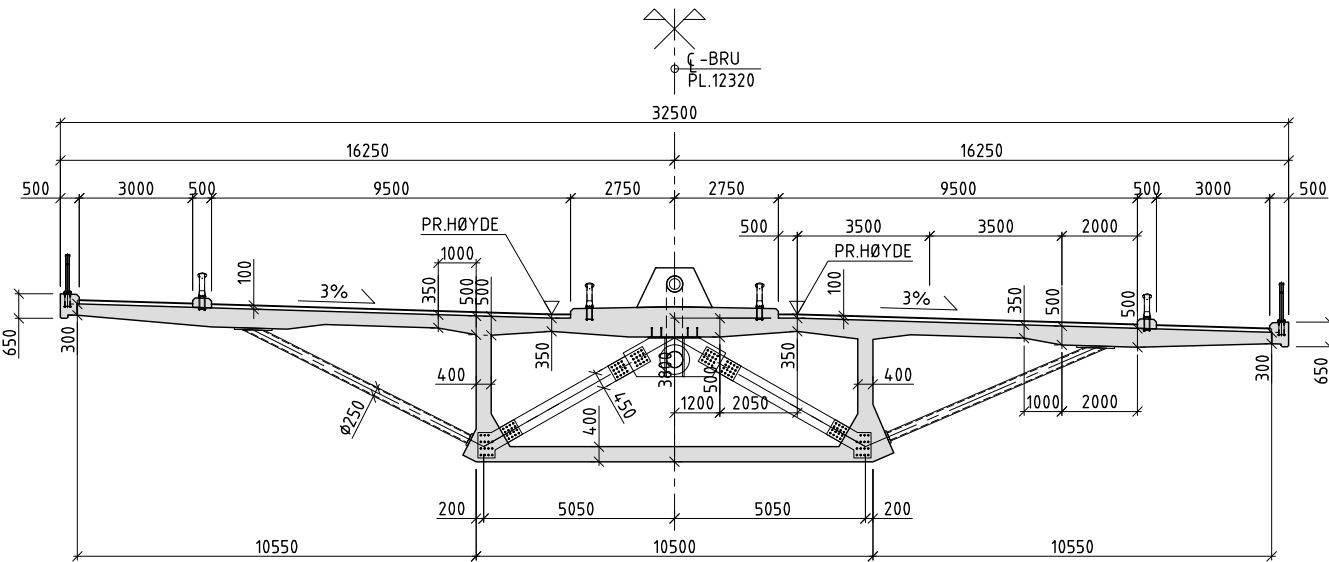
- REGELVERK :
HANDBOK V4.99 : BRUPROJEKTERING. EUROKODEUTGAVE NOV. 2011
- KONSTRUKSJONSTYPE :
PLASTØPT, SPENNARMERT BETONGKASSEBRU PÅ BETONGSØYLER.
- MATERIALKVALITETER :
BETONG FASTHETSKLASSE: B55 SV-40, BRUKASSE
: B45 SV-40, SØYLER, LANDKAR OG FUNDAMENTER.
ARMERING : B500 NC IHT. NS3576-3
STÅLKVALITET : S355NL IHT. NS-EN 10025-3
LIMTREKVALITET : CEL40h (GL30h)
- FUNDAMENTERING :
DIREKTEFUNDAMENTERING, UTSTØPTE STÅLRØRSELER TIL BERG,
UTSTØPTE STÅLRØRSELER SOM SVEVEPELER.
- SLITELAG :
BRUA ER DIMENSJONERT FOR BELEGNING MED VEKT 2.5 kN/m²
- VANNSTAND :
LAVESTE REGULERTE VANNSTAND (LRV) = +119.33
HØYESTE REGULERTE VANNSTAND (HRV) = +122.94
200 ÅRS FLOM = +126.43
- PÅSEILINGSLAST FRA SKIBLADNER
700kN NORMALT PÅ PROFILINJA
350kN PARALLELT MED PROFILINJA
(LASTER FRA PROSJEKTERING AV EKS. MJØSBRU)
- STANDARD VEI : : MOTORVEI
TRAFIKKGRUNNLAG (ADT) : 12000 (2014)
DIMENSJONERENDE FART : 120 km/h
- LAGER SØNDRE SIDE: ALLSIDIG BEVEGLIG LAGER I AKSE 1 OG 23.
ALLSIDIG BEVEGLIG LAGER I AKSE 2-10 OG 16-22. MONOLITTISK I AKSE 11-15.
- LAGER NORDRE SIDE: ENSIDIG BEVEGLIG LAGER I AKSE 1 OG 23.
ENSIDIG BEVEGLIG LAGER I AKSE 2-10 OG 16-22. MONOLITTISK I AKSE 11-15.
- FUGER: LAMELLFUGER I AKSE 1 OG 23.
BEVEGELSESKAPASITET HHV. ±700mm OG ±600mm.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

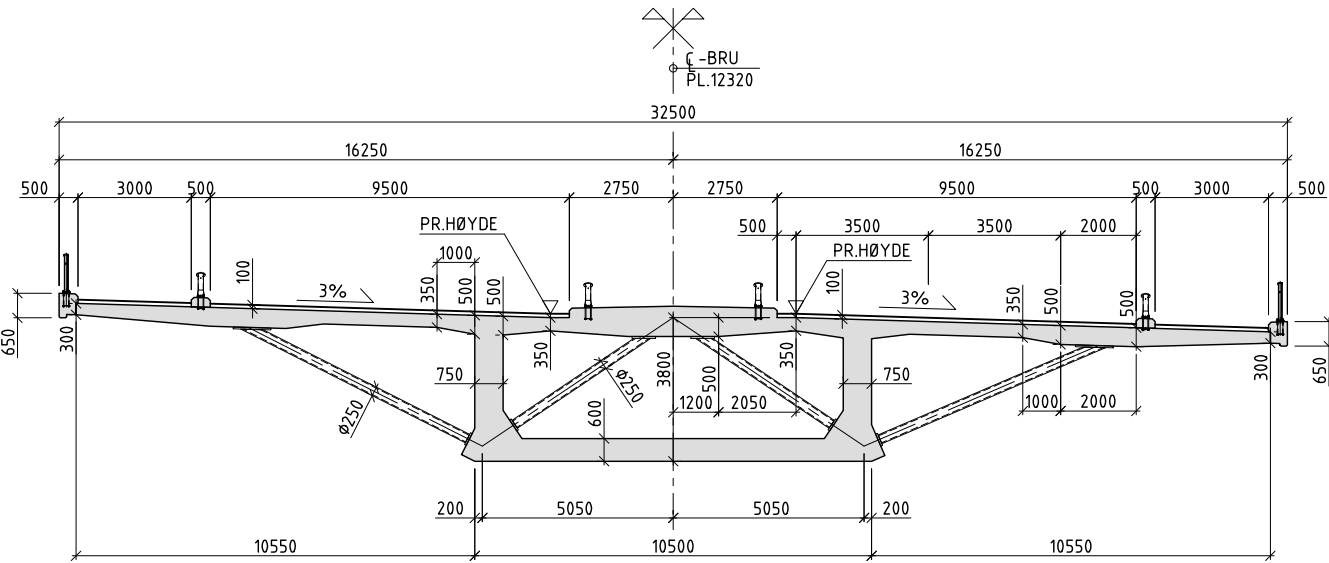
Revisjon	Revisjonen gjelder		Utlarb	Kontr	Godkjent
					Rev. dato
				Saksnr.	
Statens vegvesen				Tegningsdato	
E6 Moelv - Biri, ny firefelt				13.03.2015	
MJØSBRUA				Bestiller	
BETONGBRU				Produzent for	
				SVV Region øst	
				Produzent av	
					
				PROF-nummer	
				Arkivnummer	
				Byggeværksnummer	
				Målestokk A1	
				SOM VIST	
FølJ-prosjekt				Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	
Utlarb/et av		Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	
JTS		AMU	PME	11150	
				K-3500	



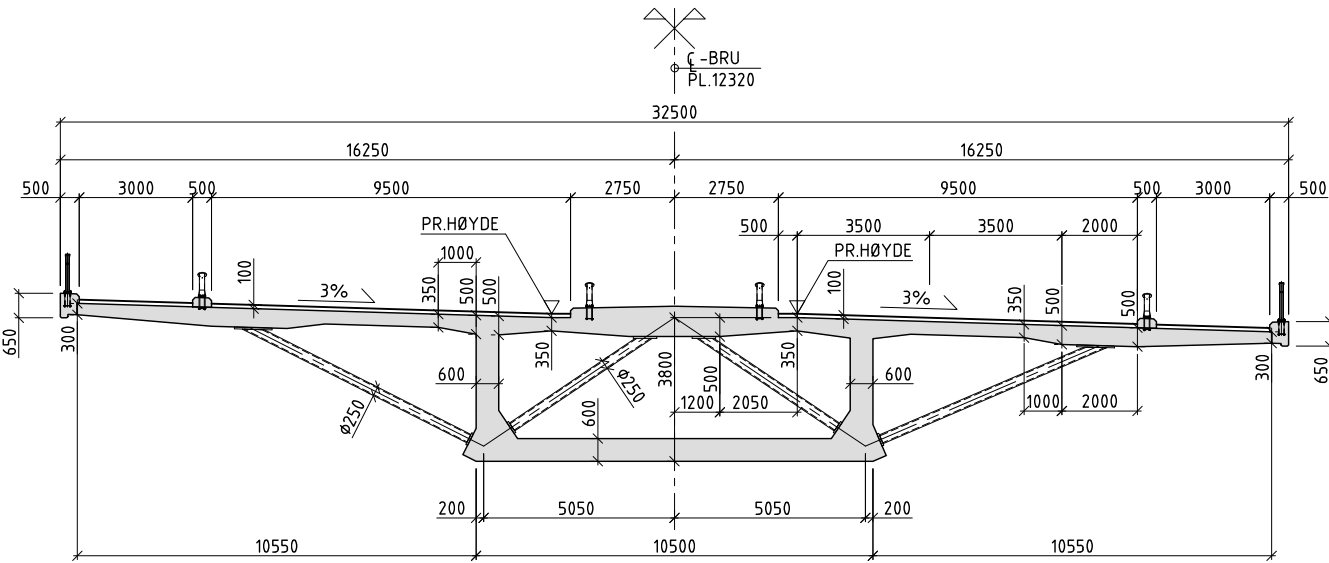
A SNITT
FELT, SIDESPENN MED 3% TVERRFALL
1:100



C SNITT
FELT, AKSE 10-16
1:100



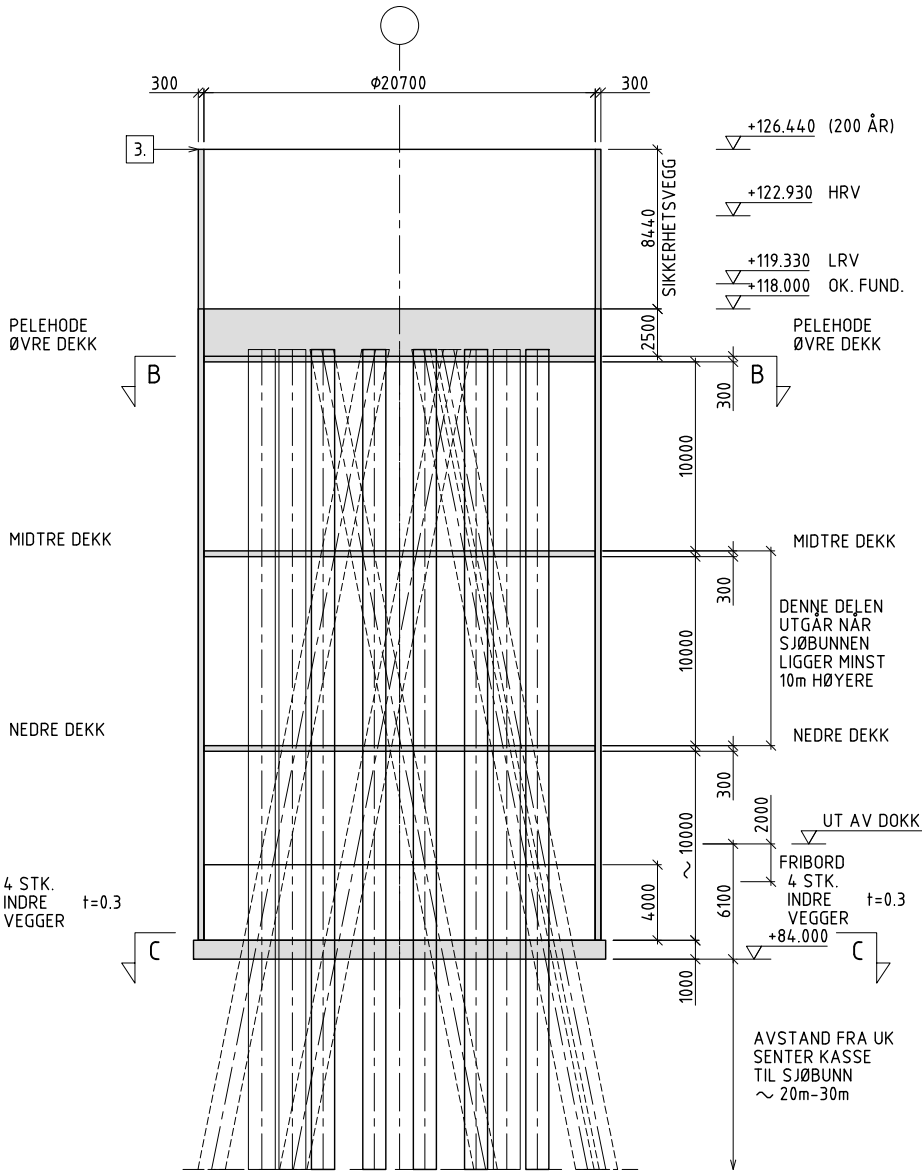
B SNITT
AKSE, SIDESPENN MED 3% TVERRFALL
1:100



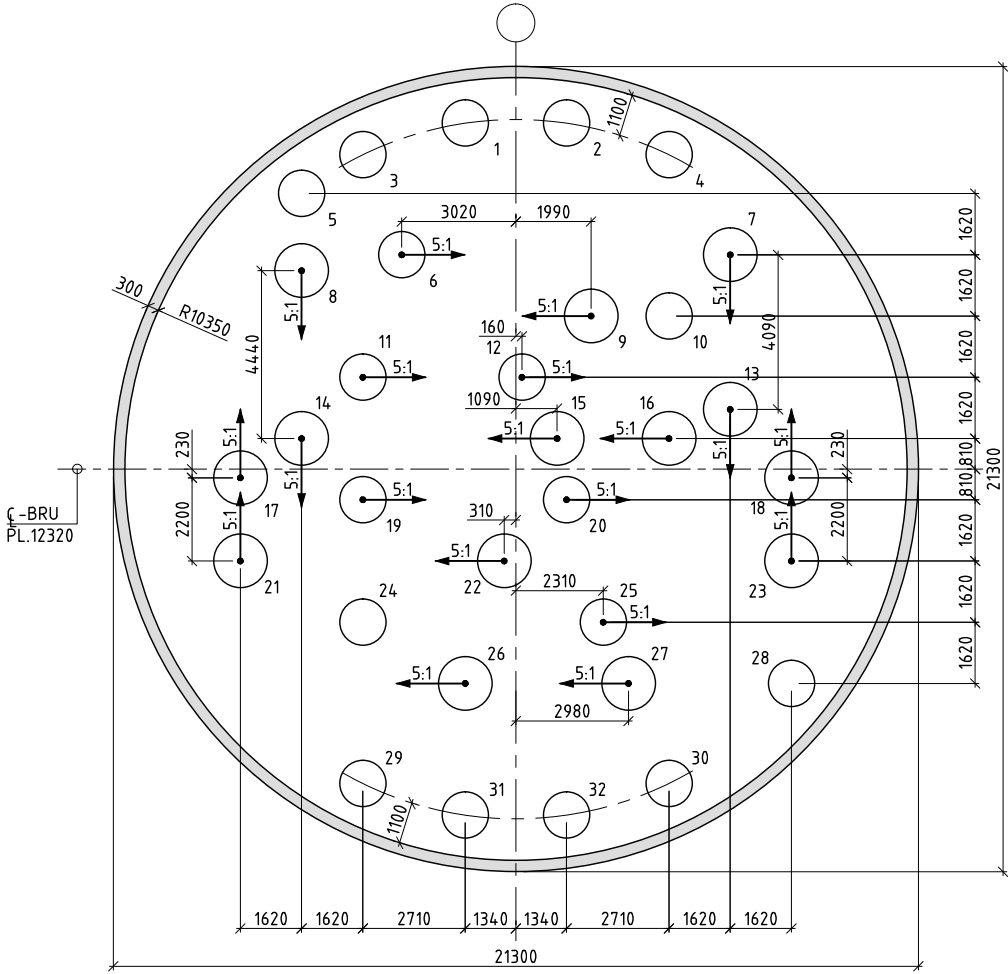
D SNITT
AKSE 11-15
1:100

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

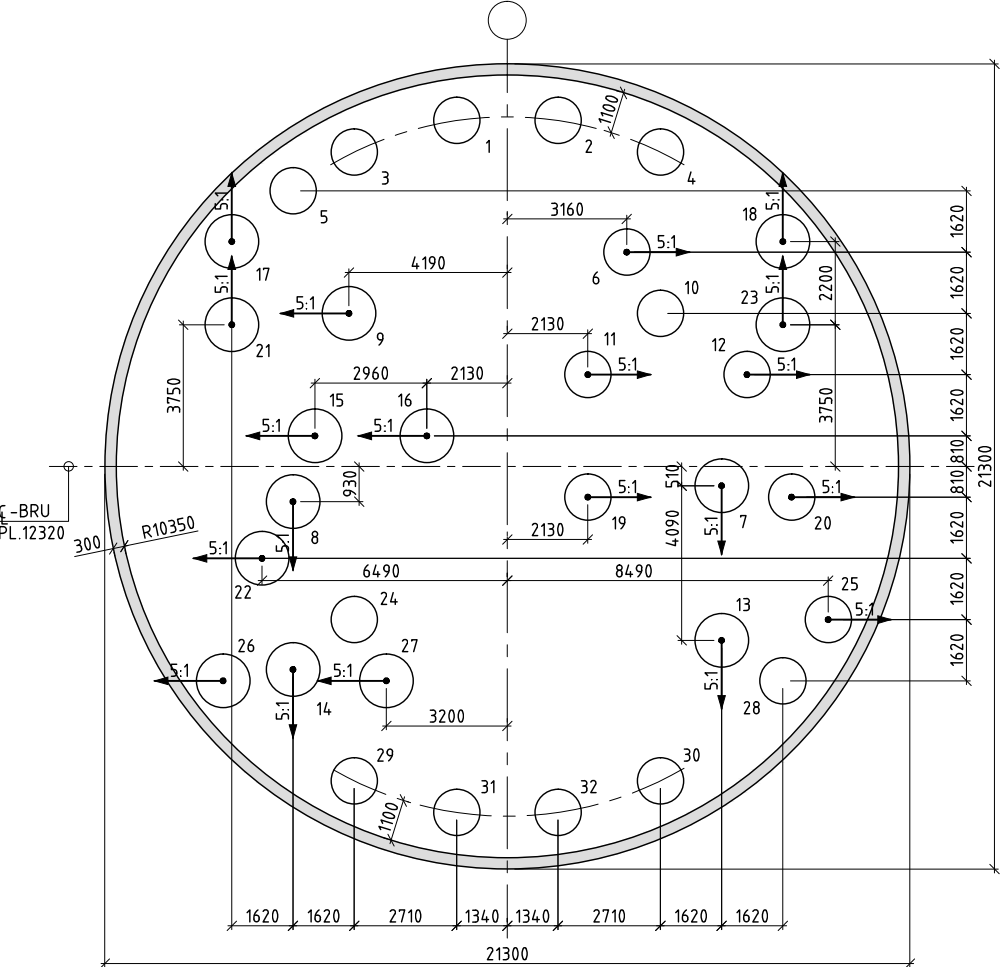
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontroll	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
FøU-prosjekt					
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
JTS	AMU	PME	11150		
				Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3510



A SNITT
1:200



B SNITT KOTE +115.5
TÅRN ER STIPLET INN
1:100



C SNITT KOTE +85.0
1:100

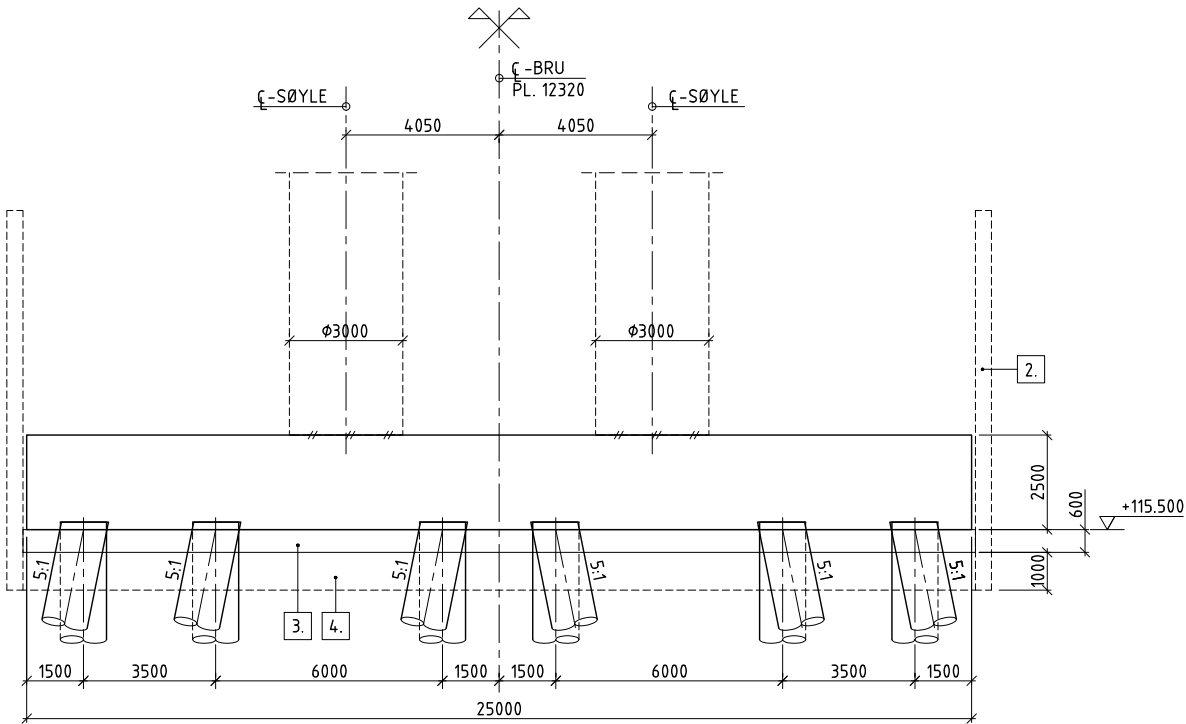
BEMERKNINGER :

1. UTSTØPTE STÅLRØRSPELER: 32 STK.
SVEVEPELER : 18 stk Ø1220 x 22 mm
14 stk Ø1420 x 22 mm
L= 40 m I LØSMASSE
2. STÅLRØRSPELENE STØPES UT TØRT MED B45 SV-40 BETONG. BEHOV FOR BALLASTERING AV PEL MÅ VURDERES.
3. SIKKERHETSVEGG RIVES ETTER AT MIDLERTIDIGE SØYLER FOR MONTERING AV OVERBYGNING ER DEMONTERT.

