

Fv. 890 Riitakuru – Ruoksadasnjárga/Rødbergnes

Detaljreguleringsplan

Forprosjektrapport konstruksjon



Finnmark fylkeskommune
Finnmárkku fylkkagielda
Finmarkun fylkinkomuuni

 **AAS-JAKOBSEN**
Trondheim Part of Norconsult



Rapport

Forprosjektrapport konstruksjon

Prosjekteier:	Finnmark fylkeskommune
Prosjekteiers referanse:	Bjarne Mjelde bjarne.mjelde@ffk.no Finnmark fylkeskommune Telefon: 481 52 594
FFK prosjektnr./navn	656102/ Reguleringsplan, fv. 890 Riitakuru – Ruoksadasnjárga/Rødbergnes
Dokumenttype:	Oppdragsrapport
Dokumentnr/ navn	R-KON-01 / Forprosjektrapport konstruksjon
Versjon/ dato:	00/ 2026-02-27
Utarbeidet av:	Erik Aune eau@aajt.no Åsmund Løvik aal@aajt.no
Kontrollert av:	Rolf Mære
Oppdragsleder:	Nina G. Bache (ViaNova Trondheim)

Historikk

Versjon 2:

Versjon 1:

Versjon 0: 27.02.2026 Forprosjektrapport



Sammendrag

Dagens bru over elva Hárrejohka/Harrelv ble bygget i 1950. I forbindelse med utbedring av vegen er det nødvendig med ny bru for å tilfredsstille blant annet linjeføring og vegbredde. Det foreslås å bygge en spennarmert platebru i betong i ett spenn, støpt sammen med 2 utstøpte stålrørspeler i hver akse. Brua utformes lager- og fugefri, hvilket gir minimalt med forventet fremtidig vedlikehold.

Brua er 25 meter lang og føringsbredde mellom rekkverk er 7,5 meter. Totalbredde med kantdragere blir dermed 8,5 meter. Spennvidden mellom peleaksene er 20 meter. Ny bru blir derfor nesten dobbelt så lang som eksisterende bru. Dette skyldes blant annet krav til tilstrekkelig areal under brua til å håndtere 200-års flom. Dimensjonerende frostmengde er betydelig, noe som gir stor utstrekning på frostisolering med XPS-plater for å hindre oppløft av bruenden.

Brulengden innebærer at det benyttes spennarmering, hvilket er gunstig for å oppnå ei slank bru og samtidig fleksibel med tanke på dimensjonering for eventuelle militære laster.

Bruas lengde gjør også at en unngår arbeid i elv, utover det som måtte bli nødvendig for riving av eksisterende bru og erosjonssikring.



Innhold

Innhold

1.	Bakgrunn for prosjektet	5
1.1	Bakgrunn og formål med planarbeidet	5
1.2	Planområdet	5
2.	Innledning	7
3.	Teknisk beskrivelse ny bru	8
3.1	Generelt	8
3.2	Regelverk	8
3.3	Geometri og plassering	8
3.4	Frostsikring	10
3.5	Grunnforhold og fundamentering	11
3.6	Underbygning	11
3.7	Overbygning	12
3.8	Erosjonssikring	12
3.9	Rekkverk	12
3.10	Anleggsfase	12
3.11	Alternative brutyper	12
3.12	Fravik	12
4.	Karakteristiske laster	13
4.1	Egenlast	13
4.1.1	Generelt	13
4.1.2	Belegning	13
4.1.3	Rekkverk	13
4.2	Oppspenning	13
4.3	Kryp, svinn, relaksasjon	13
4.4	Jordtrykk	14
4.5	Snølaster	14
4.6	Differansesetninger	14
4.7	Vindlaster	14
4.8	Temperaturlast	15
4.9	Trafikklaster	16
4.9.1	Lastmodell 1 (LM1)	16
4.9.2	Lastmodell 2 (LM2)	16
4.9.3	Lastmodell 3 (LM3)	16



4.9.4	Militære laster	17
4.9.5	Sammenlikning av trafikklastkonfigurasjoner	18
4.9.6	Horisontale trafikklaster	19
4.9.7	Trafikklast på vegfylling	19
5.	Analyse	20
5.1	Analysemodell	20
5.2	Modellvarianter	21
5.3	Interaksjon jord-peler	22
5.3.1	Jordstivhet	22
5.3.2	Pelestivhet	23
5.4	Lastkombinasjoner	23
6.	Overslagsberegninger	24
6.1	Bruplate	24
6.1.1	Kontroll for aksialkraft og moment	24
6.1.2	Kontroll for deformasjoner	26
6.2	Grunnen	27
6.3	Fylling mot endeskjerm	27
6.4	Peler	27
6.5	Søyler	29
7.	Mengder til anslag	31
8.	Referanser	32
9.	Vedlegg	34