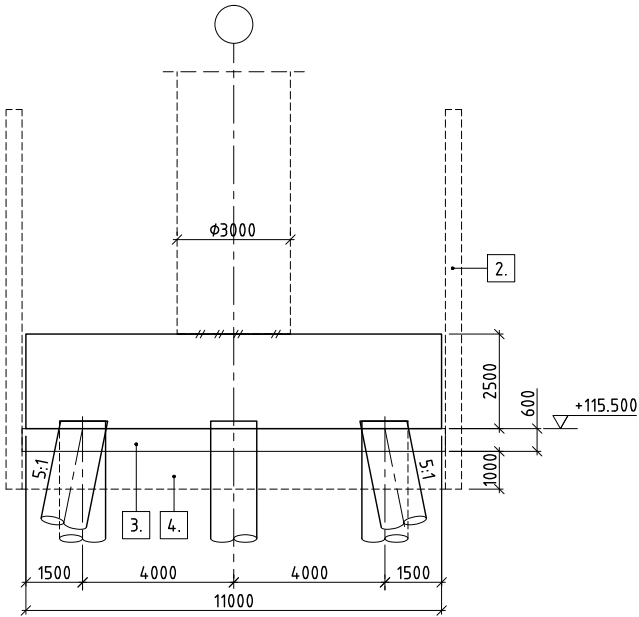
STÅLRØRSPELENE MONTERES I FORINGSRØR MONTERT I SENKEKASSE

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

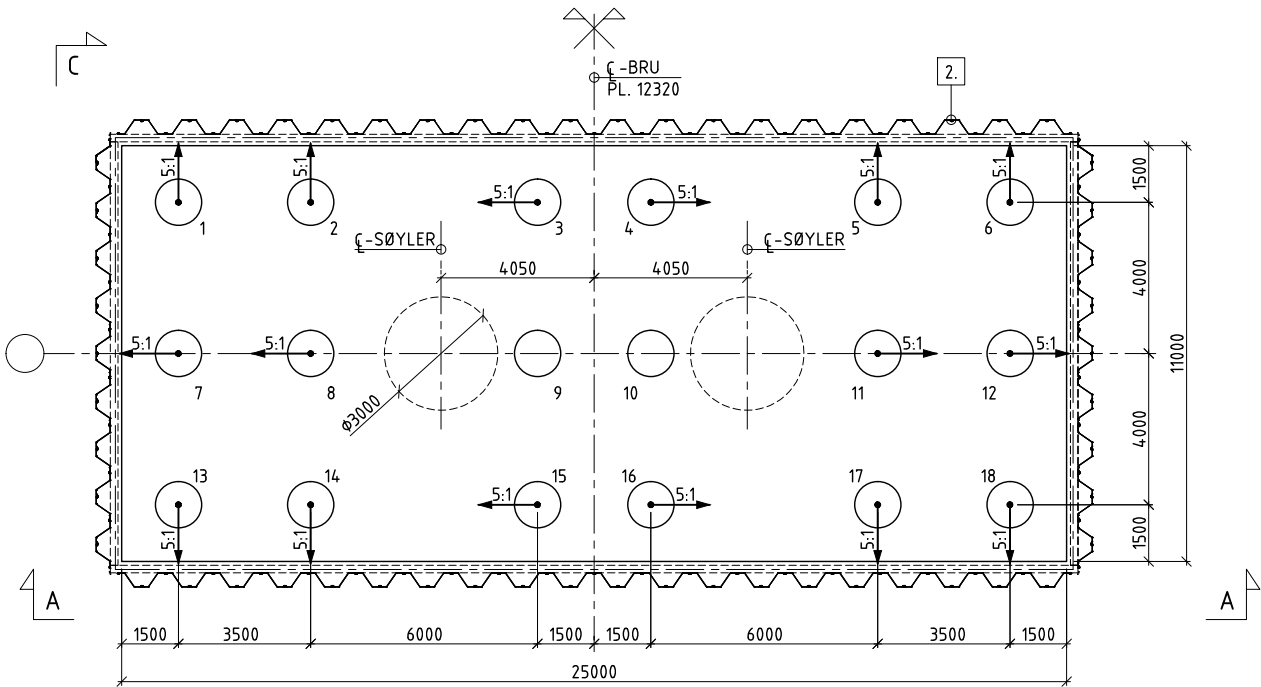
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen		Innovasjon Norge			
E6 Moelv - Biri, ny firefelt		Tegningsdato		13.03.2015	
Mjøsbuå		Bestiller		SVV Region øst	
BETONGBRU		Produsent av		AAS-JAKOBSEN	
DYPVANNS PELEFUNDAMENT		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
FølU-prosjekt		Målestokk A1		SDM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	
JTS	AMU	PME	11150	K-3520	



A SNITT
1:100



C SNITT
1:100



B PLAN
1:100

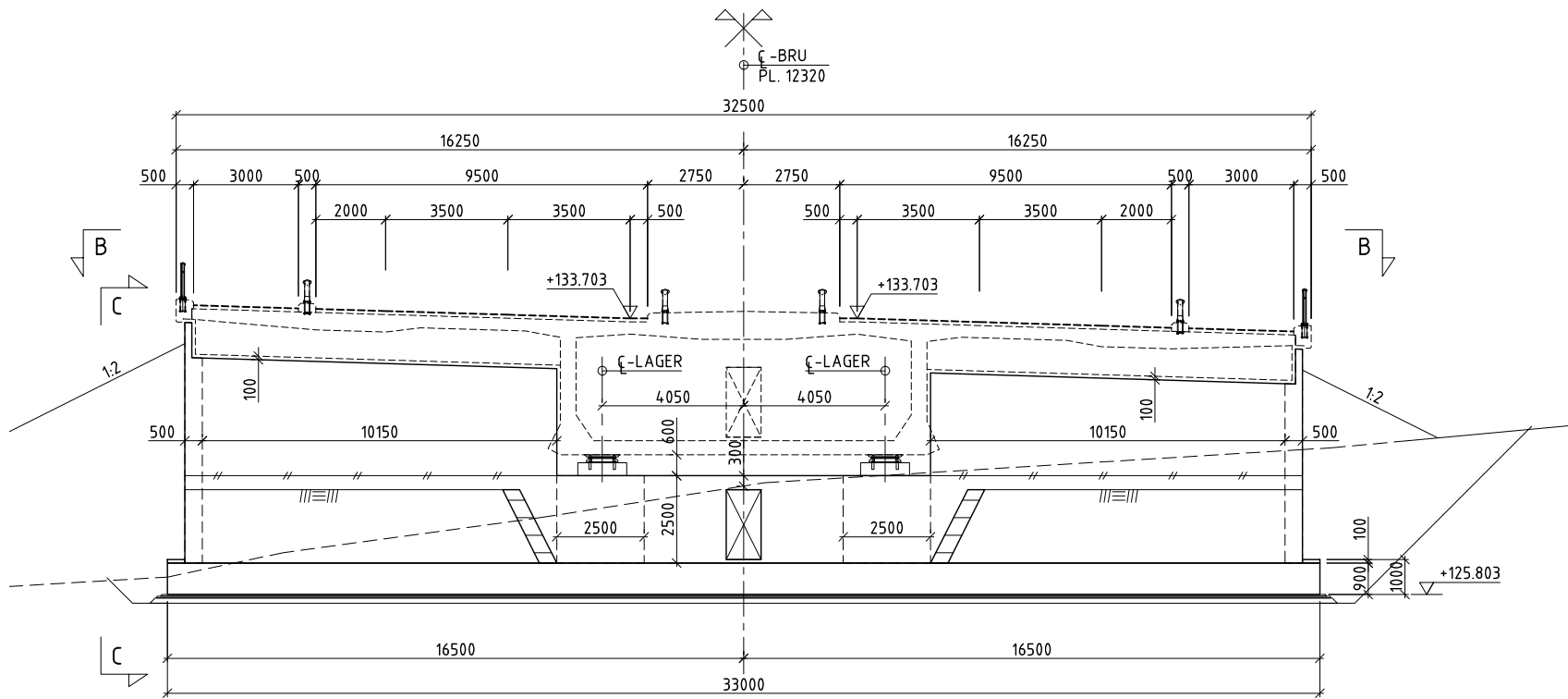
BEMERKNINGER :

1. UTSTØPTE STÅLRØRSELER:
VED PELER TIL BERG 18 STK. : ϕ 913 x 20mm.
VED SVEPELER 18 STK. : ϕ 1220 x 22mm.
2. MIDLERTIDIG SPUNT FOR AT FUNDAMENT OG SØYLE SKAL KUNNE STØPES TØRT.
3. UNDERVANNSBETONG
4. AVSTIVENDE RAMME MED FORSKALING MOT UNDERVANNSSTØP.

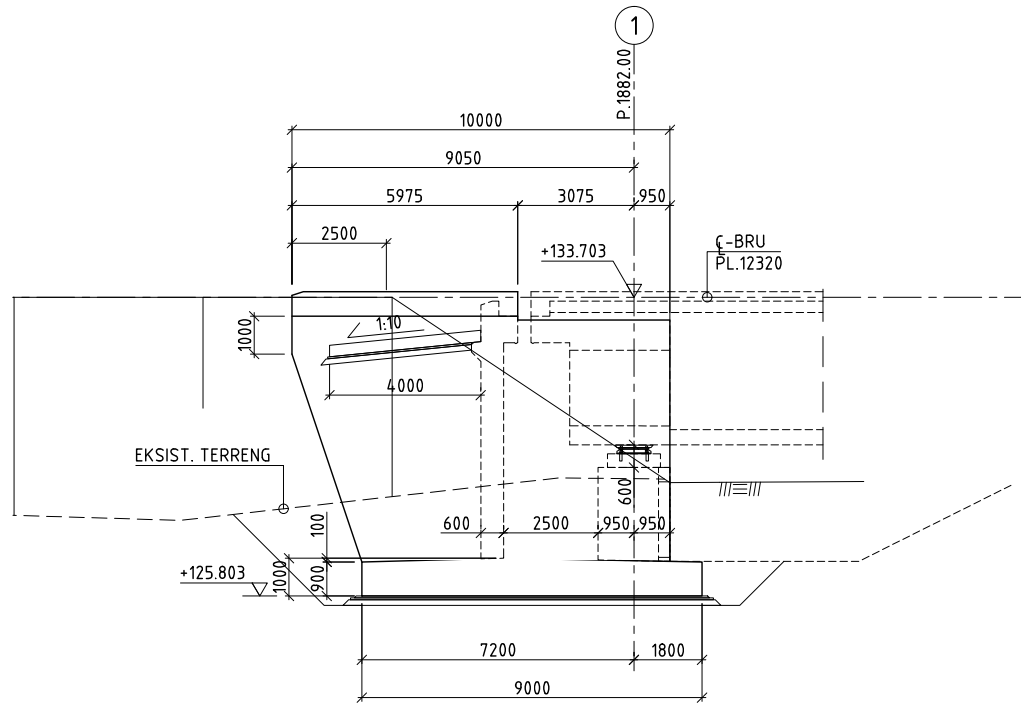
STÅLRØRSELER STØPES UT TØRT MED B45 SV-40 BETONG.
BEHOV FOR BALLASTERING AV PEL MÅ VURDERES.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato			13.03.2015
		Bestiller			
		Produsent for			SVV Region øst
		Produsert av			AAS-JAKOBSEN
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1			SOM VIST
		Tegningsnummer/ revisjonsbokstav			K-3530
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
JTS	AMJ	PME	11150		



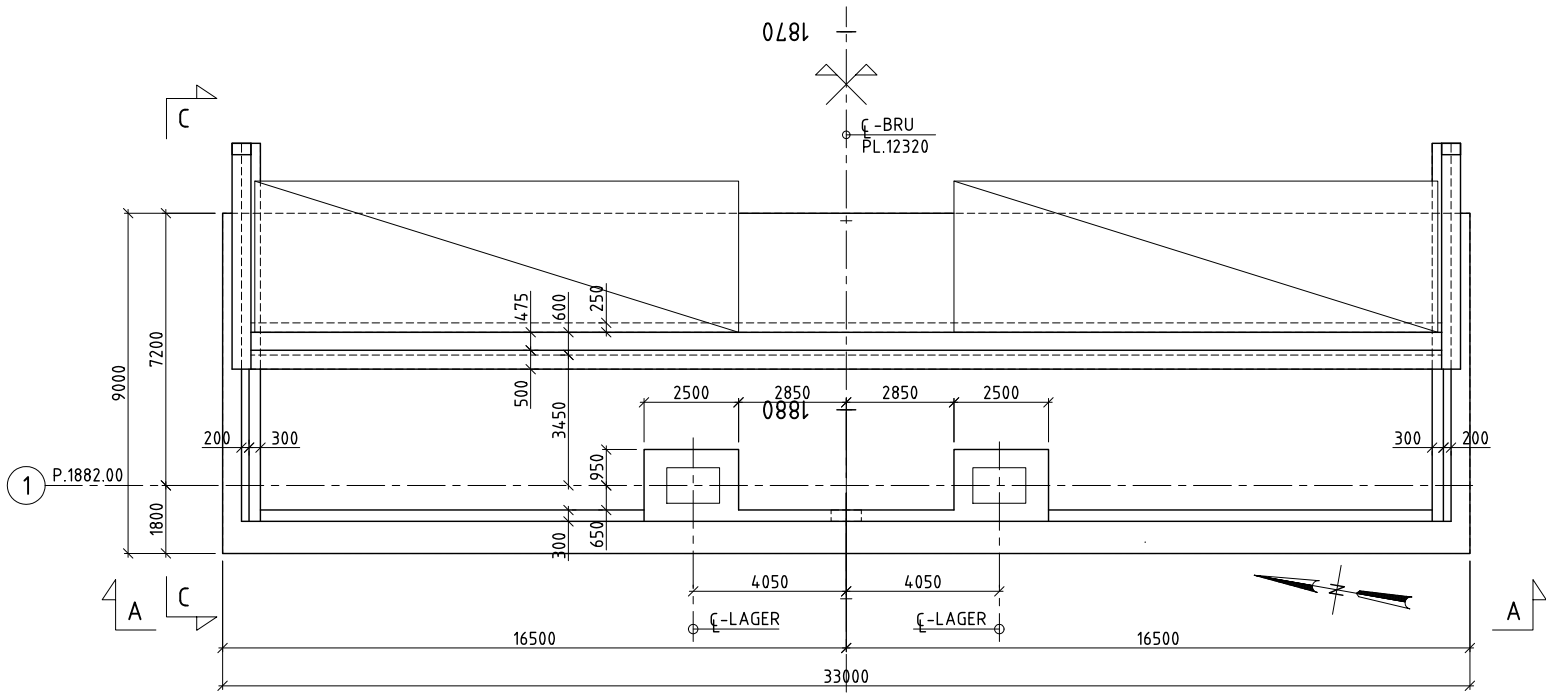
A OPPRISS
1:100



C OPPRISS
MÅL OG KOTER I PL-LINJE
1:100

BEMERKNINGER :

1. LAMELLFUGE MED BEVEGELSESKAPASITET ± 700mm



B PLAN
1:100

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3540
JTS	AMU	PME	11150		

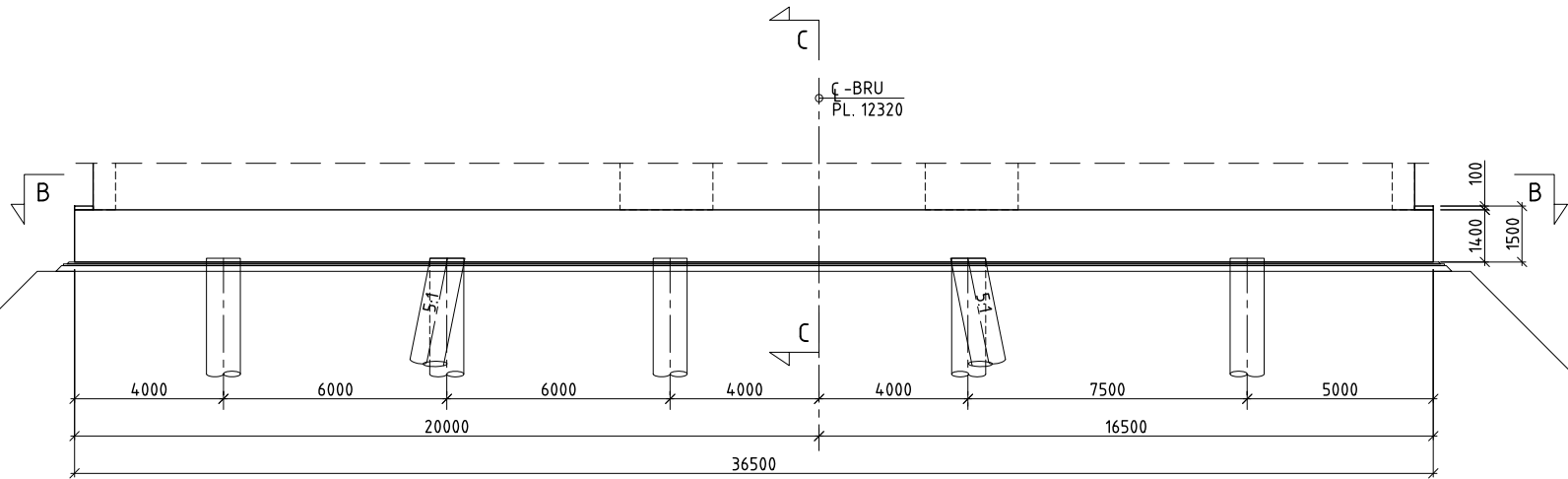
 **OPPRISS**
MÅL OG KOTER I PL-LINJE
1:100

1. LAMELLFUGE MED BEVEGELSESKAPASITET $\pm 600\text{mm}$

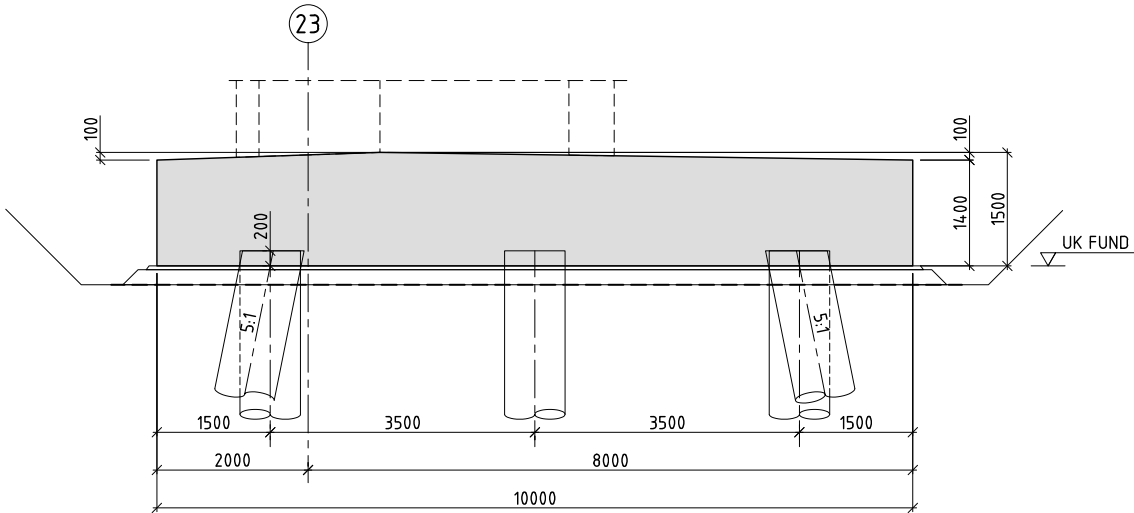
 PLAN
1:100

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

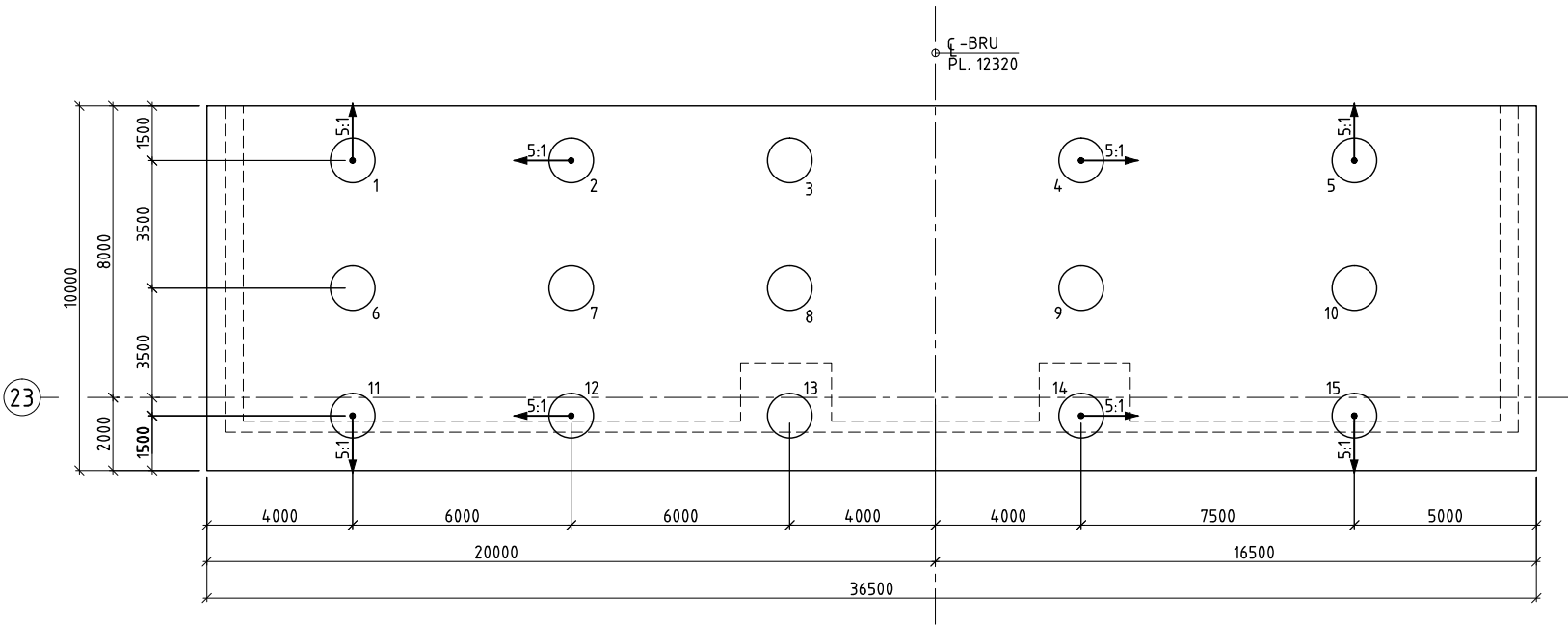
Revisjon	Revisjonen gjelder					Utlarb	Kontr	Gjodkent	Rev. dato			
  Innovasjon Norge E6 Moelv – Biri, ny firefelt MJØSBRUA BETONGBRU LANDKAR AKSE 23 FoU-prosjekt						Saksnr.						
						Tegningsdato		13.03.2015				
						Bestiller						
						Produsert for		SVV Region øst				
						Produsent av						
						PROF-nummer						
						Arkivnummer						
						Byggeverksnummer						
						Målestokk A1		SDM VIST				
						Utarbeidet av		Kontrollert av		Gjodkent av		Konsulentarkiv
JTS		AMJ		PME		11150		K-3545				



A OPPERISS
1:100



C SNITT
MÅL OG KOTER I PL-LINJE
1:50

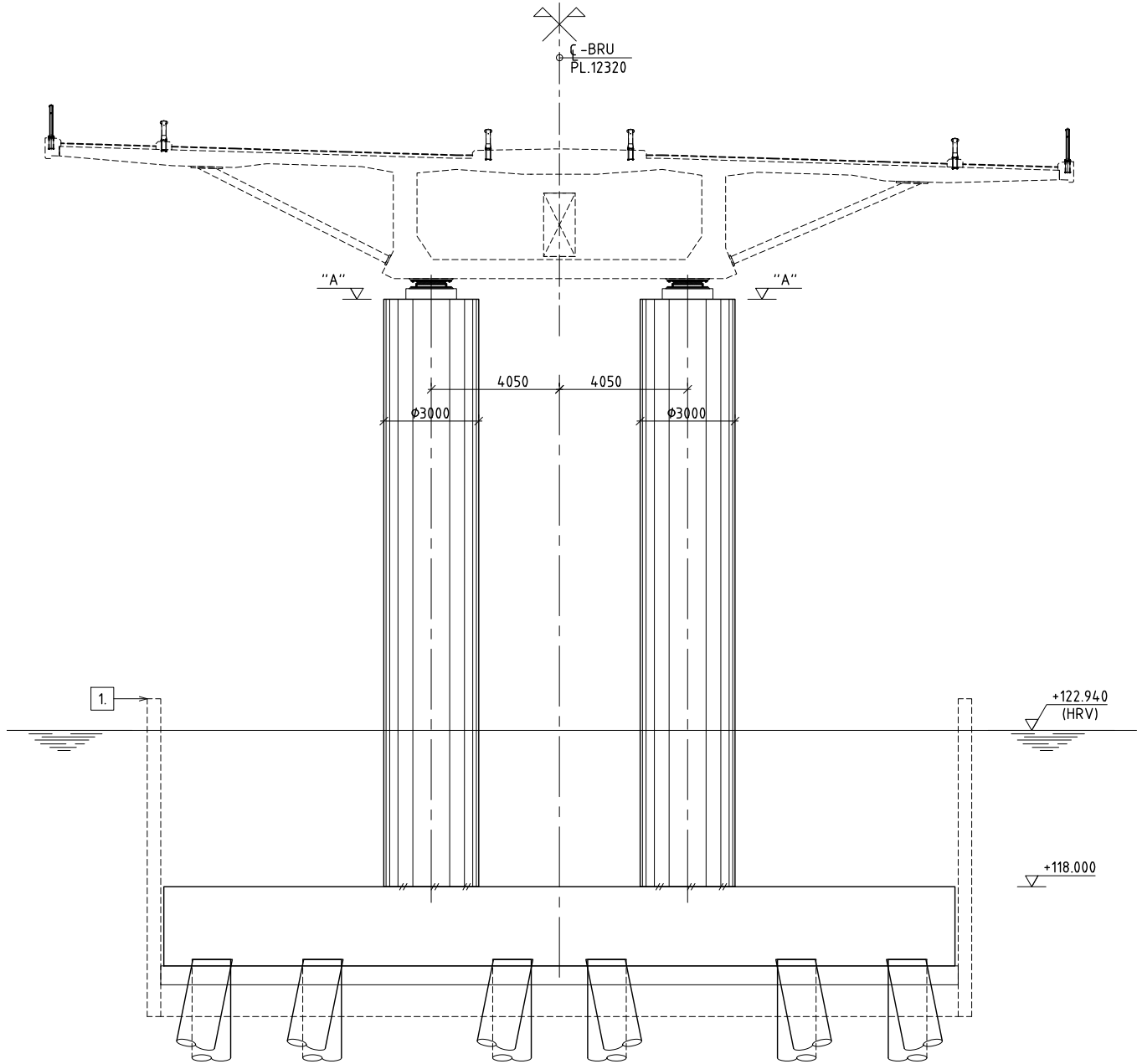


B PLAN
1:100

BEMERKNINGER :
1. UTSTØPTE STÅLRØRSPELER TIL BERG. 15 STK.
Ø913 x 20mm

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
FøU-prosjekt					
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv		
JTS	AMU	PME	11150		
				Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3546



A OPPERISS
1:100

KOTEHØYDER
SØYLER

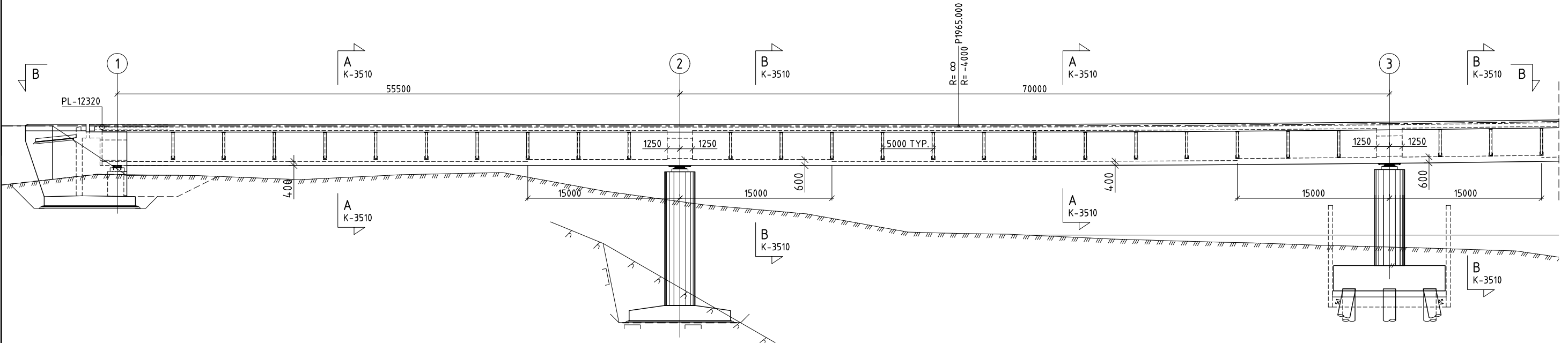
	NR.	KOTEHØYDE
AKSE 2	A	
AKSE 3	A	
AKSE 4	A	
AKSE 5	A	
AKSE 6	A	
AKSE 7	A	
AKSE 8	A	
AKSE 9	A	
AKSE 10	A	
AKSE 16	A	
AKSE 17	A	
AKSE 18	A	
AKSE 19	A	
AKSE 20	A	
AKSE 21	A	
AKSE 22	A	

BEMERKNINGER :

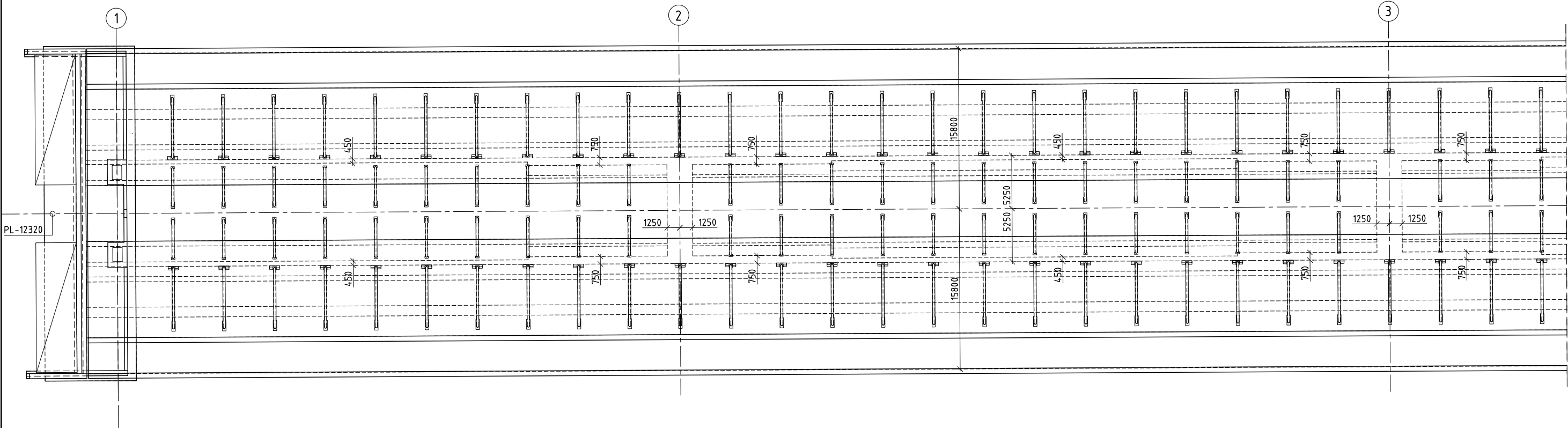
1. SØYLENE ER FORUTSATT STØPT SOM TØRRSTØP VED HJELP AV MIDLERTIDIG SPUNT.
2. LAGER MELLOM SØYLER OG BRUTVERRSNITT I ALLE SØYLEAKSER. ETT ENSIDIG OG ETT ALLSIDIG LAGER PR. AKSE
MINIMUM VERTIKALLAST I LAGER = 42 MN

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Statens vegvesen E6 Moelv – Biri, ny firefelt MJØSBRUA BETONGBRU		Saksnr.			
		Tegningsdato	13.03.2015		
		Bestiller			
		Produsent for	SVV Region øst		
		Produsert av	AAS-JAKOBSEN		
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
FølJ-prosjekt		Målestokk A1	SDM VIST		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3550
JTS	AMJ	PME	11150		



A SNITT
TYP.SNITT MÅL I PL.
1:200



B PLAN
1:200

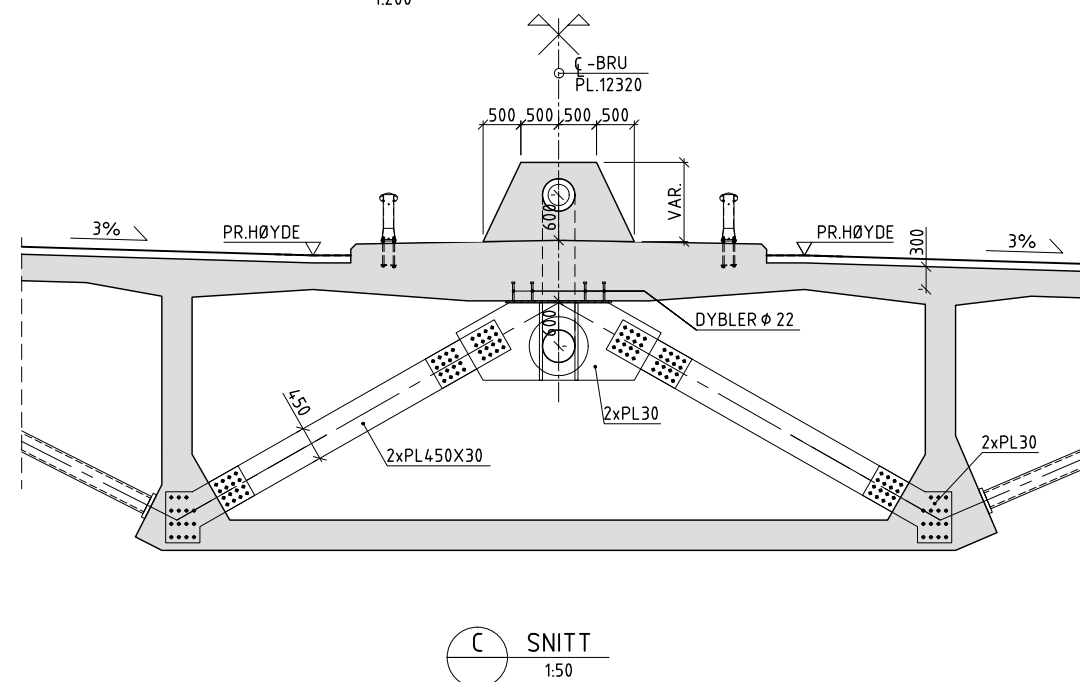
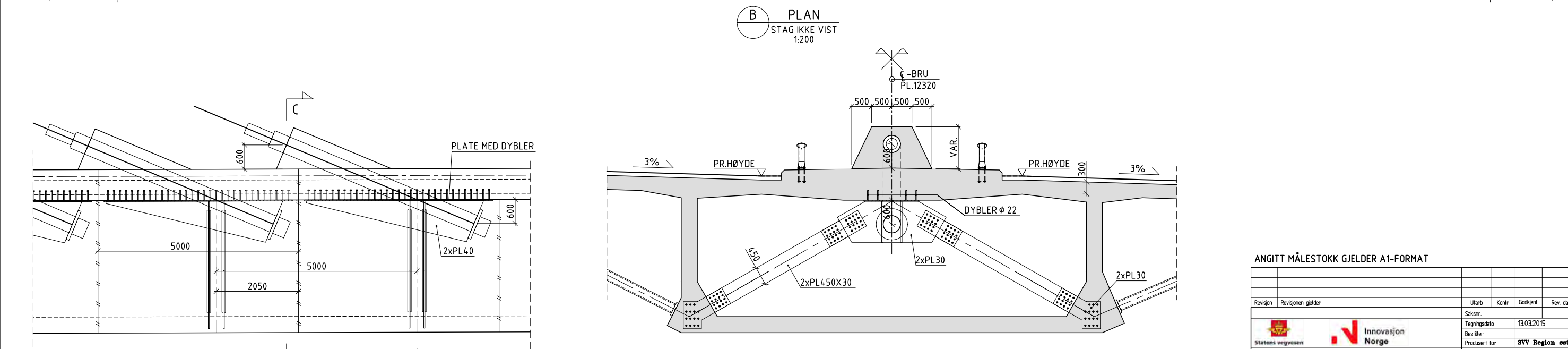
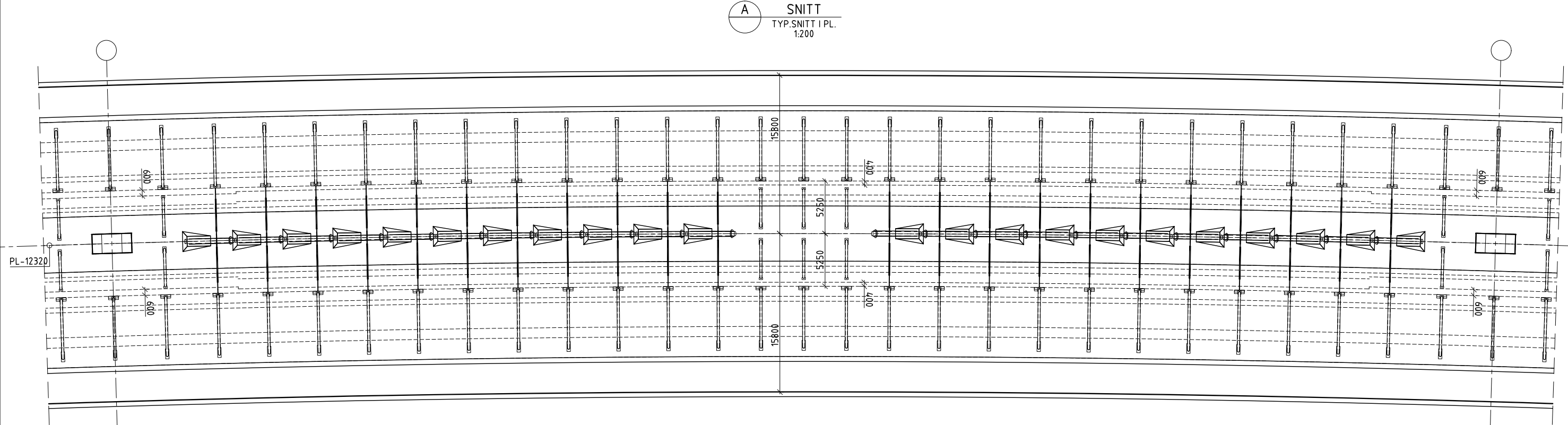
ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3570
JTS	AMU	PME	11150		