1. Bakgrunn for prosjektet

1.1 Bakgrunn og formål med planarbeidet

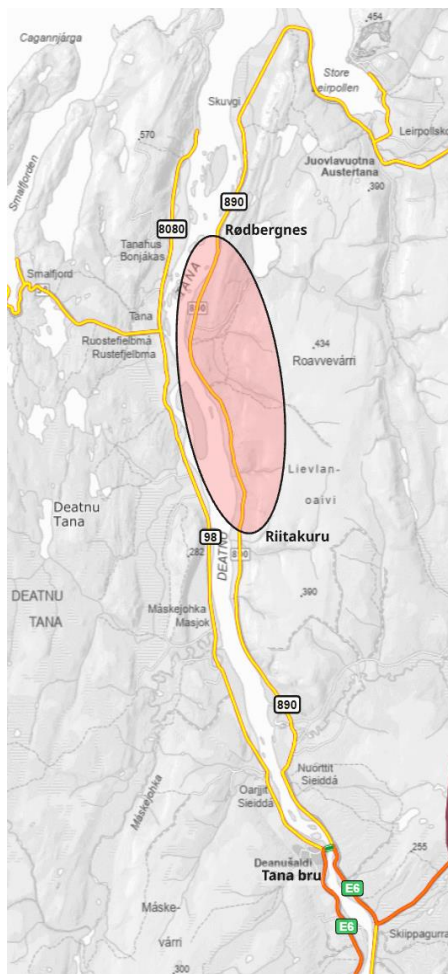
Formålet med denne reguleringsplanen er å tilrettelegge for utbedring og breddeutvidelse av fv. 890 mellom Riitakuru og Ruoksadasnjárga/Rødbergnes i Deanu giella/Tana kommune.

Fylkesvegen er en viktig transportkorridor for fiskeritransport i Finnmark og strekningen er prioritert i «Regional transportplan for Finnmark 2024 – 2036» [33].

1.2 Planområdet

Planområdet for ny fv. 890 mellom Riitakuru og Ruoksadasnjárga/Rødbergnes ligger nord for Deanušaldi/Tana bru og følger østsiden av Deatnu/Tanaelva. Vegen binder Berlevåg/Bearalváhki og Båtsfjord/Báhcavuonna til E6 ved Deanušaldi/Tana bru. Se figur 1-1 for markering på kart.

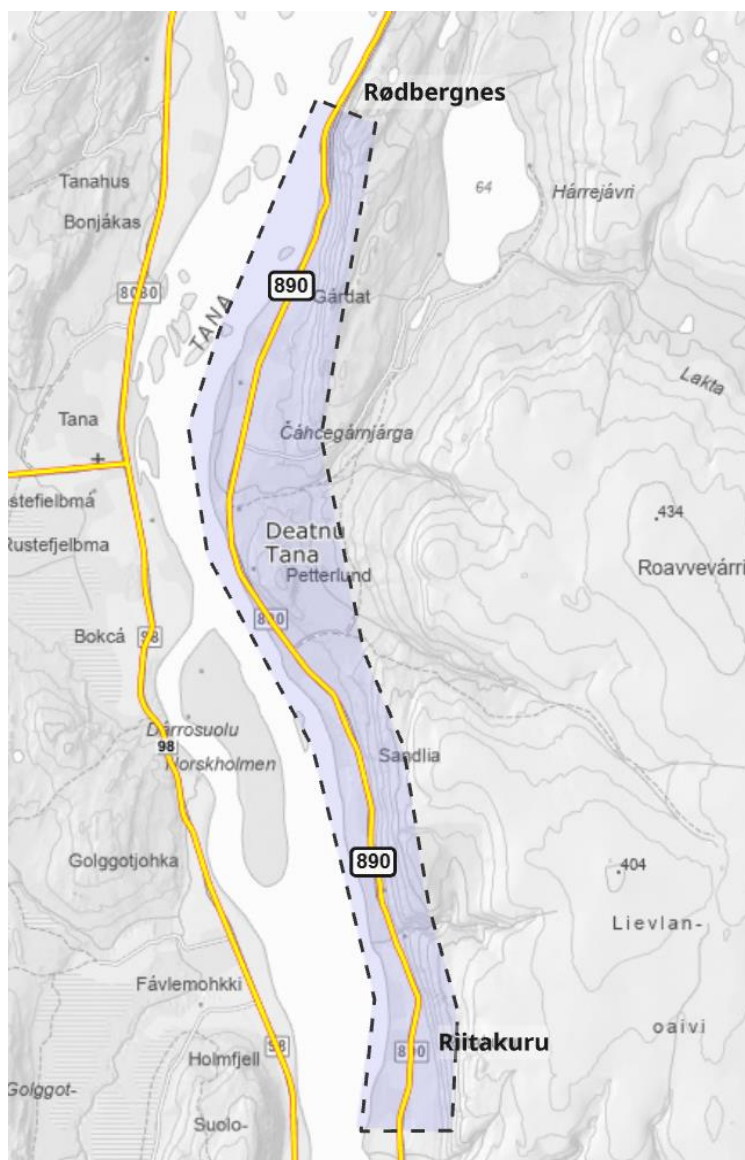
Planavgrensning (ved varsel om planoppstart) er vist i figur 1-2. Avgrensningen dekker et areal på ca. 15 km².



Figur 1-1: Planområdets plassering er vist med rød sirkel.