Statens vegvesen
E6 Moelv - Biri, ny firefelt
MJØSBRUA
BETONGBRU



BRUPLATE AKSE 1-10 OG 16-23
(PLAN OG SNITT)
FoU-prosjekt

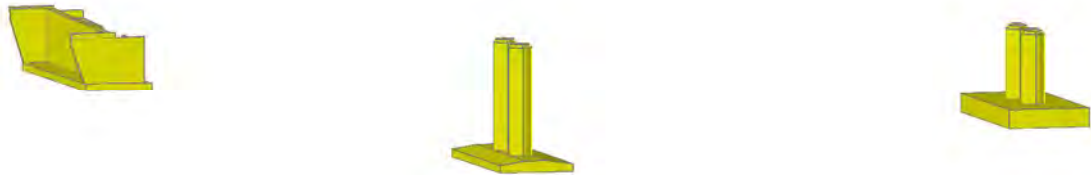


ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT										
Revisjon	Revisjonen gjelder					Utarb	Kontr	Godkjent		Rev. dato
	Innovasjon Norge E6 Moelv – Biri, ny firefelt MJØSBRUA BETONGBRU BRUPLATE AKSE 10-16 (PLAN OG SNITT) FOL-prosjekt					Saksnr:				Tegningsdato 13.03.2015
						Bestiller				
						Produzent for			SVV Region øst	
						Produzent av				
						PROF-nummer				
						Arkivnummer				
						Byggeværnummer				
						Målestokk A1				SDM VIST
Utarbeid av	Kontrollert av		Godkjent av		Konsulentarkiv					Tegningsnummer/ revisjonsnummer
ITS	AMU		DMF		11150					K-3571

SPENNKABEL 4x0.62" $S_{01} = 984 \text{ kN}$
DET BENYTTES FLATEKABELRØR

Revisjon	Revisjonen gjelder		Utbet.	Kontr.	Godekjent			Rev. dato	
 						Saksnr.			
E6 Moelv - Biri, ny firefelt MJØSBRUA BETONGBRU SPENNARMERING, HOVEDSPENN TYP.TVÆRSNITT FoU-prosjekt						Tegningsdato	13.03.2015		
						Bestiller			
						Produsent for	SVV Region øst		
						Produzent av			
						PROF-nummer			
Arlinnummer									
Byggeversksnummer									
Målestokk A1				SDM VIST					
Utbetald av	Kontrollert av	Godekjent av	Konsulentarkiv		Tegningsnummer / revisjonsbokstav		K-3581		
JTS	AMU	PME	11550						

FASE 1 - ETABLERE LANDKAR AKSE 1 OG
FUNDAMENT OG SØYLE AKSE 2 OG 3



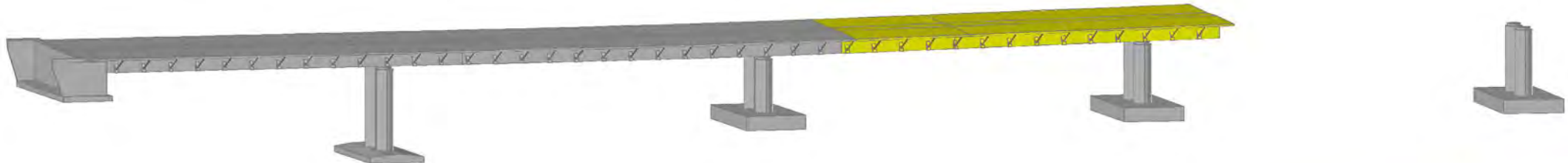
FASE 2 - STØP AV BRUBANE FRA AKSE 1 FORBI AKSE 2 MED FORSKALINGSVOGN
- ETABLERE FUNDAMENT OG SØYLE AKSE 4



FASE 3 - STØP AV BRUBANE VIDERE FORBI AKSE 3 MED FORSKALINGSVOGN
- ETABLERE FUNDAMENT OG SØYLE AKSE 5



FASE 4 - STØP AV BRUBANE VIDERE FORBI AKSE 4 MED FORSKALINGSVOGN
- ETABLERE FUNDAMENT OG SØYLE AKSE 6 (IKKE VIST)



FASE 5 - STØP AV BRUBANE VIDERE FORBI AKSE 5 MED FORSKALINGSVOGN
- ETABLERE FUNDAMENT OG SØYLE AKSE 7 (IKKE VIST)



OSV.

ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3691
JTS	AMJ	PME	11150		

FASE 1 - ETABLERE FUNDAMENTER



FASE 2 - ETABLERE BETONGTÅRN



FASE 3- MONTERE STÅLTÅRN



FASE 4 - STØP AV BRUOVERBYGNING STARTER I TO TÅRNAKSER SAMTIDIG.
- DET BENYTTES STILLAS REIST FRA FUNDAMENTENE FOR FØRSTE STØP AV BRUOVERBYGNING.



FASE 5 - OPPSPENNING AV EXTRADOSED-STAG
- DEMONTERING AV STILLAS

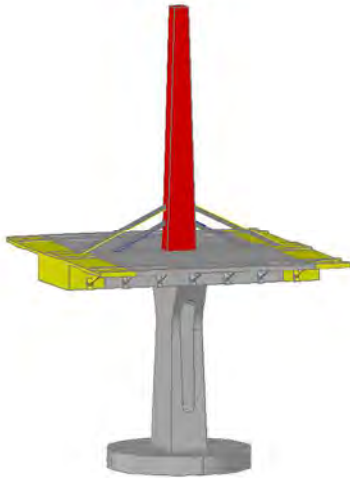
SE TEGNING K-3696 FOR NESTE FASE



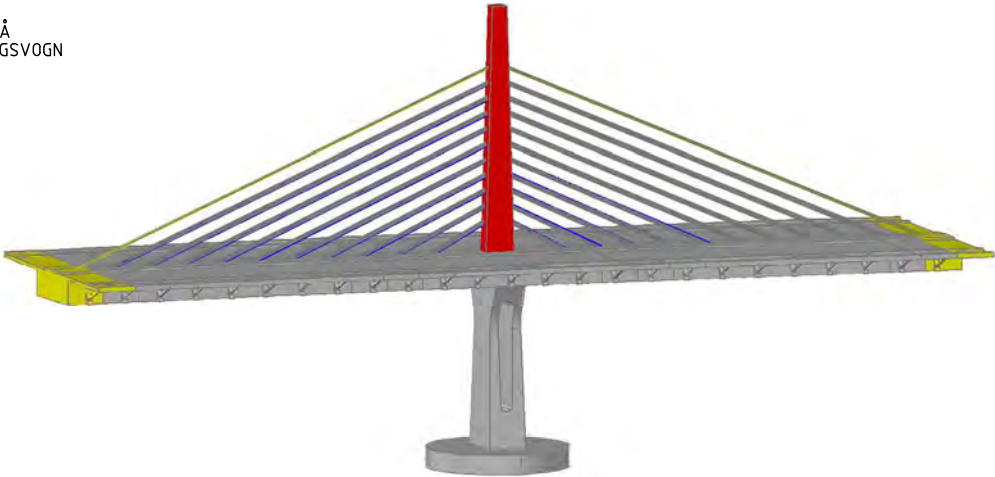
ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3695
JTS	AMU	PME	11150		

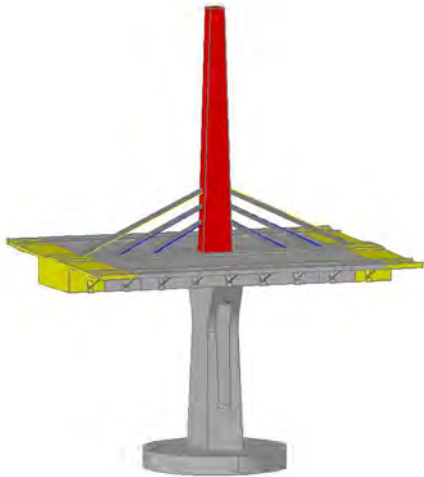
FASE 6 - STØP AV 5 m SEKSJONER AV BRUOVERBYGNING PÅ
BEGGE SIDER AV TÅRN VED HJELP AV FORSKALINGSVOGN



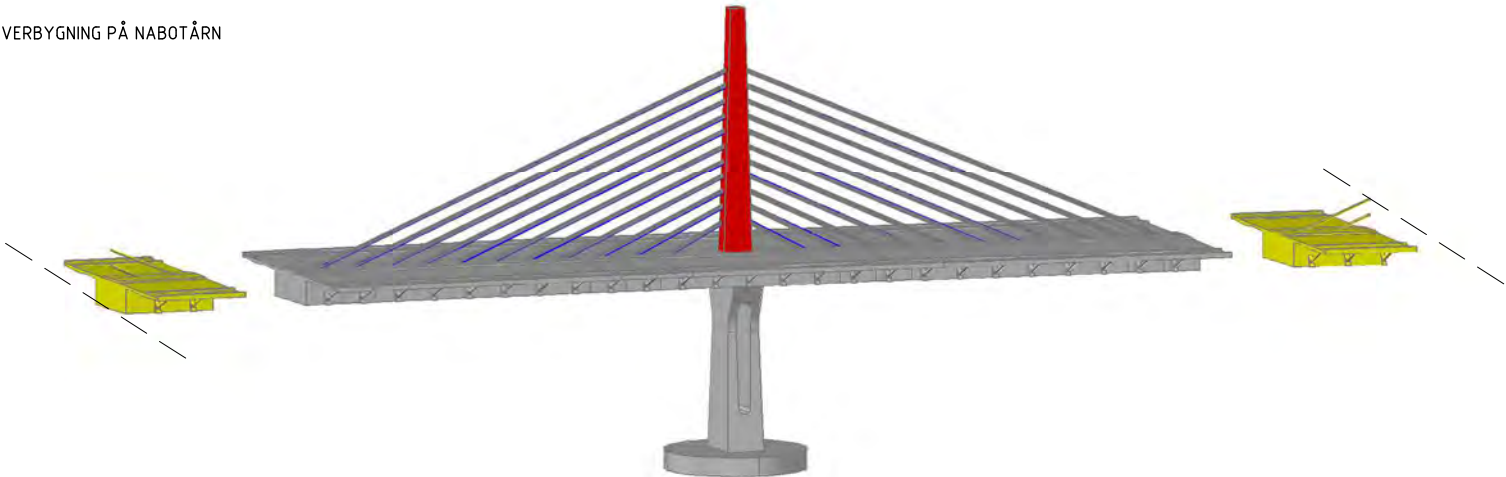
FASE 15 - STØP AV 5 m SEKSJONER AV BRUOVERBYGNING PÅ
BEGGE SIDER AV TÅRN VED HJELP AV FORSKALINGSVOGN



FASE 7 - STØP AV 5 m SEKSJONER AV BRUOVERBYGNING PÅ
BEGGE SIDER AV TÅRN VED HJELP AV FORSKALINGSVOGN

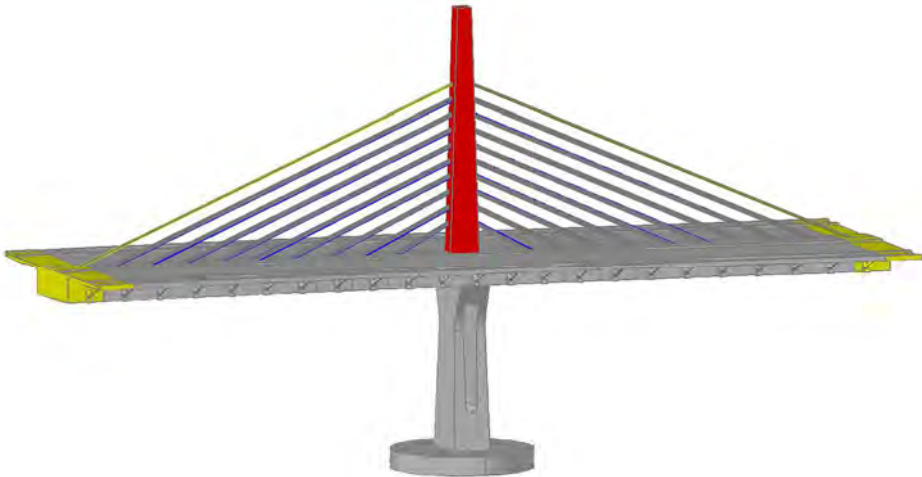


FASE 16 - FERDIGSTILLE BRUOVERBYGNING PÅ NABOTÅRN

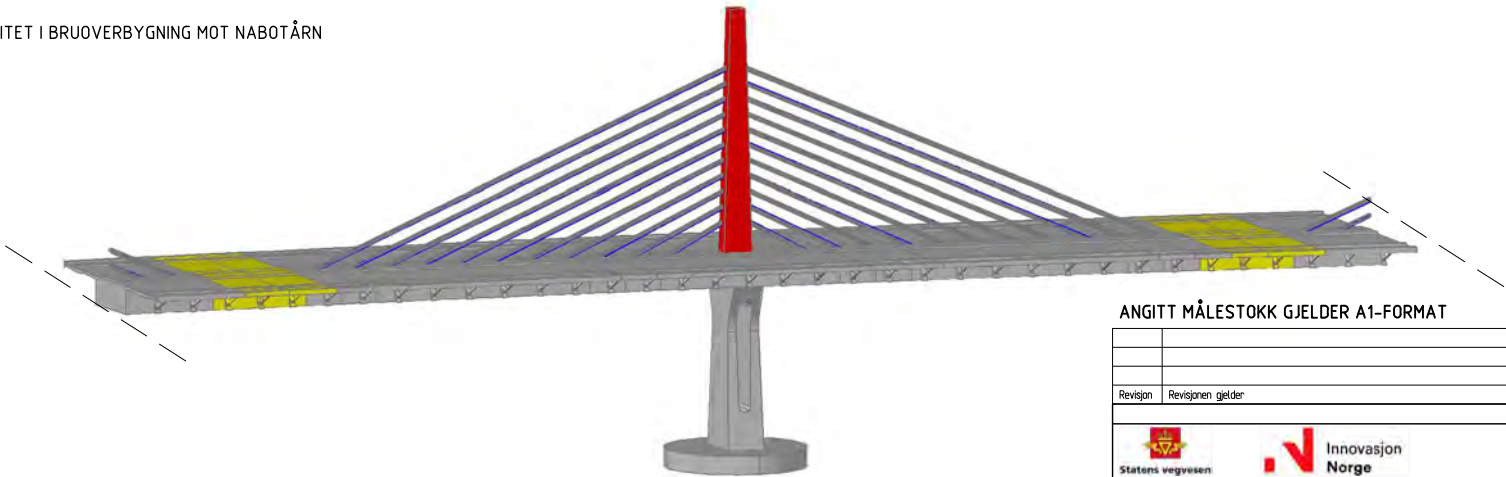


OSV.

FASE 14 - STØP AV 5 m SEKSJONER AV BRUOVERBYGNING PÅ
BEGGE SIDER AV TÅRN VED HJELP AV FORSKALINGSVOGN



FASE 17 - ETABLERE KONTINUITET I BRUOVERBYGNING MOT NABOTÅRN



ANGITT MÅLESTOKK GJELDER A1-FORMAT

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saksnr.			
		Tegningsdato		13.03.2015	
		Bestiller			
		Produsent for		SVV Region øst	
		Produsert av		AAS-JAKOBSEN	
		PROF-nummer			
		Arkivnummer			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1		SOM VIST	
Utlarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	K-3696
JTS	AMU	PME	11150		

Vedlegg C

Klimagassregnskap

Side C2 – Side C6	Mjøsbrua Klimagassberegninger, Eggen Arkitekter
Side C7 – Side C12	Livsløpsvurdering av Mjøsbrua i betong og tre, Doktorgradsstipendiat Reyn O’Born.



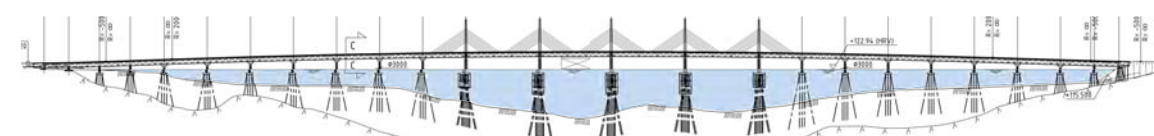
Statens Vegvesen

Aas-Jakobsen

MJØSBRUA KLIMAGASSBEREGNINGER



BETONGBRU



TREBRU

Notat 01.07.2016

1 GENERELL ORIENTERING

1.1 INNLEDNING

På vegne av Statens vegvesen og Aas-Jakobsen er det utført klimagassberegninger for oppføring av Mjøsrua utført i betong (betong og stål) og tre (betong, stål og tre). Hensikten er å vurdere klimagassbelastningen fra de to alternative brukonstruksjonene. Det er ikke foretatt vurdering av endringer i transportmengde med tilhørende klimagassutslipp som følge av brua.

Klimagassberegningene er utført av Eggen Arkitekter AS v/ Bård S. Solem basert på mengdeberegninger utført av Aas-Jakobsen.

1.2 OPPSUMMERING

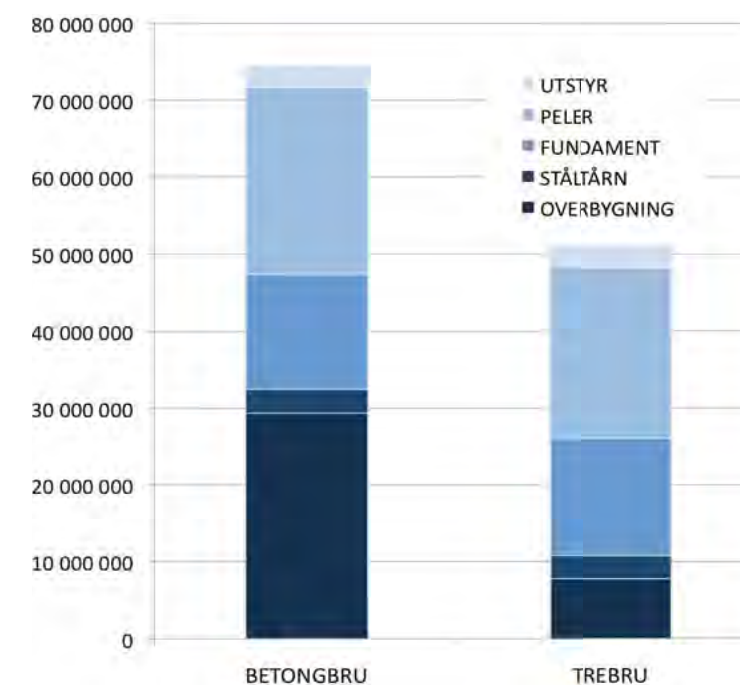
Beregningene gir følgende klimagassutslipp til produksjon av materialer og transport til byggeplass:
 Betongbru (overbygning i betong, ståltårn, betongfundamenter, stålpeling): 74 150 tonn CO₂-eq
 Trebru (betongdragere i overbygning erstattet med limtrefagverk): 50 650 tonn CO₂-eq

Dette gir følgende klimagassutslipp pr. m:
 Betongbru: 42 371 kg CO₂-eq/m
 Trebru: 28 945 kg CO₂-eq/m

Og følgende klimagassutslipp pr. m²:
 Betongbru: 1 304 kg CO₂-eq/m²
 Trebru: 891 kg CO₂-eq/m²

I utkast til ny transportplan for perioden 2018-2019 kap. 4.5 er det foreslått å redusere utslippene til bygging av infrastruktur med 40% innen 2030. Hvis Mjøsrua etableres som trebru vil dette gi en reduksjon på 31% i forhold til betongbrualternativet.

Det er stort fokus på prosjekter med redusert klimagassutslipp i nasjonal transportplan.



Figuren viser klimagassutslipp (kg CO₂-eqv) for de ulike bygningsdelene for betongbru og trebru.

1.3 GRENSESNITT

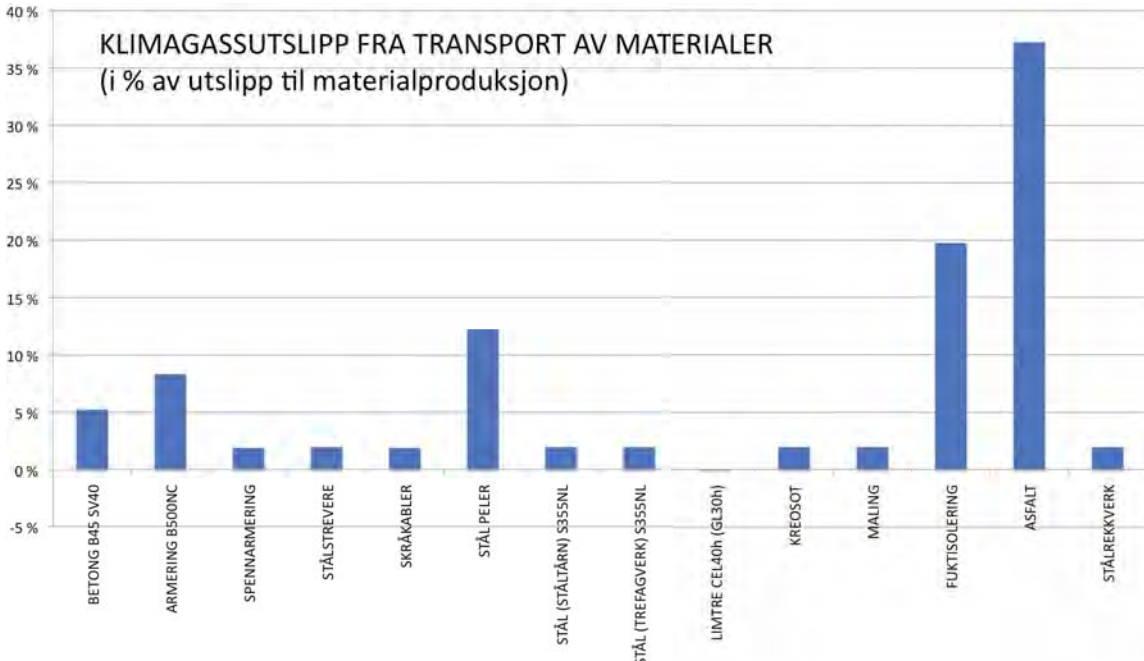
Klimagassberegningene er avgrenset til produksjon av materialer (A1-A3) og transport av materialer til byggeplass (A4).

Klimagassutslipp knyttet til bygging, drift- og vedlikehold, riving og evt. restverdi er ikke vurdert. Riving av eksisterende Mjøsbu er ikke medtatt.

Klimagassutslipp til trafikk over brua, økning eller reduksjon av denne er ikke vurdert.

PRODUKSJON				MONTERING			DRIFT							RIVING					TOT	REST
A1	A2	A3		A4	A5		B1	B2	B3	B4	B5		C1	C2	C3	C4		TOT	D	
Råmateriale	Transport til fabrikk	Produksjon	SUM	Transport til byggeplass	Montering	SUM	Bruk	Vedlikehold ett år	Reparasjon	Utskifting	Oppussing	SUM	Demontering	Transport til deponi gjenbruk	Avfalls-håndtering	Avhending	SUM	A1-3, A4-5, B1-5, C1-4	RESTVERDI	

Tabellen over angir oppbyggingen av klimagassregnskap og grensesnitt for epd-verdier knyttet til selve anlegget og materialbruk.



Transport av materialer til byggeplass utgjør i gjennomsnitt 6% av A1-A3. Figuren viser store forskjeller på transportutslipp i % av materialenes utslipp. Denne figuren er knyttet opp til Mjøsbu og vil ikke gjelde andre lokaliteter.

2. VURDERING AV MATERIALER

2.1 MATERIALMENGDER

Grunnlaget for beregningene er følgende mengdeoppsett:

OVERBYGNING	Betongbru	Trebru
Betong B45 SV40 [m3]	43 573	28 294
Armering B500NC [tonn]	7 843	5 093
Spennarmering [tonn]	1 412	
Stålstrevere [tonn]	1 458	
Stål forbindelsesmidler trefagverk S355NL [tonn]		2 109
Limtre CEL40h (GL30h) [m3]		18 500
Kreosot [tonn]		100
STÅLTÅRN	Betongbru	Trebru
Stål S355NL [tonn]	770	895
Skråkabler [tonn]	391	229
Sum maling [m2]	1 635	2 850
SØYLER, FUNDAMENTER OG LANDKAR	Betongbru	Trebru
Betong B45 SV40 [m3]	29 020	29 602
Armering B500NC [tonn]	5 114	5 196
PELER	Betongbru	Trebru
Stål peler S355J2H [tonn]	18 809	17 349
Betong B45 SV40 [m3]	32 283	29 496
Armering B500NC [tonn]	4 842	4 424
UTSTYR	Betongbru	Trebru
Fuktisolering [tonn]	1 531	1 531
Asfalt [tonn]	8 050	8 050
Stålrøkkverk [tonn]	385	385

2.2 BETONG

Betongkvalitet B45 SV40 benyttes både til overbygning, søyler, fundamenter, landkar og fyll i stålrørspeler.

Det er benyttet klimagassutslipp iht. Norsk Betongforening Publikasjon nr. 37, juni 2015, normalbetong klasse B45 M40/MF40. Klimagassutslippene er ikke forankret i konkrete leverandører. For betong i overbygningen er det beregnet 5% karbonatisering. For øvrige konstruksjoner er karbonatisering ikke medregnet.

Det er forutsatt 50 km lokal transport fra leverandør til byggeplass som gjennomsnitt. Det vil være sannsynlig at det etableres lokal produksjon med tilførsel av sement og tilslag.

2.3 SLAKKARMERING

Slakkarmering B500NC benyttes i overbygning, søyler, fundamenter, landkar og peler. Det er forutsatt 100% resirkulert stål. Det er benyttet klimagassutslipp fra epd-deklarasjoner som gjennomsnitt fra 4 ulike norske leverandører.

Det er forutsatt transport fra Mo i Rana med tog (840 km) og lokal transport til byggeplass med lastebil (10 km).

2.4 SPENNARMERING

Spennarmering benyttes i betongdragere for betongbualternativet. Det forutsettes 0% resirkulert stål. Klimagassutslippet er forankret i epd-deklarasjon fra en norsk leverandør.

Det er forutsatt transport med båt (800 km) og lastebil (150 km) til byggeplass.

2.5 SKRÅKABLER

Skråkabler benyttes fra ståltårnene til overbygningen. Det forutsettes 0% resirkulert stål. Det benyttes samme klimagassutslipp som spennarmering.

2.6 STREVERE, TÅRN, REKKVERK OG KNUTEPUNKT FOR TREFAGVERK

Kaldformet eller varmvalset sveiust profil med 11-13% resirkulert stål forutsettes benyttet. Klimagassutslipp er forankret i gjennomsnitt av epd-deklarasjoner fra 5 norske leverandører samt generiske verdier fra Norsk Stålforbund

Det er forutsatt transport med båt (800 km) og lastebil (150 km) til byggeplass.

2.7 STÅLPELER

Sveisede stålrørspeler med betongfyll benyttes. Det forutsettes bruk av 99% resirkulert stål. Edp-deklarasjon fra norsk leverandør er benyttet.

Det er forutsatt transport med båt (800 km) og lastebil (150 km) til byggeplass.

2.8 LIMTRE

Limtrefagverk benyttes kun som dragere under overbygning. Det er benyttet epd-deklarasjon for standard limtreproduksjon som grunnlag. CO2-lagring er medtatt.

Det er medtatt 10 km transport fra fabrikk til byggeplass.

2.9 KREOSOT

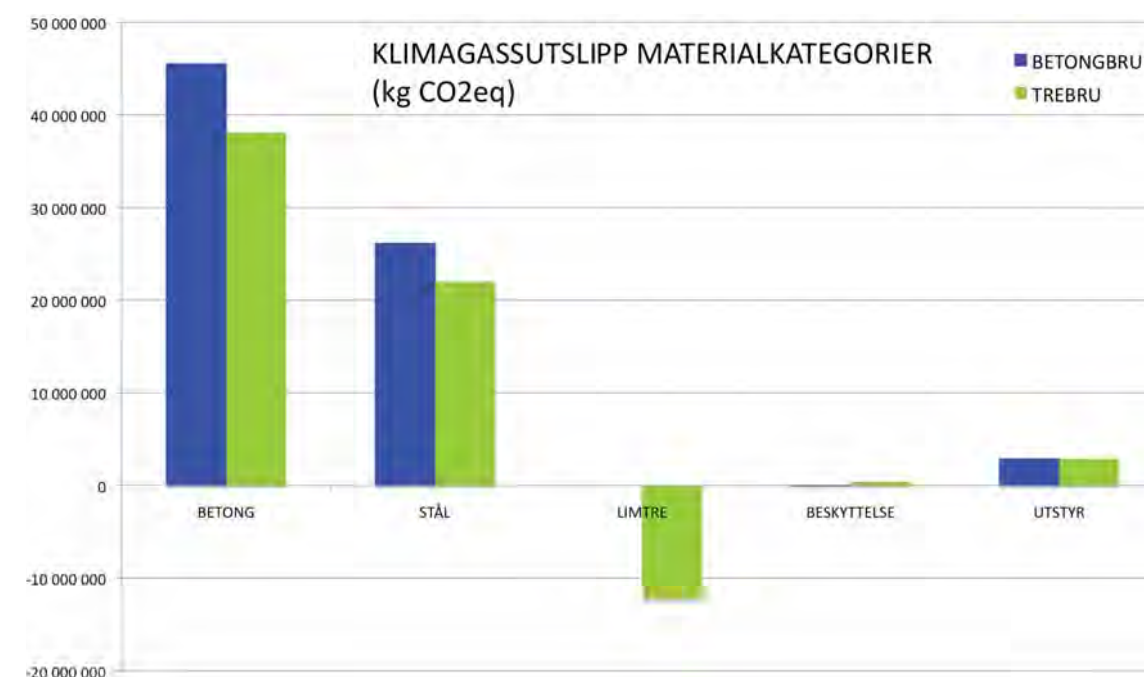
Kreosot benyttes som impregnering av limtrefagverk. Kreosot er kun vurdert mht. klimapåvirkning og ikke øvrige miljøpåvirkninger. Det er benyttet generiske utslippsverdier fra Ecoinvent til framstilling av kreosot og selve impregneringsprosessen av trevirket.

Det er forutsatt 150 km transport til byggeplass.

2.10 MALING

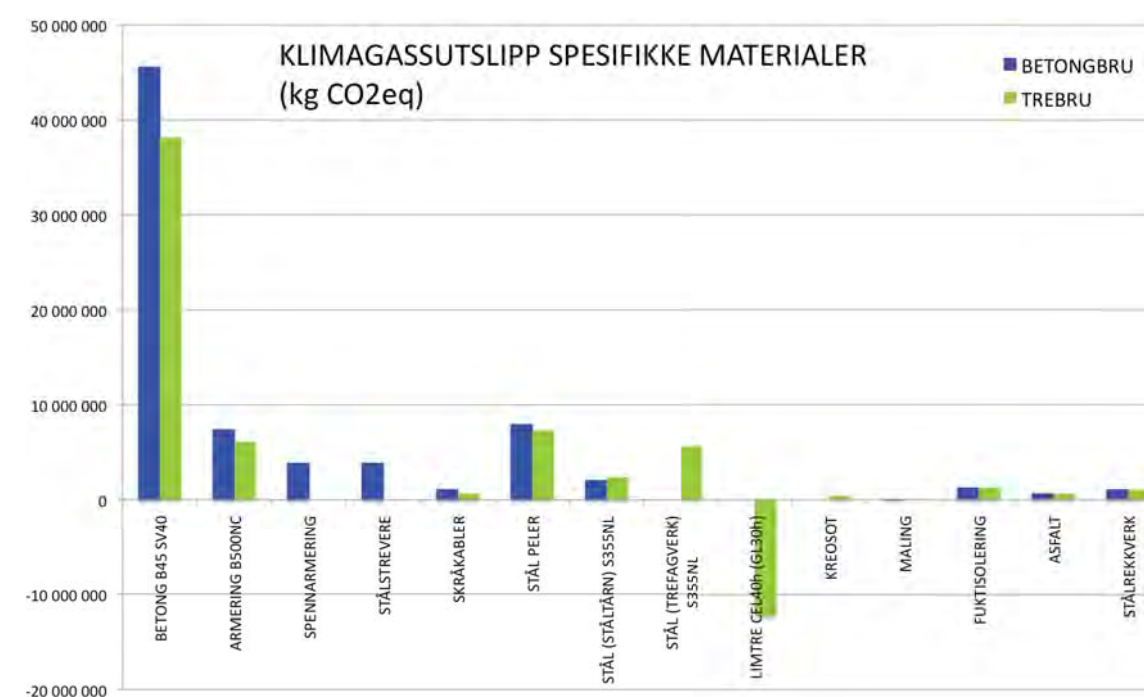
Maling benyttes på ståloverflater som rustbeskyttelse. Det er forutsatt en tykkelse på 0,25 mm. Det er benyttet generiske verdier for oljemaling fra Klimagassregnskap.no v.5 iht. ICE v.2.

Det er forutsatt 150 km transport til byggeplass.



Figuren over viser klimagassutslipp til de ulike materialene for betong- og trebualternativene. Utslipp til produksjon og transport av betong og stål er dominerende - også for trebrua!

Årsaken til dette er at det er kun dragerne mellom pelefundamentene som er erstattet med limtrefagverk. Øvrige elementer er beholdt i betong og stål.



Figuren viser klimagassutslippet til de ulike materialkvalitetene for betong- og trebualternativene. Selv for trebualternativet er betong og stål de dominerende utslippskildene.

3. VURDERING AV BYGNINGSDELER

3.1 OVERBYGNING

Overbygningen står for det største klimagassutslippet for betongbrua hvor utslipp til produksjon av betong er den dominerende faktoren.

I trebrua blir underliggende betongbjelker erstattet med fagverk i kreosotimpregnet limtre. Dette gir 74% reduksjon i klimagassutslipp til overbygningen.

3.2 STÅLTÅRN

Ståltårn og skråkabler gir begrenset bidrag til de samlede klimagassutslippene.

Det er kun marginal forskjell mellom betong- og trebru.

3.3 SØYLER, FUNDAMENTER OG LANDKAR

Søyler fundamenter og landkar gir et vesentlig bidrag til klimagassutslippene pga. store mengder betong. Det er kun marginal forskjell mellom betong- og trebru.

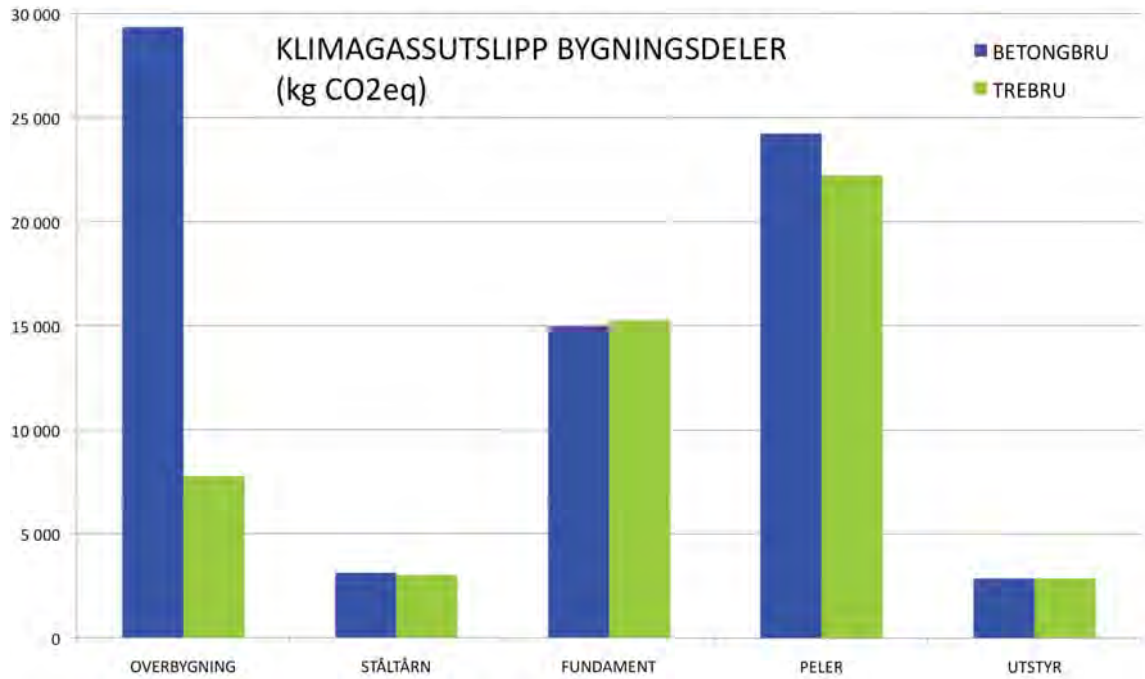
3.4 PELER

Stålrørspeling med betongfyll er en av de to dominerende utslippskildene til klimagass pga. stort stå- og betongforbruk.

Betongbrualternativet gir noe høyere utslipp enn trebrualternativet fordi høyere egenvekt til betongbrua medfører økt behov for peling.

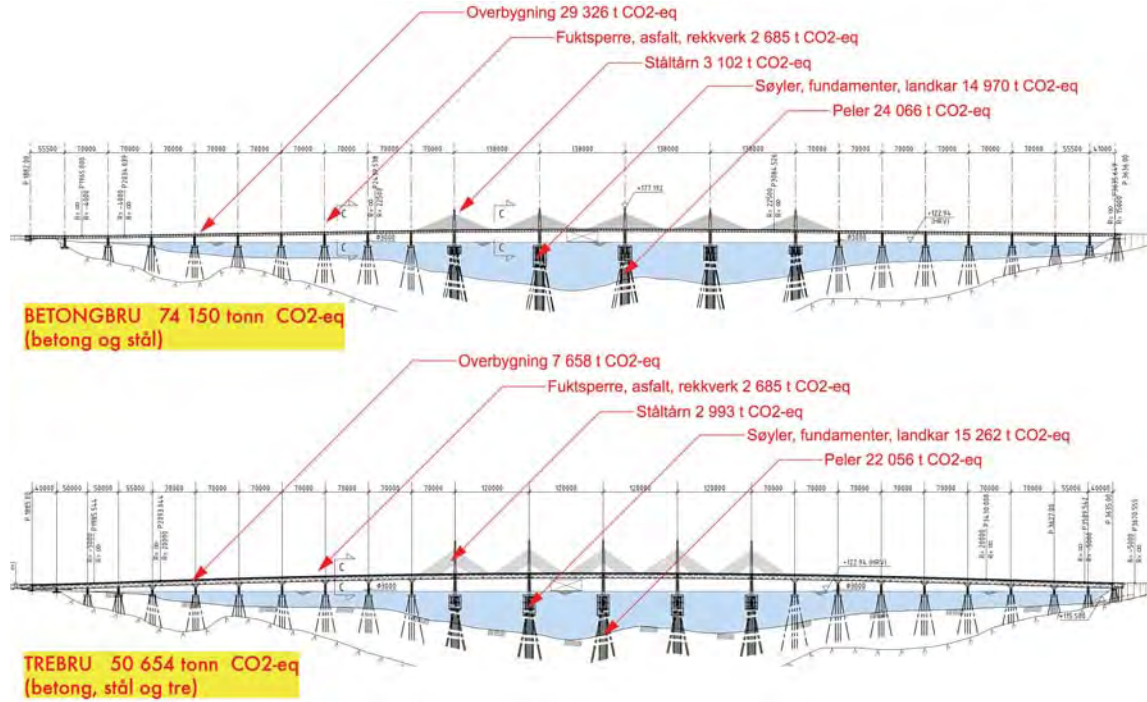
3.5 UTSTYR

Fuktsolering, asfalt og ståltrekkverk gir et begrenset bidrag til det samlede klimagassutslippet Det er ingen forskjell mellom betong- og trebru.



Figuren viser fordelingen av klimagassutslipp til ulike bygningdeler for betong- og trebru-alternativet. Trekonstruksjonene gir et vesentlig bidrag til redusert klimagassutslipp for overbygningen der trefagverket erstatter betongdragerne. Utslipp til peling blir også noe redusert pga. lavere egenvekt.

4. SAMMENSTILLING BETONGBRU OG TREBRU



Figuren over viser klimagassutslippene til de ulike bygningselementene for betong- og trebrualternativene.