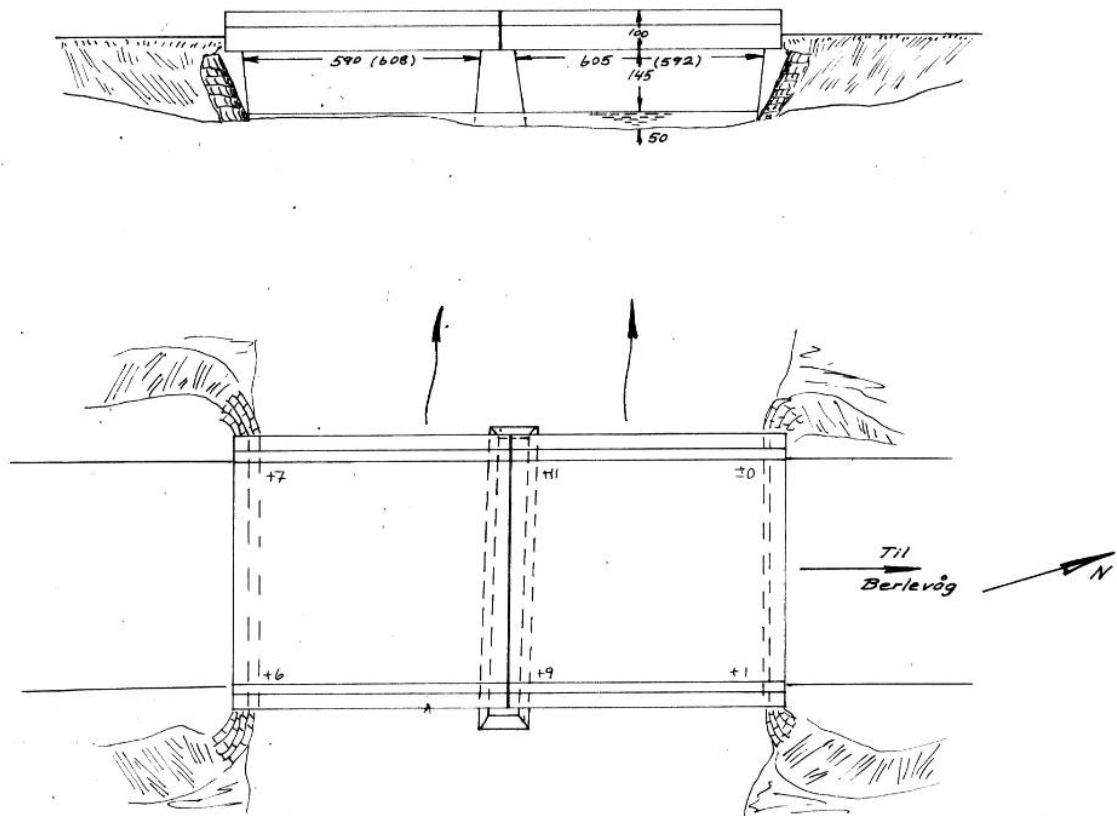
Opprinnelig planlagt strekning for utbedring var ca. 12,4 km. Etter en vurdering er strekningen nå redusert til ca. 11 km, ved at den nordligste delen er tatt ut. Bakgrunnen for dette er at den siste delen har plan- og anleggsutfordringer som i stor grad samsvarer med utfordringene videre nordover mot Fjelmastrand. Det vurderes derfor som hensiktsmessig at denne delen håndteres samlet i et eventuelt senere planprosjekt.



Figur 1-2: Planavgrensning (rød stipla linje) ved varsel om planoppstart.

2. Innledning

Eksisterende bru over elven Hárrejohka/Harrelv ble bygget i 1950. Brua er direktefundamentert på løsmasser. Den er i dårlig forfatning og har setningsskader. Brurekkverk og overgangsrekkverk mangler, den har smal føringsbredde på 5,5 meter og brua er utsatt for skader ved flom. I forbindelse med utbedring av vegen er det nødvendig med ny bru over Hárrejohka/Harrelv.



Figur 2-1: Oppriss og plan, eksisterende Harrelv bru.

3. Teknisk beskrivelse ny bru

3.1 Generelt

Dagens bru ligger i et markant lavbrekk og ny veglinje er hevet for å redusere vertikalkurvaturen. Det er gunstig med tanke på flomvannføring, da det gir et større gjennomstrømningsareal. Ny bru må tilfredsstille krav til flomsikkerhet, og vegnormal N400 [23] krever minimum 0,5 m klaring mot overbygningen ved beregnet 200-års flom. Hydrolog har beregnet 200-års flomnivå til ca. kote 7,2 m [35]. Til sammenligning ligger underkant av dagens bru på ca. kote 7,3 m, og har i tillegg mindre gjennomstrømningsareal.

Det er generelt ikke ønskelig med pilar i elv der dette kan unngås, da det er en fordel for vanngjennomstrømning med fritt løp og at anleggsarbeid i elv kan minimeres. Det er gunstig for dyreliv i elva at bunn og kantsoner beholdes, noe Statsforvalter har påpekt i høringsuttalelse. Relativ lav høyde til elv gjør at det er fornuftig med en slank overbygning.

Som ny bru foreslås derfor en ett-spenns spennarmert betongbjelkebru. Utformingen mot underbygningen utføres monolittisk, det vil si at søyler og bruplate støpes sammen. På denne måten unngår man lager og fuge, noe som gir et minimalt fremtidig vedlikeholdsbehov.