BETONGBRU		PRODUKSJON A1-A3		REGIONAL TRANSPORT A4		LOKAL TRANSPORT A4		TRANSPORT A4	TOTALT A1-A4
		enh	menge	CO2-eq/leh	kg CO2-eq	tonn	km	kg CO2-eq	kg
OVERBYGNING					27 539 016			373 709	
Betong B45 SV40	Normalbetong, 5% karbonatisering	m3	43 573	399,00	17 385 707	104 576	50	0,190	963 469
Armering B500NC	100% resirkulert	kg	7 843 176	0,38	2 980 407	7 843	840	0,040	263 531
Spannammering	0% resirkulert	kg	1 411 665	2,68	3 783 262	1 412	800	0,048	54 208
Stålstrevere	13% resirkulert	kg	1 407 554	2,60	3 789 140	1 408	800	0,048	55 970
Stål forbindelsesmidler trefagverk S355NL	0% resirkulert	kg		2,60	0				0
Limtre CEL40h (GL30h)	CO2-lagring inkl.	m3		-853,00	0				0
Kreosot		kg		2,92	0				0
STÅLTÅRN 5 STK.					3 052 737			44 590	
Stål S355NL	13% resirkulert	kg	770 000	2,60	2 002 000	770	800	0,048	29 568
Skråkabler	0% resirkulert	kg	391 206	2,68	1 048 432	391	800	0,048	15 022
Maling	Generisk KGRv.5 iht. ICE v.2	kg	613	3,76	2 305	1			15
SØYLER, FUNDAMENTER OG LANDKAR					14 131 819			666 153	
Betong B45 SV40	Normalbetong, 5% karbonatisering	m3	29 020	420,00	12 188 334	69 648	840	0,190	0
Armering B500NC	100% resirkulert	kg	5 114 434	0,38	1 943 485	5 114	840	0,040	171 845
PELER					22 358 427			884 974	
Stål pelar S355J2H	99% resirk.	kg	18 809 022	0,37	6 959 338	18 809	800	0,048	722 286
Betong B45 SV40	Normalbetong, 0% karbonatisering	m3	32 283	420,00	13 558 946	77 480	50	0,190	736 057
Armering B500NC	100% resirkulert	kg	4 842 481	0,38	1 840 143	4 842	840	0,040	162 707
UTSTYR					2 375 056			219 359	
Fuktsolering		kg	1 531 250	0,65	987 656	1 531	800	0,167	204 575
Asfalt		kg	8 050 000	0,05	386 400	8 050	50	0,190	76 475
Ståltrekkverk	13% resirkulert	kg	385 000	2,60	1 001 000	385	800	0,048	14 784
TOTALT					69 857 055				4 292 783
TOTALT PR. M (1 750 m)			1 750						74 148 838
TOTALT PR. M2 (56 875 m2)			56 875		1 238			75	42 371

TREBRU		PRODUKSJON A1-A3		REGIONAL TRANSPORT A4		LOKAL TRANSPORT A4		TRANSPORT A4	TOTALT A1-A4
		enh	menge	CO2-eq/leh	kg CO2-eq	tonn	km	kg CO2-eq	kg
OVERBYGNING					6 733 873			672 454	
Betong B45 SV40	Normalbetong, 5% karbonatisering	m3	28 294	399,00	11 289 132	67 905	50	0,190	645 093
Armering B500NC	100% resirkulert	kg	5 062 842	0,38	1 935 280	5 063	840	0,040	171 119
Spannammering	0% resirkulert	kg		2,68	0				0
Stålstrevere	13% resirkulert	kg		2,60	0				0
Stål forbindelsesmidler trefagverk S355NL	0% resirkulert	kg	2 108 531	2,60	5 482 961	2 109	800	0,048	80 979
Limtre CEL40h (GL30h)	CO2-lagring inkl.	m3	18 500	-853,00	-12 255 500				0
Kreosot		kg	100 000	2,92	292 000				0
STÅLTÅRN 5 STK.					2 944 855			43 163	
Stål S355NL	13% resirkulert	kg	894 900	2,60	2 325 740	895	800	0,048	34 364
Skråkabler	0% resirkulert	kg	229 140	2,68	614 095	229	800	0,048	9 799
Maling	Generisk KGRv.5 iht. ICE v.2	kg	1 069	3,76	4 019	1			15
SØYLER, FUNDAMENTER OG LANDKAR					14 407 448			174 586	
Betong B45 SV40	Normalbetong, 0% karbonatisering	m3	29 602	420,00	12 432 967	71 046	840	0,190	0
Armering B500NC	100% resirkulert	kg	5 196 005	0,38	1 974 482	5 196	840	0,040	174 586
PELER					20 485 716			814 867	
Stål pelar S355J2H	99% resirk.	kg	17 349 162	0,37	6 419 190	17 349	800	0,048	666 208
Betong B45 SV40	Normalbetong, 0% karbonatisering	m3	29 496	420,00	12 388 262	70 790	50	0,190	672 506
Armering B500NC	100% resirkulert	kg	4 424 379	0,38	1 681 264	4 424	840	0,040	148 659
UTSTYR					2 375 056			219 359	
Fuktsolering		kg	1 531 250	0,65	987 656	1 531	800	0,167	204 575
Asfalt		kg	8 050 000	0,05	386 400	8 050	50	0,190	76 475
Ståltrekkverk	13% resirkulert	kg	385 000	2,60	1 001 000	385	800	0,048	14 784
TOTALT					46 949 948				3 704 562
TOTALT PR. M (1 750 m)			1 750						7 161 734
TOTALT PR. M2 (56 875 m2)			56 875		825			65	28 945

Tabellen over viser materialmengder og utslippsfaktorer som er benyttet som grunnlag for beregningene.

5. GRENSESNIITT OG VALG AV UTSLIPPSFAKTORER

Klimagassvurderingene fokuserer kun på produksjon av materialer og transport av disse fram til byggeplass ved Mjøsa. Beregningene hensyntar bl.a. CO₂-lagring i tre og karbonatisering av betong samt bruk av resirkulert stål (avhengig av stålqualität).

5.1 CO₂-LAGRING I TRE

Opptak og lagring av CO₂ fra biologisk opphav i treverk telles med umiddelbart ved bygging. Erstatning av trær som "tas ut av kretsløpet" vil imidlertid erstattes over tid gjennom lagring i nye trær avhengig av gjenveksthastighet.

Asplan Viak v/ Christian Solli har foretatt en vurdering av "verdien" på CO₂-lagring i treverk der tidsperspektivet for opptak og utslipp hensyntas. Han konkluderer med at 39% av karboninnholdet i treverk kan medtas i beregninger. Dette gir et mere nyansert bilde av klimakonsekvensen ved ulike valg der tidsperspektivet hensyntas.

5.2 KARBONATISERING AV BETONG

Framstilling av sement til betongproduksjon slipper ut store mengder CO₂ i den kjemiske prosessen. Noe av dette vil tas opp i betong over tid såfremt betongen er eksponert for friluft. Karbonatisering bør imidlertid begrenses fordi pH-verdien til betongen vil synke og medføre korrosjon av armering.

I Mjøsbua vil det meste av betong være tildekket eller under vann. Tverrsnittene er store med forholdsvis små overflater med eksponert betong. Verdien av karbonatisering over 100-årsperspektiv vil derfor være begrenset.

5.3 RESIRKULERT STÅL VS NYTT STÅL

Det er i beregningene medtatt ulike andeler resirkulert og nytt stål avhengig av stålqualität og bruk. I armering og peler er det medtatt 99-100% resirkulert stål. I øvrige konstruksjoner er det medtatt 0-13% resirkulert stål. Det er benyttet gjennomsnitt av epd-deklarasjoner fra 6 ulike aktuelle stålleverandører i beregningene.

100% resirkulert stål har et utslipp på 0,38 kg CO₂eq/kg mens nytt stål fra malm har et utslipp på 2,68 kg CO₂-eq/kg. Dvs. en økning på hele 700% i forhold til resirkulert stål.

På verdensbasis er det imidlertid et underskudd på resirkulert stål. Alle "nye" prosjekter vil derfor betinge smelting av nytt stål. Det kan derfor vurderes om det bør medtas nytt stål i klimagassberegninger selv om stålet faktisk kommer fra stålverk som dokumenterer bruk av resirkulert stål.

Effekten av resirkulert stål til Mjøsbua har svært stor innvirkning på det totale utslippet!

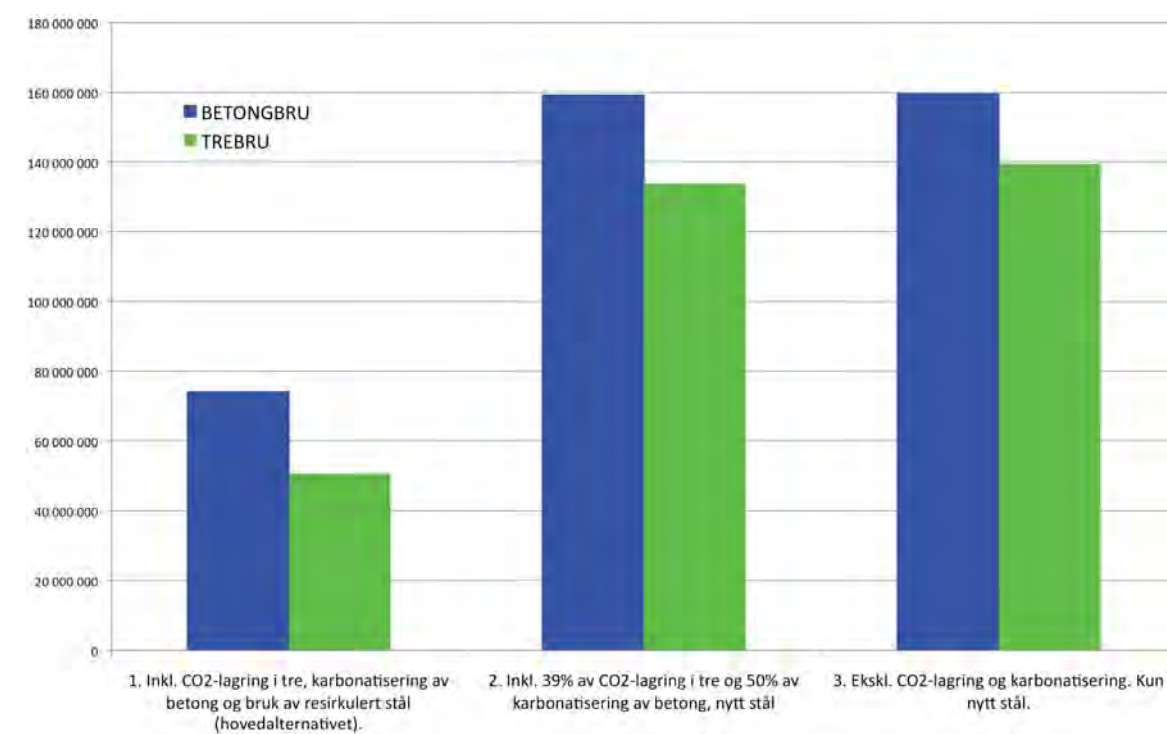
5.4 KREOSOT

Bruk av kreosotimpregnering er omdiskutert av hensyn til miljøkonsekvenser og forurensing. I denne rapporten er det imidlertid kun klimakonsekvenser gjennom epd-verdier (CO₂-ekvivalenter) som vurderes. Bruk av kreosot som impregnering av treverk gir forholdsvis liten klimamessig konsekvens.

5.4 SAMMENSTILLING ULIKE UTSLIPPSFAKTORER

For å illustrere konsekvensene av ulike systemvalg har vi sammenlignet 3 ulike prinsipper:

1. Inkl. CO₂-lagring i tre, karbonatisering av betong og bruk av resirkulert stål (hovedalternativet).
2. Inkl. 39% av CO₂-lagring i tre og 50% av karbonatisering av betong, nytt stål (tidsperspektiv)
3. Ekskl. CO₂-lagring og karbonatisering. Kun nytt stål.



Figuren viser at systemvalgene har svært stor innvirkning på det totale utslippet.

Den absolutt største økningen skyldes overgangen fra resirkulert stål til nytt stål i peler og armering!

Redusert CO₂-lagring i treverk pga. tidsperspektivet gir kun marginal økning. Redusert karbonatisering i betong gir svært liten økning.

Differansen mellom betongbru og trebru forblir omtrent den samme for alle alternativene.

Bruk av lavkarbonbetong er ikke drøftet i rapporten. Dette vil imidlertid redusere klimagassutslippet noe. Differansen mellom betongbru og trebrualternativene vil imidlertid forbli den samme.



Livsløpvurdering av Mjøsbua i betong og tre

Utført av Reyn O’Born, Universitetet i Agder
7.november.2016

1. Innledning

Ved Universitetet i Agder (UiA), Grimstad er det utført en livsløpvurdering (LCA) av Mjøsbua i betong og i tre. Studiet er et fellesprosjekt i samarbeid med Statens vegvesen og en stipendiat fra UiA finansiert under LEIV-prosjektet. Studiets mål er å vurdere livsløpsmiljøfotavtrykkene av ulike alternativer med bruk av tre og betong for konstruksjon av Mjøsbua. Studiet har også et mål om å vurdere om forbrenning av treavfall er aktuelle som en metode for å håndtere avfall fra trebruen.

Livsløpvurderingsberegninger er utført av Reyn O’Born og er basert på mengdeberegningene og prosesskodene i den tekniske rapporten «FoU-Prosjekt: Ny Firefelts Mjøsbu i tre» fra 19.januar 2016. Livsløpvurderingsberegningene tar hensyn til CO₂ og flere miljøbelastningskategorier som er definert nedenfor.

Målsetting av studiet er for finne den meste miljøvennlig måte for å bygge den nye Mjøsbua. Hovedresultatene fra studiet viser at trebua (Tre) er best i alle vurderte miljøkategorier, mens alternativet med forbrenning av trevirke for å håndtere avfall (Tre AI) er den beste løsningen av alle (Tabell 1).

Tabell 1 - Oversikt av LCA resultater for alle tre buer i alle miljøkategorier

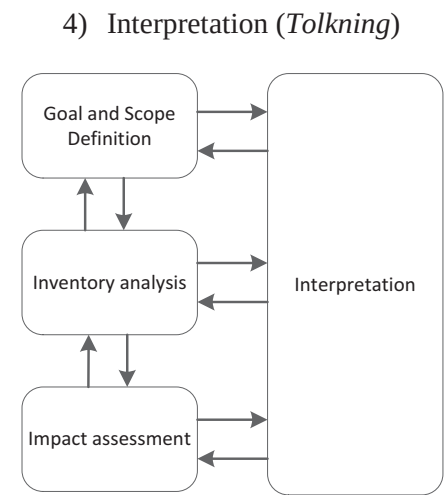
	Betong	Tre AI	Tre	
ADPM	6,30E+02	5,75E+02	5,75E+02	kg Sb eq
ADPE	7,87E+08	6,20E+08	7,11E+08	MJ
AP	3,68E+05	2,26E+05	2,99E+05	kg SO ₂ eq
EP	2,62E+05	2,31E+05	2,43E+05	kg PO ₄ ³⁻ eq
GWP	8,27E+07	5,72E+07	6,73E+07	kg CO ₂ eq
ODP	1,21E+01	1,07E+01	1,11E+01	kg CFC-11 eq
POCP	1,98E+04	1,45E+04	1,80E+04	kg C ₂ H ₄ eq

ADPM Abiotisk uttømmingspotensial for ikke-fossile ressurser; **ADPE** Abiotisk uttømmingspotensial for fossile ressurser; **AP** Forsuringspotensial for kilder på land og i vann; **EP** Overgjødslingspotensial **GWP** Globalt oppvarmingspotensial; **ODP** Potensial for nedbryting av stratosfærisk ozon; **POCP** Potensial for fotokjemisk oksidantdannning

2. Metodikk

Livsløpvurderingsmetodikken brukt i studiet følger ISO14040: 2006 standard som har følgende deler vist i Figur 1.

- 1) Goal and scope (*Mål og omfang*)
- 2) Inventory analysis (*Inventaranalyse*)
- 3) Impact assessment (*Vurdering*)



Figur 1 – LCA metodikk basert på ISO14040: 2006

Alle beregningene ble utført med SimaPro 8.1 med den innebygde databasen EcoInvent som grunnlag. 3.1. CML2001 vurderingsmetodikken ble brukt.

3. Datainnsamling

Mengdelisten er basert på «FoU-Prosjekt: Ny Firefelts Mjøsbru i tre» hvorav tallene er lagt inn for begge brualternativene, og organisert etter brudelen. Disse dokumentene følger standardiserte prosesskoder for bru- og vegutforming fra nasjonale håndbøker for norsk veibygging, nemlig R761/R762. Disse tallene er beskrevet enten i materiellmengde eller i kostnad. Utfra R761/R761 kan man bruke kostnadsdata for å finne ut materiellmengder når det mangler fysiske mengder. Når R761/R762 ikke hadde tilstrekkelig informasjon, ble modellen for materiellberegning, EFFEKT, brukt. Brudeler i FoU-rapporten og LCA-studien er som vist i tabell 2.Tabell 2 - Prosesser brukt i analysen

Kode	Bru element	Prosesser
C.1	Landkar	Gravearbeid, stålrørspeler (Ø913), armering og betongstøp
C.21	Pilar (direktefundamentert)	Gravearbeid og utlegging av masser, avrettingslag, sprengning under vann, armering, og betongstøp
C.22	Pilar (typisk fundament på stålrørspeler)	15 fundament for betongbru og 17 for trebru; Stålrørspeler (Ø913 og Ø1220) inklusiv betong, armering og betongstøp
C.23	Pilar (dypvannsfundament på stålrørspeler)	5 fundament; Stålrørspeler (Ø1220 og Ø1420) inklusiv betong, armering, og betongstøp
C.3	Tårn	Stål
D.1	Bruoverbygning	Trebru: Limtre, armering, betongstøp, brukabler, og kreosot Betongbru: Betongstøp, armering, spennarmering i tverretning og lengderetning, stålstrevere (cc5m), brukabler
E	Utstyr	Fuktisolering, ytterrekkverk og mellomrekkverk i stål, bindelag og slitelag, avrettingslag

En full oversikt av alle materiellmengder for hver brudel finnes i FoU rapporten.

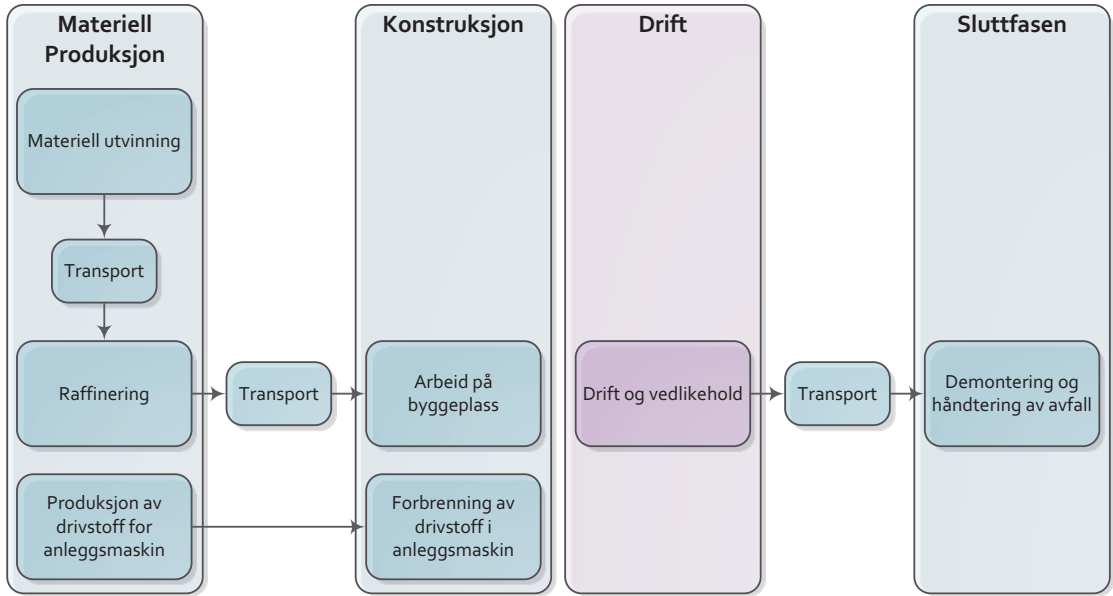
Materialkrav for noen prosesser kom fra den norske EFFEKT-modellen (versjon 6.6), nemlig bruk av drivstoff i anleggsmaskin, rekkverk, og sprengstoff. For materiellproduksjonsprosesser ble både norske miljødeklarasjoner (EPDer) og Ecoinvent (versjon 3.1) brukt. EPDer ble ikke brukt til å beregne utslipp, men ble brukt når informasjon om inngangsverdier til produksjon manglet. EPDer ble brukt til å bestemme materialer i produksjonsprosesser og materialer i blandinger for spennarmeringsstål, stålrørspeler, norsk produsert betong, og asfalt i henhold til de meste sannsynlige norske materialblandinger. Gjennomsnittsdata fra Ecoinvent database ble brukt til prosesser hvor materialbruk i produksjonskjeder var ukjente.

Noen forutsetninger ble antatt for å forenkle analysen. Noen prosesser ble ikke inkludert i vurderingen, av to grunner; det var usikkerhet rundt innkjøp av materialer, og det var forventet lave utslipp i noen av prosessene. Resirkulert stål i stålpeler ble antatt til 99 % i FoU dokumentet, mens studien har tatt utgangspunkt i et mer konservativt estimat på 50 %. Behandling av treprodukter var også inkludert i denne studien som en del av et utvidet system, med en forutsetning om at treavfall skal forbrennes i et fjernvarmeanlegg som produserer både strøm (626 MJ per m³ tørr tre) og varme (4642 MJ per m³). Estimater for produsert strøm og varme er beregnet i Moelven Industri sin EPD om limtre. Det ble antatt at fjernvarmeanlegget skal ligge rundt 200 km fra Mjøsbrua. Denne studien har heller ikke tatt med karbonlagring ved vekst av trevirke, fordi denne karbonmengden slippes ut igjen i forbrenningsprosessen. Potensiell karbonlagring i betong ble heller ikke tatt med på grunn av manglende informasjon om type betong som skal brukes i Mjøsbrua.