3.2 Regelverk

Forprosjektet er utarbeidet etter dokumentene i referanselisten i kapittel 8, og etter 2025-versjonen av vegnormal N400 Bruprosjektering.

3.3 Geometri og plassering

I forkant av brua ligger veglinja i en klotoide som avsluttes før brua, slik at horisontalkurven over brua er rett og tverrfallet er konstant. Over brua er lengdefallet 2,1 %, noe som anses som tilstrekkelig for å unngå vannansamling på brua. Det er ikke behov for sluk på ei såpass kort bru, og det anordnes steinsatt renne på enden av høyre bruendevinge akse 2.

Ny veg er planlagt som to-felts veg med totalbredde 6,5 m. Håndbok N100 [20] krever at bredde på bruer på 2-felts veg uten midtrekkverk skal være minst 7,5 m. Det foreslås derfor å bygge ny bru med føringsbredde 7,5 m og totalbredde ca. 8,5 m.



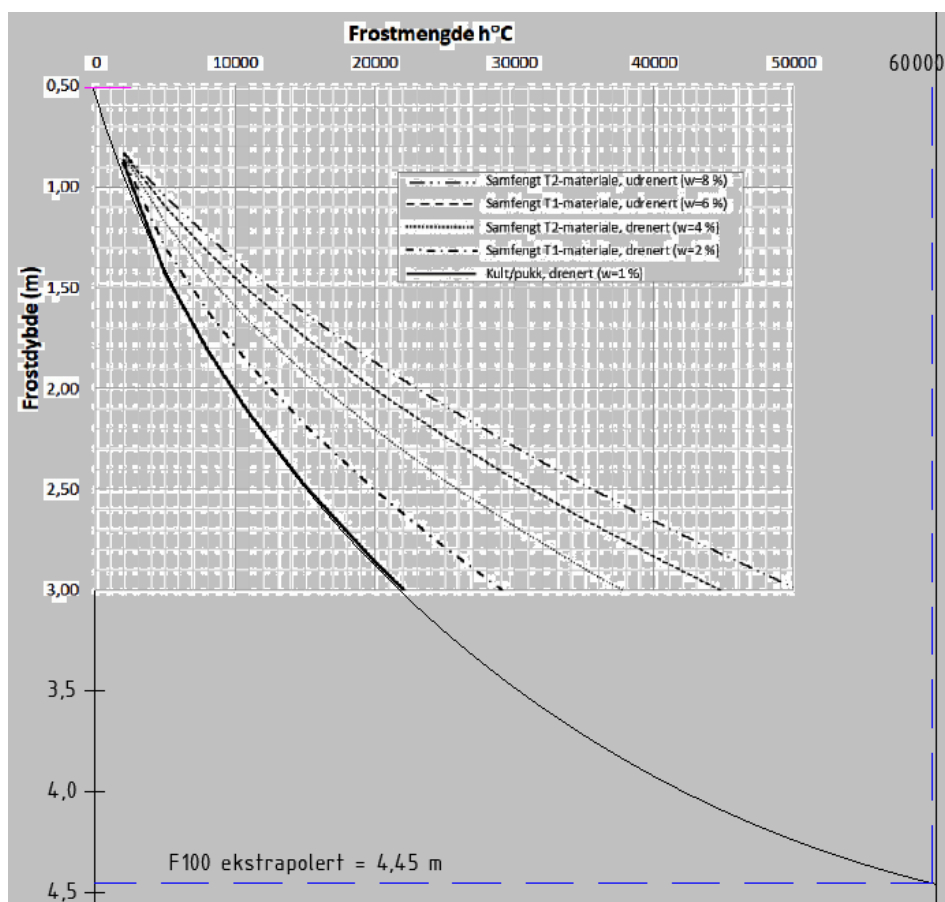
3.4 Frostsikring

Brua ligger i et område med store frostdybder. Gjennom Statens vegvesen kartløsning for frost, finnes følgende parametere:

- Årsmiddeltemperatur = 0,48 °C
- Frostmengde F100 = 59774 h°C
- Korreksjonsfaktor for bruk av kult/pukk er 1,54. Interpolert mellom 0°C og 2°C.

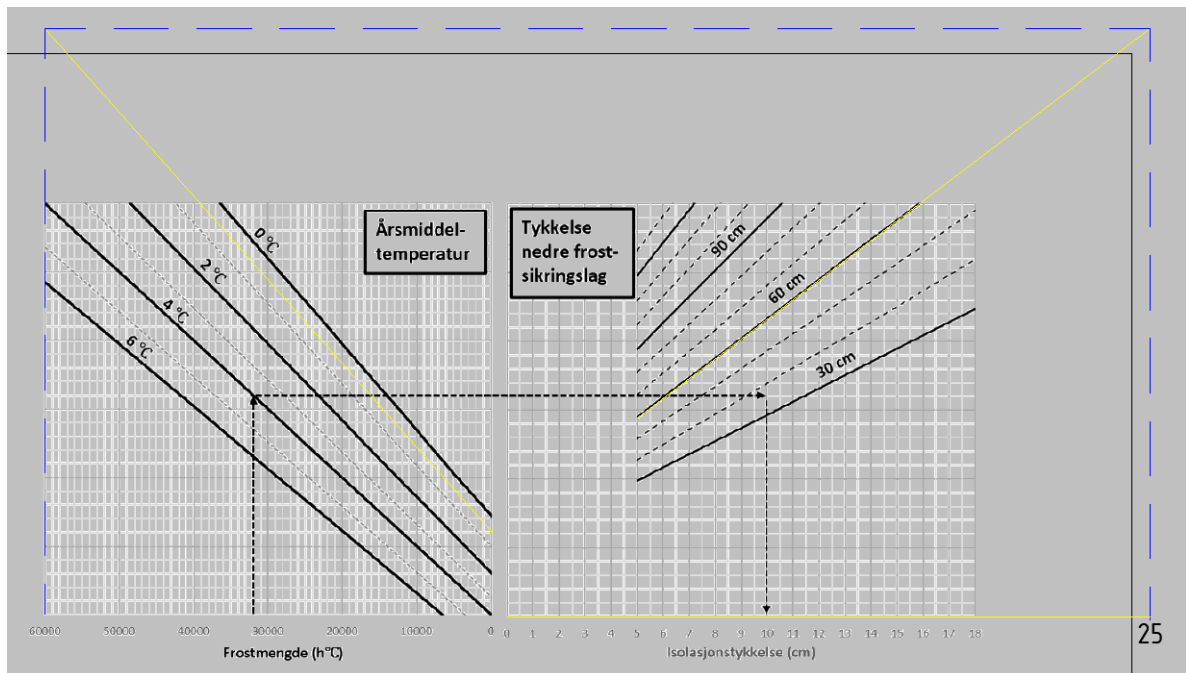
Frostdybde blir $4,45 \text{ m} \cdot 1,54 = 6,85 \text{ m}$ iht. N200 figur 3.2.2-1.

Metoden kan sies å være noe konservativ ettersom effekt av jordvarme ikke er hensyntatt.



Figur 3-3: Ekstrapolerte verdier for frostdybde

Nødvendig XPS-tykkelse blir 25 cm ved bruk av 60 cm frostsikringslag under platene, iht N200 figur 3.2.4-1.



Figur 3-4: Ekstrapolerte verdier for nødvendig XPS-tykkelse

3.5 Grunnforhold og fundamentering

Det vises generelt til geoteknisk rapport [34].

Sitert fra geoteknisk datarapport: «Det er generelt registrert varierende boremotstand de øvre 2-5 meter over mer siltige leirmasser videre i dybden. I flere borepunkt er det registrert lite til ingen økning i boremotstand, med en overgang til fastere og mer lagdelte masser mellom ca. 12-22 meter under terreng. Mektigheten av leirelaget varierer mellom ca. 8-20 meter og er forholdsvis lik i alle sonderinger.»

I borepunkt 45 ved landkar akse 1 er det registrert kvikkleire/sprøbruddmateriale, og det kan også forventes forekomst av dette ved akse 2 også. Det anses nødvendig å pelefundamentere brua med gjeldende grunnforhold.

3.6 Underbygning

Brua utformes landkarfri. Det foreslås å ramme 2 peler $\varnothing 711$ i hver akse, totalt 4 stykker. Pelene er vertikale og føres direkte opp til overbygningen, men med en tverrsnittsutvidelse fra kote +5,5 m. På den måten unngås problematikk med frost og plassbehov for frostisolering av pelehoder. For lukkede peler er det krav om full utstøpning. Vanligvis utføres dette som undervannsstøp.

Horisontalkrefter i lengderetning tas delvis av pelene og av fyllingen bak bruendene. Sidekrefter tas i hovedsak av pelene.

Dersom det i byggeplan skulle vurderes større peletverrsnitt, er det antagelig muligheter for å beholde sirkulært tverrsnitt helt opp i bruplaten.

3.7 Overbygning

Overbygningen utføres som en plasstøpt, spennarmert betongplate. Bruplatens tykkelse er varierende i tverretning og 750 mm i senter. I byggeplan kan bruplaten ved behov optimaliseres noe med tanke på tykkelse og spennarmeringsutforming.

Det legges inn trekkerør minimum 2ø110 og 3ø40 iht. krav i N400.

3.8 Erosjonssikring

Elveløpet rundt brua erosjonssikres lokalt. Brua er ikke sårbar for erosjon, men vegfyllingen består av EPS-lettffylling, og er derfor sårbar ved erosjon og oppdrift.

3.9 Rekkverk

Det benyttes brurekkverk med styrkeklasse H2. Det finnes et utvalg av godkjente produkter, utformet med rør eller W-skinne.

3.10 Anleggsfase

Brua kan i hovedtrekk bygges på følgende måte:

- Forberedende arbeider, opprigging, omlegging infrastruktur.
- Etablere omkjøringsveg. I elva legges det rør som vanngjennomløp.
- Rive eksisterende bru og landkar, levering til godkjent mottak.
- Etablere planum for pelerigger og pelearbeidene utføres.
- Betongarbeider peler.
- Erosjonssikring.
- Reis og forskaling til brua.
- Overbygning og tverrbærer/bruendevinger støpes i en støp og brua spennes opp.
- Fjerne reis, innmåling brudekke.
- Kantdragerstøp, utstyr monteres.
- Fuktisolering, tilbakefylling og asfaltering.