Andre prosesser ble ikke tatt med i beregningen på grunn av lave forventede miljøpåvirkninger. Dette gjelderforskaling, stillasbygging, spunting og etablering av andre midlertidige konstruksjoner. Monteringsprosessen for prefabrikkerte tre- og stålelementer er ikke inkludert, men sveising som en del av monteringen er tatt med. Overflatebehandling av stål og betong, drenering og viaduktkonstruksjoner, veglys og ledninger, og ytterligere områder for lagring av ledningssystemer som skal plasseres på veien ble heller ikke tatt med.

4. System oversikt og inventaranalyse

Det finnes tre varianter i studiet: En betong variant (B), en tre variant (T), og en tre variant som tok med seg forbrenning av tre i et fjernevarmanlegg (T-AI). Studiet hadde hovedsakelig fokus på materiellproduksjon og konstruksjon av de to utformet bruer. Derfor ble det satt et grensesnitt hvor drift og vedlikehold ikke var inkludert. Avfallshåndtering var kun tatt med i T-AI varianten. En systemoversikt med hovedlivsløpsfaser og hovedprosesser er presenterte i Figur 2.



Figur 2 - Systemoversikt for LCA studiet av Mjøsbrua

Systemet følger en vugge-til-grav kjede som inkluderer materialproduksjon og konstruksjon, mens avfallshåndtering kun er tatt med i variant T-AI. Transport er også en del av systemet. Materialproduksjon inkluderer utvinning av råvarer, transport, raffinering og oppgradering av materialer til komponenter, og produksjon av drivstoff for anleggsmaskin. Konstruksjon inkluderer sveising, masseflytting og sprengning. Total materialforbruk for de tre variantene er vist i tabell 3.

Tabell 3 - Inventarliste for materialer for de tre variantene av Mjøsbrua

	Betong	Tre-AI	Tre	Enhet
Asfalt	8 068	8 050	8 050	tonn
Betong (B30 og B45)	72 253	57 556	57 556	m ³
Kreosot	-	100	100	tonn
Gravearbeid	16 425	22 610	22 610	m ³ flyttet masse
Sprengstoff	1 035	1 035	1 035	m ³ sprengte jord
Limtre	-	18 500	18 500	m ³
Stål rekkverk	10 524	10 500	10 500	m
Armeringsstål	18 650	10 507	10 507	tonn
Stål (tårn, kabler)	2 619	3 233	3 233	tonn
Stålpeler (med betong)	29 524	27 461	27 461	m
Energigjenvinning (varme)	-	85 896	-	GJ
Energi-gjenvinning (strøm)	-	11 581		GJ

Begge trebruvariantene følger et felles design, og derfor har de samme materialforbruk.

5. Vurdering

Miljøbelastningen fra ulike materialer og prosesser er vist i Tabell 4. Utfra en fullstendig livsløpsevurdering av de tre brualternativene, kommer trebrua betydelig bedre ut enn betongalternativet i alle miljøkategorier.

Tabell 4 - Miljøbelastningen fra ulike materialer og prosesser, organiserte ved hjelp av prosesskoder.

	ADPM	ADPE	GWP	ODP	POCP	AP	EP	
PROSESSKODE OG PROSESS	kg Sb eq	MJ	kg CO ₂ eq	kg CFC-11 eq	kg C ₂ H ₄ eq	kg SO ₂ eq	kg PO ₄ ³⁻ eq	Enhet
84.371/84.372 - Spennarmering	2,85E-06	1,65E+01	3,73E+00	1,99E-07	1,18E-03	2,87E-02	6,72E-03	kg
87.221/87.222 - Stålrekkverk	8,97E-04	6,31E+02	6,74E+01	3,60E-06	3,38E-02	3,30E-01	2,05E-01	m
81.69 - Avrettingslag	3,84E-05	2,00E+02	2,51E+01	1,88E-06	4,19E-03	9,23E-02	2,37E-02	m2
81.1 - Gravearbeid, over vann	1,15E-06	5,53E+01	3,64E+00	6,55E-07	7,23E-04	2,74E-02	6,33E-03	m3
81.3 - Gravearbeid, under vann	1,32E-06	6,36E+01	4,19E+00	7,53E-07	8,32E-04	3,15E-02	7,28E-03	m3
81.6/81.7- Utlekking av masser, under/over vann	1,15E-06	5,53E+01	3,64E+00	6,55E-07	7,23E-04	2,74E-02	6,33E-03	m3
82.2 - Sprengning under vann	2,03E-05	3,99E+01	5,39E+00	3,15E-07	3,27E-03	2,89E-01	8,00E-02	m3
84.41 - Betongstøp, over vann, normalvekstbetong	2,47E-04	1,82E+03	3,70E+02	1,59E-05	3,41E-02	8,37E-01	2,99E-01	m3
84.431 – Undervannstøp med AUV betong	3,36E-04	2,44E+03	3,84E+02	2,01E-05	4,48E-02	1,03E+00	3,03E-01	m3
86.112 - Limtre	8,36E-04	2,23E+03	1,45E+02	2,38E-05	1,79E-01	1,06E+00	1,05E+00	m3
86.112 - Limtre, med forbrenning av avfall tatt med	7,92E-04	-2,68E+03	-4,01E+02	5,65E-06	-8,16E-03	-2,93E+00	3,86E-01	m3
86.1312 - Trykkimpregnering av limtre med kreosot	6,65E-06	4,69E+02	1,71E+01	1,43E-06	7,47E-03	6,63E-02	4,13E-02	m3
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	1,06E-05	2,14E+01	2,39E+00	1,26E-07	1,24E-03	1,03E-02	4,67E-03	m3
85.5 - Stålstrevere cc5m	3,63E-07	4,64E+00	4,16E-01	2,99E-08	1,65E-04	2,15E-03	7,82E-04	m3
83.21 - Stålpeler (med betong) - Ø913	1,04E-02	5,42E+03	2,74E+02	1,80E-04	-6,64E-02	2,44E+00	3,73E+00	m
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1220	1,54E-02	8,01E+03	5,55E+02	2,66E-04	-9,81E-02	3,61E+00	5,51E+00	m
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1420	1,84E-02	9,58E+03	6,64E+02	3,19E-04	-1,17E-01	4,32E+00	6,59E+00	m

Tabell 4 viser de sammenlagte resultatene fra beregningene utført i studiet, og inkluderer transport, materiellutvinning, og bearbeiding. Utslipp fra materialer ble brukt for å beregne totalt utslipp for hvert brualternativ. Resultatene reflekterer norsk forhold og mest sannsynlig innkjøp av materialer etter norsk erfaring.

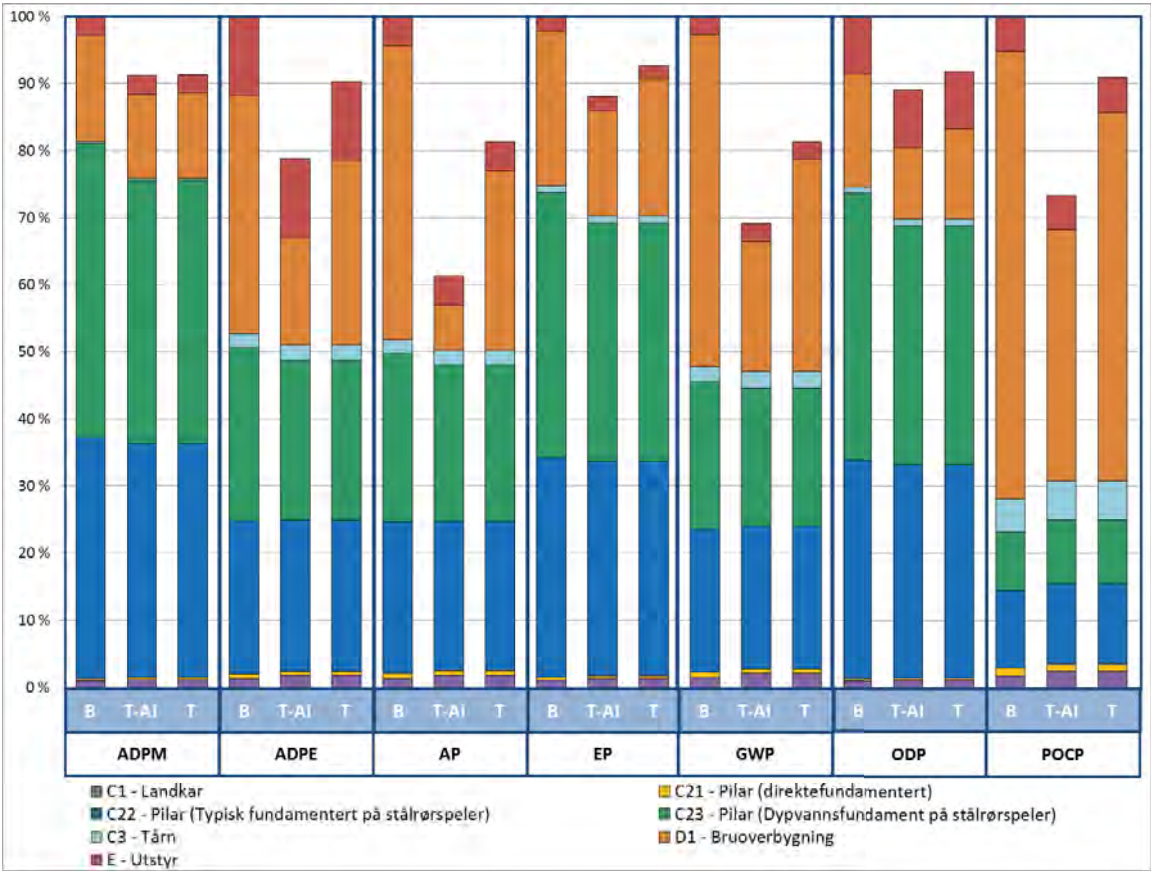
Utfra beregning fra materialene kommer fullstendige resultater for hver bru. Betongbrua hadde høyeste utslipp i alle kategorier, mens trebrua med forbrenning av treavfall kom beste ut. Tabell 5 viser sammenlagte resultater for de ulike miljøkategoriene.

Som sett fra tabell 5, kom betongbrua dårligst ut i alle miljøkategoriene.

Tabell 5 - Sammenlagt LCA resultater

Miljøkategori		Betong	Tre AI	Tre	
ADPM	Abiotisk uttømmingspotensial for ikke-fossile ressurser	6,30E+02	5,75E+02	5,75E+02	kg Sb eq
ADPE	Abiotisk uttømmingspotensial for fossile ressurser	7,87E+08	6,20E+08	7,11E+08	MJ
AP	Forsuringspotensial for kilder på land og vann	3,68E+05	2,26E+05	2,99E+05	kg SO ₂ eq
EP	Overgjødslingspotensial	2,62E+05	2,31E+05	2,43E+05	kg PO ₄ ³⁻ eq
GWP	Globalt oppvarmingspotensial	8,27E+07	5,72E+07	6,73E+07	kg CO ₂ eq
ODP	Potensial for nedbryting av stratosfærisk ozon	1,21E+01	1,07E+01	1,11E+01	kg CFC-11 eq
POCP	Potensial for fotokjemisk oksidantdannning	1,98E+04	1,45E+04	1,80E+04	kg C ₂ H ₄ eq

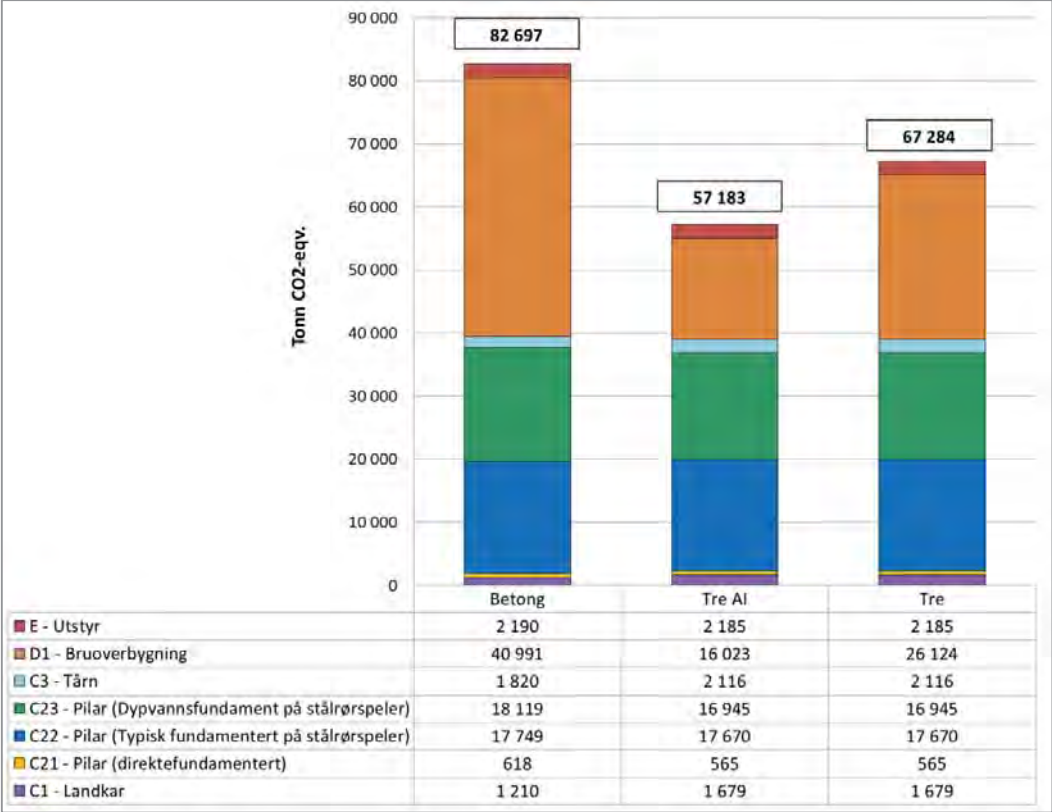
Figur 3 viser samme resultater, men i prosentfordeling for hver bru.



Figur 3 – Prosentvis miljøbelastninger for de ulike brukomponentene i ulike miljøbelastningskategorier for de 3 brualternativene.

Overbygning (D1), Pilar (typisk fundamentert) C22 og Pilar (dypvannsfundamentert) C23 er høyeste i alle brualternativene, mens det er betydelig mindre utslipp knyttet til bruoverbygninger i Tre-AI- og Tre-alternativene sammenlignet med Betong-alternativet.

Figur 4 viser en mer detaljert analyse av CO₂-utslipp for hver brukomponent i hvert brualternativ.



Figur 4 - CO₂ utslipp av de forskjellige brukomponenter i hvert brualternativ.

Den viktigste forskjellen i utslipp blant bruene oppstår i overbygningen, som representerer 49%, 39% og 28% av de totale utslippene for henholdsvis Betong-, Tre-AI- og Trebrua. De 18 500 m³ med tømmer som ble brukt i overbygget til trebrua erstatter 14 700 m³ betong som ble brukt i betongbrua. Denne utskiftingen av betong gir en reduksjon i CO₂-ekvivalenter på 14 867 tonn for trebrua, og 24 968 tonn i tre-AI bru. Forbrenning av trevirke reduserer utslippene med ytterligere 10 000 tonn dersom forbrenningsprosessen erstatter forbrenning av drivstoff produsert utelukkende for forbrenning, som naturgass eller flis.

Det samlede utslippet fra brufundamentet (bestående av C21, C22 og C23), er de meste utslippsintensive komponentene av trebruene. Spesielt intensive er de stålpelene som brukes i dypvannsfundamentene, hvor store mengde stål og betong er påkrevd. Fundamentdybden for Mjøsbrua, på 70 meter, er usedvanlig dypt for en norsk bru, som nødvendiggjør økt bruk av stål og betong. Siden fundamentene for hver bru er relativt like, er det ingen store utslipp forskjeller mellom dem. De andre bruseksjonene i de 3 brualternativene er i hovedsak utformet slik at de gir lignende utslippsprofiler. Tårnene på trebrua krever litt mer stål i støtte av trestrukturen, noe som fører til høyere utslipp. Landkarene har også høyere utslipp i trebrua på grunn av økt gravearbeid og betong.

Tabell 6, 7, og 8 viser hvor de største CO₂-utslippene skjer etter prosesskodene. Det er nyttig for å identifisere potensielle muligheter for å redusere utslipp. Rød farge betyr høye utslipp relativt til andre prosesser.

Tabell 6 - CO₂ «Hot-spot» analyse for betongbru, etter prosesskode, i tonn CO₂

Betong	Totalt										
	Totalt	C1	C1	C21	C2	C21	C22	C23	C3	D1	E
81.1 - Grøvtarbeid, over vann	26	18	11	8	-	-	-	-	-	-	-
81.3 - Grøvtarbeid, under vann	11	-	11	-	-	-	-	-	-	-	-
81.6/81.7- Utlekking av masser, under/over vann	20	12	8	-	-	-	-	-	-	-	-
81.69 - Avrettingslag	26	21	5	-	-	-	-	-	-	-	-
81.6/81.7- Utlekking av masser, under/over vann	4	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-
81.69 - Avrettingslag	5	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-
82.2 - Sprengning under vann	6	-	6	-	-	-	-	-	-	-	-
83.21 - Stålpeler (med betong) - Ø913	1 155	86	-	-	1 069	-	-	-	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1220	8 998	-	-	-	5 602	3 397	-	-	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1420	4 328	-	-	-	-	4 328	-	-	-	-	-
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	31 110	605	385	5 879	5 516	-	-	18 725	-	-	-
84.371/84.372 - Spennarmring	1 272	-	-	-	-	-	-	1 272	-	-	-
84.371/84.372 - Spennarmring	3 994	-	-	-	-	-	-	3 994	-	-	-
84.41 - Betongstøp, over vann, normalvektbetong	26 750	468	62	5 201	4 881	-	-	16 138	-	-	-
84.431 – Undervannstøp med ALU betong	131	-	131	-	-	-	-	-	-	-	-
85.1 - Levering av stålmaterialer	1 820	-	-	-	-	-	-	1 820	-	-	-
85.5 - Stålstrevere cc5m	606	-	-	-	-	-	-	606	-	-	-
87.15 - Avrettingslag (5% bitumen)	293	-	-	-	-	-	-	-	-	293	-
87.221/87.222 - Ståltrekkverk, mellom	236	-	-	-	-	-	-	-	-	236	-
87.221/87.222 - Ståltrekkverk, ytter	473	-	-	-	-	-	-	-	-	473	-
Øvrig	1 445	-	-	-	-	-	-	-	-	257	1 188

Tabell 7 - CO₂ «Hot-spot» analyse for trebru med avfallshåndtering, etter prosesskode, i tonn CO₂

Trebru-AI	Totalt										
	Totalt	C1	C21	C22	C23	C3	D1	E			
81.1 - Grøvtarbeid, over vann	53	45	8	-	-	-	-	-	-	-	-
81.3 - Grøvtarbeid, under vann	11	-	11	-	-	-	-	-	-	-	-
81.6/81.7- Utlekking av masser, under/over vann	15	8	8	-	-	-	-	-	-	-	-
81.69 - Avrettingslag	30	25	5	-	-	-	-	-	-	-	-
81.6/81.7- Utlekking av masser, under/over vann	4	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-
81.69 - Avrettingslag	5	-	5	-	-	-	-	-	-	-	-
82.2 - Sprengning under vann	6	-	6	-	-	-	-	-	-	-	-
83.21 - Stålpeler (med betong) - Ø913	1 079	81	-	999	-	-	-	-	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1220	3 472	-	-	-	3 472	-	-	-	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1220	5 495	-	-	5 495	-	-	-	-	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1420	3 161	-	-	-	3 161	-	-	-	-	-	-
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	24 753	817	359	5 932	5 473	-	12 172	-	-	-	-
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
84.41 - Betongstøp, over vann, normalvektbetong	21 296	703	35,5	5 248	4 841	-	10 469	-	-	-	-
84.431 – Undervannstøp med ALU betong	131	-	130,6	-	-	-	-	-	-	-	-
85.1 - Levering av stålmaterialer	2 116	-	-	-	-	2 116	-	-	-	-	-
86.112 - Limtre, med forbrenning tatt med	-7 419	-	-	-	-	-	-7 419	-	-	-	-
86.1312 - Trykkipregning av limtre med kreosot	316	-	-	-	-	-	316	-	293	-	-
87.15 - Avrettingslag (5% bitumen)	293	-	-	-	-	-	-	-	236	-	-
87.221/87.222 - Ståltrekkverk, mellom	236	-	-	-	-	-	-	-	472	-	-
87.221/87.222 - Ståltrekkverk, ytter	472	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Øvrig	1 668	-	-	-	-	-	484	1 184	-	-	-