3.11 Alternative brutyper

Brua er forholdsvis kort og ligger lavt over elv. Det har også vært en føring fra Finnmark fylkeskommune at det ønskes ei bru i betong. Valget står da mellom prefabrikkerte bjelker eller en plasstøpt løsning. Grunnforholdene er nokså svake, og en prefabrikkert bru hadde hatt behov for en stor kran som kunne gitt utfordringer. Byggehøyde på bruoverbygningen hadde også blitt høyere sammenlignet med en plasstøpt løsning. Lager og skivelandkar hadde også blitt nødvendig. Ei plasstøpt bru i ett spenn vurderes som den mest fordelaktige løsningen.

3.12 Fravik

Valgt løsning i forprosjektet er iht. N400 Bruprosjektering [23]. Med tanke på at tilstøtende veg er 6,5 meter bred, kan det i forkant av byggeplan vurderes å søke fravik for brubredde.

4. Karakteristiske laster

4.1 Egenlast

4.1.1 Generelt

Karakteristiske laster er beregnet etter verdiene under. Egenlast av konstruksjonselementer er beregnet ut fra teoretiske mål. Som en forenkling medregnes ikke tyngden av stålrøret i stålrørspelene.

Armert betong generelt: 25 kN/m³

4.1.2 Belegning

Iht. N400 krav 5.2.2-1 legges til grunn belegningsvekt 3,5 kN/m².

4.1.3 Rekkverk

For brurekkverk er det antatt en erfaringsmessig vekt på 0,75 kN/m.

4.2 Oppspenning

Det er i beregningene i forprosjektfasen benyttet 7 stk. 15 lissers kabler á 150 mm² med karakteristisk fasthet $f_{p0,1k} = 1640$ MPa. Det gir en gjennomsnittlig kabelkraft etter låsing på 21445 kN. Dette korresponderer til følgende:

Gjennomsnittlig kabelspenning etter låsing:	1362 MPa
Maksimal kabelspenning etter låsing:	1388 MPa
Maksimal kabelspenning før låsing:	1450 MPa

4.3 Kryp, svinn, relaksasjon

Effekten av kryp, svinn og relaksasjon er medtatt forenklet som et rent tap av spennkraft. Eventuelle tvangskrefter som er assosiert med de respektive tapseffektene er neglisjert.

Relaksasjon:

Relaksasjon beregnes iht. NS-EN 1992-1-1, pkt. 3.3.2. Klasse 2 (lav relaksasjon) legges til grunn. Dette gir et tap i spennkraft etter 100 år på:

Spennings tap, spennarmering: $\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,054$

Svinn:

Det legges til grunn en fri svinntøyning på 0,30 ‰. Beregner tap av spennkraft fra fri svinntøyning.

Spennings tap, spennarmering: $\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} \approx 0,0003 \cdot 195000 / 1362 \text{ MPa} = 0,043$

Kryp:

Legger et kryptall $\phi = 2,0$ til grunn. Beregner tap av spennkraft fra kryptøyning ved ren aksiell påkjenning.



Aksialkraft, langtid: $F = -21000 \text{ kN}$

Spenningsstap, spennarmering: $\Delta\sigma_{pr} - \sigma_{pi} \approx \frac{F \cdot E_p \cdot \varphi}{A_c \cdot E_{c,0}}$

$$\Delta\sigma_{pr} - \sigma_{pi} \approx \frac{21000 \cdot 195000 \cdot 2}{4.644 \cdot 36000} = 49,0 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 49/1362 = 0,036$$

Reduserer nedre kombinasjonsfaktor for spennkraften med en faktor for å ivareta ovennevnte effekter forenklet.

$$\Psi_{P, \text{nedre, ULS}} = 0,9 \cdot (1 - 0,054 - 0,043 - 0,036) = 0,780$$

$$\Psi_{P, \text{nedre, SLS}} = 1,0 \cdot (1 - 0,054 - 0,043 - 0,036) = 0,866$$

4.4 Jordtrykk

Det tilbakefylles med et 1,5 m tykt lag med tunge masser bak bru (se geoteknisk fagrapport [34]). Det resulterende endemomentet som føres inn i brua som følge av komprimering er beskjedent og er derfor utelatt.

Virkningen av passivt jordtrykk mot endeskjermene medtas. Det er fra geoteknisk rapport oppgitt to stivheter. En analyse viser at de to stivhetene gir beskjedne forskjeller i lastvirkning i konstruksjonen generelt. En middsverdi for jordfjærens stivhet tas derfor med i analysen.

Det forutsettes konstant stivhet mellom 0 og 50 % mobilisering av passivt jordtrykk. Endeskjermens bredde er 7,5 m.

Deformasjoner og krefter opp til 50 % mobilisering:

Høy stivhet:

Deformasjon ved 50 % mob.:

$$d = 0,0075 \text{ m}$$

Kraft:

$$F_{50} = 47,5 \text{ kN/m}$$

Jordstivhet:

$$k_{\text{høy}} = 47,5/0,0075 \cdot 7,5 = 48000 \text{ kN/m}$$

Lav stivhet:

Deformasjon ved 50 % mob.:

$$d = 0,015 \text{ m}$$

Kraft:

$$F_{50} = 47,5 \text{ kN/m}$$

Jordstivhet:

$$k_{\text{lav}} = 47,5/0,015 \cdot 7,5 = 24000 \text{ kN/m}$$

Middelsverdi:

Jordstivhet:

$$k = 36000 \text{ kN/m}$$

4.5 Snølast

Brua regnes ikke med samtidig snø og trafikklast. Det forutsettes at trafikklastene dekker opp snølasten.

4.6 Differansesetninger

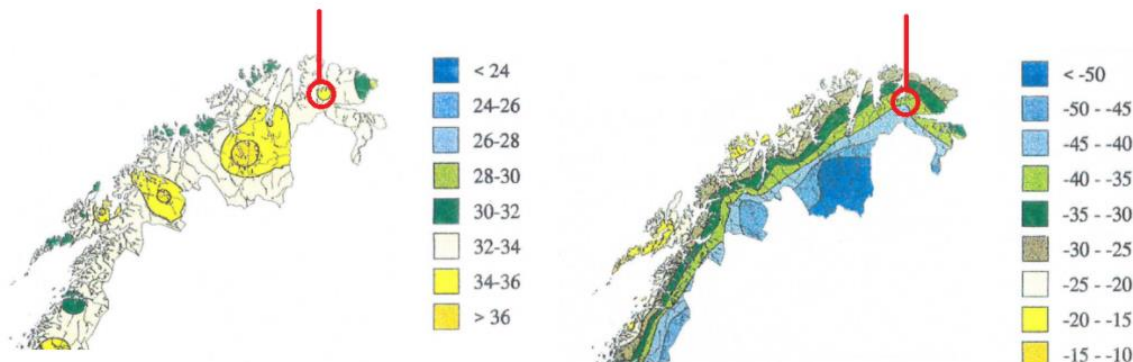
Brua fundamenteres på stålrørspeler til berg, og det forventes derfor ikke differansesetninger.

4.7 Vindlast

Effekten av både horisontal og vertikal vindlast neglisjeres i denne fasen.

4.8 Temperaturlast

Temperaturlaster regnes etter NS-EN 1991-1-5 [4] betongtverrsnitt (type 3). Det benyttes initialtemperatur $T_0=10^\circ\text{C}$ for alle konstruksjonsdeler. Karakteristisk minimums- og maksimumstemperatur i skyggen med en returperiode på 50 år hentet fra NS-EN 1991-5, figur NA.A1 og NA.A2 [4], legges til grunn:



Figur 4-1: Isotermkart for maksimums- og minimumstemperatur fra NS-EN 1991-1-5.

Beregner temperaturer for betongbruer (type 3 brudekke):

$T_{\max}$	$T_{\min}$	$T_{e,\max} = T_{\max} - 3$	$T_{e,\min} = T_{\min} + 8$	$\Delta T_{N,\exp} = T_{e,\max} - T_0$	$\Delta T_{N,\text{con}} = -(T_0 - T_{e,\min})$	$\Delta T_N = T_{e,\max} - T_{e,\min}$
35	-38	32	-30	22	-40	62

Tabell 4-1: Temperaturintervaller for betongkonstruksjoner [$^\circ\text{C}$].

Ved temperaturekspansjon og -kontraksjon benyttes temperaturutvidelseskoeffisient for normalbetong iht. NS-EN 1992-1-1 pkt.3.1.3 (3) [8].

Normalbetong: $\alpha_c = 1,0 \cdot 10^{-5}$

Det regnes lineært varierende temperaturdifferanse over betongtverrsnittet. Følgende verdier for k_{sur} benyttes:

OK varmere enn UK, 100 mm belegg: $k_{\text{sur}} = 0,7$
 UK varmere enn OK, 100 mm belegg: $k_{\text{sur}} = 1,0$
 OK varmere enn UK: $\Delta T_{M,\text{heat}} = 0,7 \cdot 15^\circ\text{C} = 10,5^\circ\text{C}$
 UK varmere enn OK: $\Delta T_{M,\text{cool}} = 1,0 \cdot 8^\circ\text{C} = 8^\circ\text{C}$

På grunn av brulengden neglisjeres effekten av temperaturvarianser i plan.

Det tas derimot høyde for interaksjon mellom samtidig virkende temperaturvariasjon over tverrsnittshøyden og ekspansjon/kontraksjon iht. NS-EN 1992, pkt. 6.1.5.