Tabell 8 - CO₂ «Hot-spot» analyse for trebru, etter prosesskode, i tonn CO₂

Trebru	Totalt	C1	C21	C22	C23	C3	D1	E
81.1 - Grøvtarbeid, over vann	53	45	-	8	-	-	-	-
81.3 - Grøvtarbeid, under vann	11	-	11	-	-	-	-	-
81.6/81.7- Utlekking av masser, under/over vann	15	8	8	-	-	-	-	-
81.69 - Avrettingslag	30	25	5	-	-	-	-	-
81.6/81.7- Utlekking av masser, under/over vann	4	-	4	-	-	-	-	-
81.69 - Avrettingslag	5	-	5	-	-	-	-	-
82.2 - Sprengning under vann	6	-	6	-	-	-	-	-
83.21 - Stålpeler (med betong) - Ø913	1 079	81	-	999	-	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1220	3 472	-	-	-	3 472	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1220	5 495	-	-	5 495	-	-	-	-
83.22 - Stålpeler (med betong) - Ø1420	3 161	-	-	-	3 161	-	-	-
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	24 753	817	359	5 932	5 473	-	12 172	-
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	-	-	-	-	-	-	-	-
84.31 - Armering kamstål (B500 NC)	-	-	-	-	-	-	-	-
84.41 - Betongstøp, over vann, normalvektbetong	21 296	703	35,5	5 248	4 841	-	10 469	-
84.431 – Underarmstøp med ALU betong	131	-	130,6	-	-	-	-	-
85.1 - Levering av stålmaterialer	2 116	-	-	-	-	2 116	-	-
86.112 - Limtre	2 683	-	-	-	-	-	2 683	-
86.1312 - Trykkipregning av limtre med kreosot	316	-	-	-	-	-	316	-
87.15 - Avrettingslag (5% bitumen)	293	-	-	-	-	-	-	293
87.221/87.222 - Ståltrekkverk, mellom	236	-	-	-	-	-	-	236
87.221/87.222 - Ståltrekkverk, ytter	472	-	-	-	-	-	-	472
Øvrig	1 668	-	-	-	-	-	484	1 184

Vedlegg D

Vurdering av CO2-lagring i limtre



Statens Vegvesen

Aas-Jakobsen

MJØSBRUA KLIMAGASSBEREGNINGER

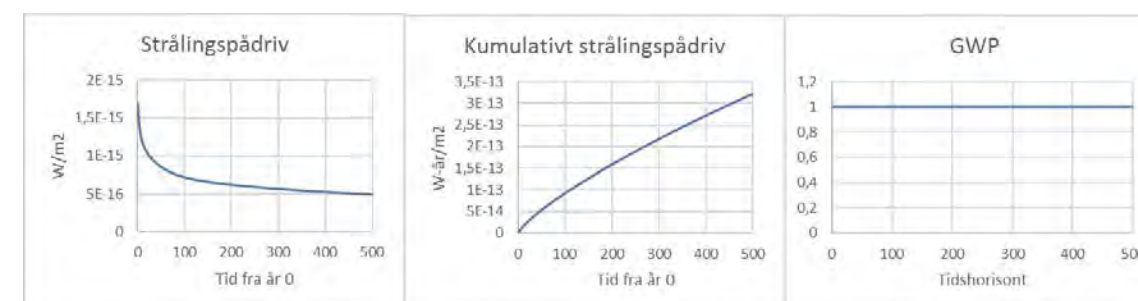
CO₂-LAGRING I TREVERK, GWP100 SOM KLIMAINDIKATOR, TIDJUSTERING OG KONSEKVENSER FOR BIOBASERTE MATERIALER

Innledning: om GWP100 som klimaindikator, tidsjustering og konsekvenser for biobaserte materialer

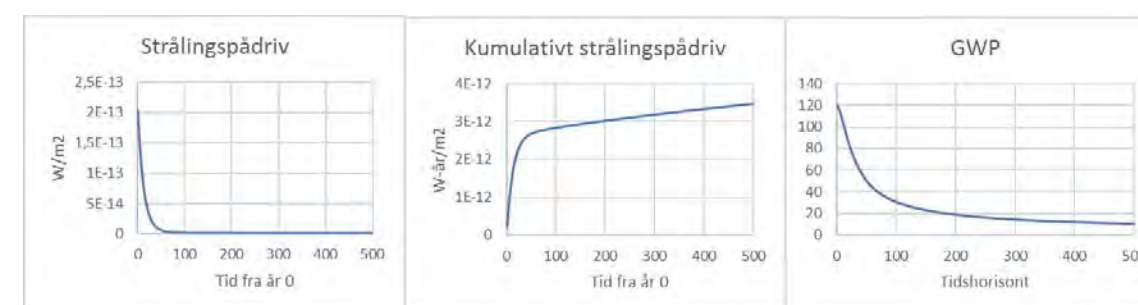
GWP100 er som navnet antyder en målestørrelse (engelsk) effekt over en 100 år. Det er også relativt vanlig med et tidsperspektiv, som 20 eller 500 år.

Kort fortalt er GWP strålingspotensialet integrert over tiden. Alle tidspunkter (GWP) skiller seg. / og / 3 og relativ GWP, hvor relativ GWP er definert som $\frac{GWP_i}{GWP_{CO_2}}$ (vi kjenner igjen / 3-7) i de fleste klimaprotokoller, hvor klimaeffekten til f.eks andre typer gasser (metan, lystgass) er relatert til klimaeffekten til 1 kg CO₂. Disse «ekvivalensfaktorene» (GWP) er etablert av IPCC, og vi kjenner dem f.eks igjen GWP-100-faktorer som er >1 for metan og = 265 for lystgass. Disse faktorene blir ofte brukt i beregninger (bedre data / ed øvne / ellomrom). Hvis man hadde et uendelig tidsperspektiv (v, 7882 eks / n (ikke, t. n høyere 2 ktonn 2,6 Gt (guren under etter GWP som 27) 800 v (1, 10 t for h, * CO₂, m. 1 * 4 lystgass. Tall og figurer er generert med 1 * 10 CO₂)².

Uten å røre vi limiten (47er so/ viser strålingspotensialet i tid, så / t ku/ 78t v tid, 54 strålingspotensialet relativt til CO₂ (GWP) so/ fu) 8 v tid, 1 t for evaluert (g. Øverst er CO₂, deretter metan, og tilslutt lystgass. Alle sluppet ut ved tidspunkt t=0 i en gitt tidshorisont.



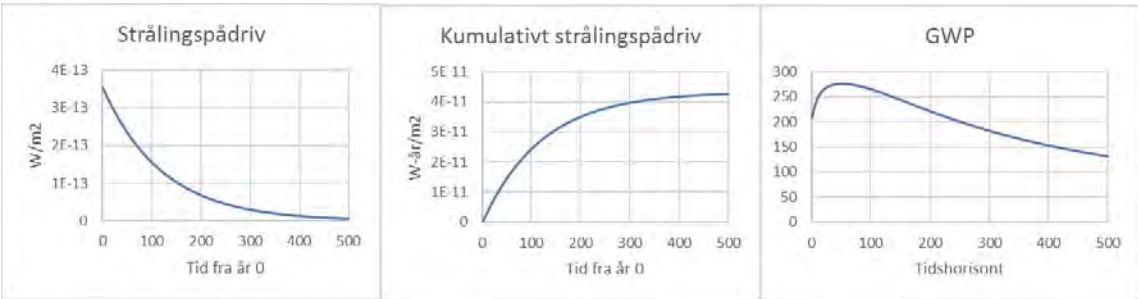
For CO₂ ser vi siden dette er referansen. GWP er lik 1, uavhengig av tidshorisont.



For metan ser vi en sterkt økende klimaeffekt som øker raskt i kort levetid (90% reduksjon til CO₂) i tillegg til 10% reduksjon. Etter hvert som metan / 1000 blir ørmen på kurven mer lik CO₂. Det er svært stor forskjell i GWP av / 1. * & øker i et 20-, 100-, eller 500-års tidsperspektiv.

¹ 2,75 tilsvarer vekt-ratioen mellom et metanmolekyl og et CO₂-molekyl. Faktoren er under forutsetning om 2788 g metan (1 g) tilsvarende 1 sjon til CO₂.

² $GWP = \frac{GWP_i}{GWP_{CO_2}} = \frac{4 \cdot \Delta T_{CO_2}}{\Delta T_i}$



Lystgass, er en 8 vnt kende kurve, hvor 5%51-ved senere . nn for CO2 og / . n. Sammen med '13-0~('4\$) urven for CO2 -.7&erer 1ette (en GWP-kurve som topper ut rundt 51 års tidshorisont, 2or \$å å -. duseres 2or &ngre ~(1\$,°-(\$°!~. - .

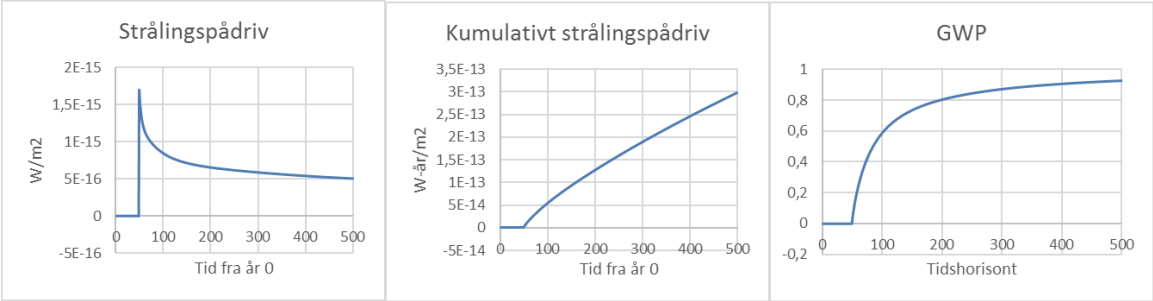
KI/ 3.-.4(' ' ger/-budsjett gjøres noen 4 nger 2or &~.-' tive \$ystemer eller 7~*()&('4\$=\$.' rioer, \$°/ strekker seg langt frem i tid. Et eksempel på dette er vurderinger a&~.-' tive byggdign, som * rierer både i utslipp som skjer i dag (m ~.-(ler og bygging) og utslipp som skjer under bruk (energi, vedlikehold) °g vhending. Ti1\$,°-(\$onten / n.* &Ærer klim .22.)~.' over ka' 1 h ga'ske stor innflytelse på hvilke løsninger som blir vurdert som «)&(/ vennlig» eller ikke.

Et a' ' . t eksem% l er b° 3 serte m ~.-(ler o4 b(°.' ergi. O%~ ket av CO2 i n0&' tet skog skjer over lengre tid, m. n utslippene knyttet til bruk av trevirke for bioenergi skjer tidlig i tidshorisonten.

Det, r &nge vært en 9(ke-begrunnet) %-)\$is 5 3.~ kte lle)&(/ utslipp med \$ mme)&(/ %5*(-)('4\$2 ktor, 7 nsett på, vilket ~(1\$%7')t et 7tslipp (eller °%%~ k eller 7~\$&(%%\$3.\$06lse) skjer. Slik at u~\$&~% v 1 kg CO2 h r blitt tillagt s / / . klim effekt so/ et u~\$&~% v CO2 °/ 9E år. O4 tilsvarende at utslipp av m. ~ n om 99 år er tillagt en «ekviva&.'\$2 ktor» i forhold til CO2 på 31, \$°/ °/ den var sluppet ut i år null.

Ved å 1(22.-.'\$(ere / .&&m)&/ effekt v 7~\$&~% t p&tselig blir synlig so/ strålin4\$%51riv etter 50 år. So/ vi ser er prinsippet ikke annet enn å være konsistent i forhold til ,*°-1 n klim ('1() ~ren GWP100 faktisk er bygget. Det vil si at et utslipp av CO2 i dag vil få en annen klim .22.kt enn et utslipp av CO2 om f.eks 60 år.

U' 1. r h r vi lagt in' et eksem% l h*° r 1 kg CO2 slip% s ut o/ 50 år fra n5!



Legg m. rke til h*°-1 ' 7~\$&~% t p&tselig blir synlig so/ strålin4\$%51riv etter 50 år. So/ vi ser er GWP-faktoren 2or . n 100-års tidshorisont om~. nt 0,6. Ved 500 år er den over 0,9 og hvis ~(1\$,°-(\$°' ~.' ' B -/ er seg u.' 1. lig, vil n ~7rligvis fa)~°-. ' nB -/ . seg 1.

Beslektet med dette . r %- ksisen \$om , r vært med å ignorere utslipp (og °%%~ k) v CO2 2- 3(°3 sert / ~.-(le °g skog. Begrunnelsen , r vært t nå / n hugger et tre, %&ntes 1et . t nytt (ved 3B -.)- ftig skogsdrift) og at det etter en stund har gjenopprettet ka-3°3 &'\$. '!

ktorene som vi 3enytter i denne ' lysen 3 \$.-. r seg på . n ' kelse om ;) rbon-nøytralitet» over 100 år. M. rk at dette da altså ikke lenger betyr det sa/ / . som «klim '0~ &(~.<!

Guest et.a&, r &get 2 ktorer 2or 7like ~-.\$&g og ~idshorisonter, 3 sert på vektstkurven til de ktuelle ~-.\$&gene. For norsk 4- n / . d ' ~ tt °~ sjonstid til) -3°' -nøy~- litet på 100 år, har de beregnet klim effekten i et 100-års tid\$%- \$%ektiv fra p&' ~('g til ca -0,39. H 11. vi b sert oss p5 en ' kelse om lineært opptak av CO2 i perioden på 100 år, ville faktoren for g- n m. d rotasjonstid på 100 år °g 100 års ~(1\$,°-(\$ont, vært på -0,56, / en \$(1.' °%%~ ket først er veldig lite, °g senere skyter 2 rt, er faktoren la*.-. .

~ er det ikke medregnet noen utslipp fra treet som hugges. Disse utslippene legges til på det ktuelle ~idspunktet hvor 7tslippene skjer. Brennes for eksempel treet \$om 3io-energi med en gang, vil d. t være en)&(/ effekt=1 per kg CO2. Hvis d. t lagres i 50 år og så b-. ' ' . s, vil fa)~°-. ' være ca 0,#! ? *(s det brennes .&&r råtner 7tenfor ~(1\$,°-(\$onten 3eregnes det (kke noen)&/ .22.)~!

Beregninger for Mjøsbrua

For M8@ \$3-7 er det tatt utga'4\$%7') t i utslippsberegninger fra Bård Solem i Eggen arkitekter. Det er ikke gått i dybden eller justert noe på disse beregningene, annet enn å plassere utslipp og opptak på en tidsska& fra 0 til 100 år. Det er brukt utslippsfaktorer for stål som b serer seg på en a~ kelse om t siden det er m ngel på skrap, vil økt bruk av stål måtte erstattes v jomfruelig m ~.-(l. D. t er ltså b-7kt u~\$&~%2)~rer for «stål fra m &/» i beregningene. D. t er ikke vurdert slike 3.\$)- nkninger 2or 1e ndre / ~.-(&'!.

Siden EPD-tallene for limtre ikke inkluderer biogene CO2-utslipp, eller °%%~ k av CO2 i nye trær, har vi brukt tall fra da~ 3 sen Ecoinvent. Det er brukt verdier 2- versjon 2.2 v denne 1 ~ 3 sen, 1 1et * r * nskelig 5 2orstå det underliggende (*.'~ -. t for produksjon v limtre (1en ' yere versjon 3.

Tabellen under oppsum/ erer det rene utslippsinventaret som er lagt til grunn for beregning av)&(/ effekten ° ver en ~idshorisont %å 100 år. Det er ,*°.1\$ kelig 3enyttet \$ / / . ~ &&7'1.-&g \$°/ for 3.-.4(' ' gene uten ~(1\$8\$~.- (ng, med 7''~ k for %-°17)\$8on v &/ ~-!.

Utslipps-inventar bru	Material	Betongbru	"Trebru"	enhet
Utsl(pp "år 0"	Betong	44 047 920	36 704 640	kg CO2
	Stål (alt jomfruelig)	99 011 330	92 801 530	kg CO2
	Limtre	-	8 970 650	kg CO2
Opptak	Ka-3°' ~\$.- (ng v betong 9%), lineær	- 22 024	- 18 352	kg CO2/år
	Etter vekstkurve i '0%&ntet \$kog*	-	- 19 980 000	kg CO2 over 100 år
t=100 9 vhending)	utenfor tidshorisont ved GWP100	-	-	kg CO2
	Sum	143 037 226	118 478 468	kg CO2

Ta3.&&n under oppsummerer den beregnede)&/ .22.)~ en v 7~\$&~%(*.'~ ret over. Det er ~01.&g t ~-3-7)°/ / er bedre ut enn 3.~°'43-7 , / ed . n forskjell på °/ trent 12000 tonn CO2-

> ,~~%&+DDD!\$=('=1.(-.=~!="/+ \$=('.=+ ~- (= &+%(/+S019592551300053X

.)*(* lenter. Forskjellen i klim effekt . r dog / indre enn forskjellen i det rene 7~\$&(%%\$('*.'~ret. L-\$ ken til dette ligger i at opptaket av CO2 i ny skog skjer over tid, slik at k&(/ effekten blir lavere enn om 1et , dde skjedd i år 0 (~idshorisonten.

Videre ser vi at klim effekten 2- selve %roduksjonen v limtre-virket er , øyere enn for ' &sen som brukte EPD-verdier. Dette kom/ . r delvis av at produksjonen som ligger til grunn for EPD'en er -. ' . re, m.' sa' ' \$0' ligvis o4så fo-1(det ikke er b. -. gnet noen)&(/ effekt 2- 7tslipp v biogent CO2 knyttet til produksjon v ~-./ ~-.(ler. Når 1enne)&(/ effekten (nkluderes, @ker %-°17)\$8°'\$3(1- get, \$(1en E=°(' vent-prosessen 3-7) er . n del flis ~il fyring ° g tørking v ~-..~!

Material	Betongbru	"Trebru"	enhet
Betong	44 048	36 705	t CO2-eq
Stål (alt jomfruelig)	99 011	92 802	t CO2-eq
Limtre 9%-°17)\$8on)	-	8 971	t CO2-eq
Ka-3°' ~\$.- (ng v betong 96l :, lineær	- 1 236	- 1 030	t CO2-eq
Limtre (lagringseffekt)	-	- 7 792	t CO2-eq
Sum	141 824	129 655	t CO2-eq

Usikkerheter og diskusjonspunkter knyttet til klimaeffekt fra trevirke

~. t er en rekke usikkerheter knyttet til klim .22.)~.' fra trevirke, men de to viktigste er knyttet til hhv \$=.' rioer for utvikling v) rbon i skog, ° g llokering v 7~\$&(%%+%%~v CO2 i skog ~il lle 1e ulike produktene \$om %roduseres 2- \$)°4.!

Til grunn for «la4-('4\$2)~°-. ' » på -0,39 ligger en a'~ kelse °/ «karbon-nøytralitet» over en -°~ sjonsperiode. Andre 2°-2 ~~-.-. 4,6 h r tatt til o-1e for å b. ~- kte et a&~.-' ~(*\$=.' -(° , *° r sko4.' får a))7/ 7lere karbon i lengre tid etterpå, som refera'\$\$. \$=.' -(° t. Dette til forskjell fra «karbon-'@0~- &(~.~\$ \$=.' rioet». H*or mye skogen vil fortsette å a))7/ ulere karbon, og hvor lenge, er usikkert og ° mdiskutert, / en 1enne 3.~- ktningen *il generelt gjøre det relativt sett bedre å la skogen \$tå &ngre ° g kkumulere) rbon.

Når det gjelder allokering (fordeling) av utslipp og oppt k av CO2 i skog kan dette gjøres på ulike / 5ter. O%%~ket av CO2 er i disse beregningene (b sert på ecoinvent v2.2) allokert i forhold til / . ngden karbon som er i produktene. M n) n a-47/ entere for at siden inntekt fra produksalg er den viktigste driveren 2or 5 %&nte, \$kjøtte ° g ,7 gge \$kog, \$å) n både 7tslipp og °%%~k v CO2 i skogsdriften fordeles ihht øk°"/ isk verdi på produktene. Dette vil gjøre regnskapet for bruk av / ~-.(ler i langlivete konstruksjoner relativt sett bedre, / ens den vil gjøre bruk v 3(° sse 2or 3(°.'-4(2°-/ 5l relativt sett verre.

⁶ , ~~~%\$C++DDD!-)!'°+' ~7-+O&+~*(0\$miljogevinst-fra-norsk-skog-1.12743532
⁶ , ~~~%C++1°=%0er.no/6787907-Analyse-av-klim 4 \$57~\$&0%fra-utnyttelse-av-skog-til-energiform &!,~/&

Vedlegg E

Bilder trebrualternativet

















Vedlegg F

Bilder betongbrualternativet