Det etableres fire lasttilfeller:

LC11: OK varmere enn UK
 LC12: UK varmere enn OK
 LC13: Maks ekspansjon
 LC14: Maks kontraksjon

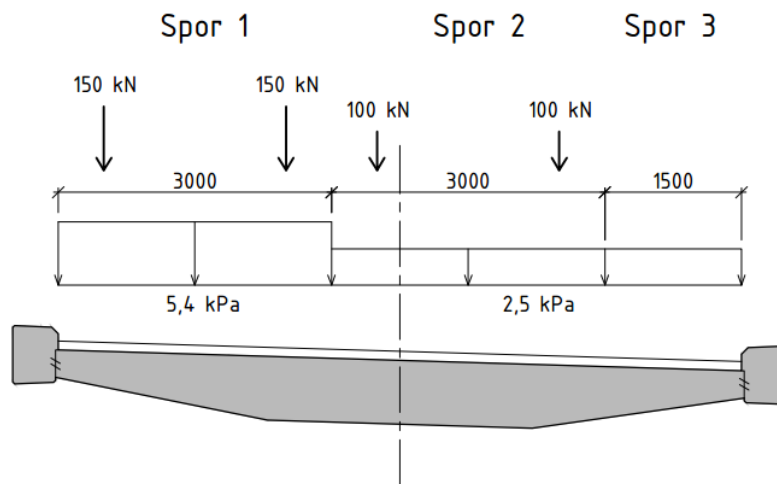
LC11 og LC 14 gir strekk i UK bruplate, LC12 og LC13 gir strekk i OK bruplate. Nevnte lasttilfeller kombineres parvis iht. kombinasjonsregelen i pkt. 6.1.5.

4.9 Trafikklaster

Trafikklast regnes iht. NS-EN 1991-2 [7] og Forskrift for trafikklaster [24].

4.9.1 Lastmodell 1 (LM1)

Brua kan belastes med ett, to eller tre lastspor. Kun lastspor 1 og 2 har punktlaster ettersom føringsbredden er mindre enn 9 meter. Maksimal belastning på bruplate fås ved last i alle lastfelt. Maksimal torsjon fås ved last i spor 1.



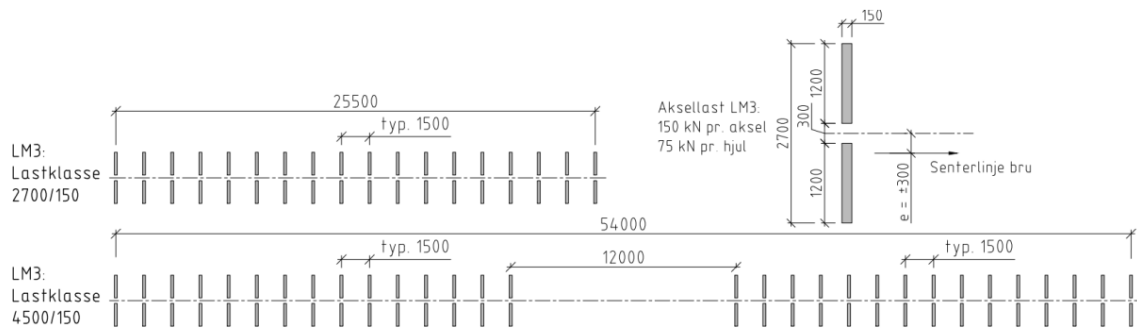
Figur 4-2 Trafikklast LM1.

4.9.2 Lastmodell 2 (LM2)

Lastmodell 2 består av en aksellast på 400 kN og er kun aktuell for lokale kontroller til byggeplan.

4.9.3 Lastmodell 3 (LM3)

Lastmodell 3 har to varianter. En på 2700 kN og den andre på 4500 kN. Sett i sammenheng med brulengden er kun førstnevnte variant aktuell.



Figur 4-3: Lastmodell 3.

Iht. N400 pkt. 5.3.1 skal det foretas en kontroll av om lastvirkning med LM3 i ett lastfelt og ordinær trafikklast i øvrige lastfelt gir mindre lastvirkning enn ordinær trafikklast. Kombinasjonsfaktorer velges iht. N400 pkt. 5.3.1-1 og NS-EN 1990:2002 + A1:2005+NA:2016, tab. NA.A2.4. Kun likn. 6.10 b) er aktuell som følge av krav om kombinasjonsfaktor $\psi_{0,1} = 0$ for LM3 i likn. 6.10 a).

Likn. 6.10 b): $Q_T = 0,945 \cdot Q_{LM1,spor1} + 1,150 \cdot Q_{LM3}$

4.9.4 Militære laster

Det er ikke bestemt hvilke/om militære laster som skal hensyntas ved prosjektering av ny bru. Det er derfor tatt utgangspunkt i et annet prosjekt der Vegdirektoratet har anbefalt bruk enkelte lastklasser iht. NATOs standard [32]. Brubredden på 7,5 m er begrensende for toveis militær trafikk iht. pkt. 4.2.4 i NATOs standard. Legger følgende til grunn:

“Tracked”:	90T enveis
	70T toveis
“Wheeled”:	120W enveis
	70W toveis



1	2	3	4	5	6
MLC	Tracked Vehicles	Wheeled Vehicles			
		Axle Load [Tonnes] and Spacing [m]	Axle Load and Nominal Ground Contact Length [m]	Tyre Load and Nominal Ground Contact Width [m]	Axle Wheel Spacing and Nominal Ground Contact Width [m] *
70	 63.50 Tonnes 4.57 m track width, 3.50 m rear track width	 73.02 Tonnes Axle loads: 9.52, 19.05, 19.05, 12.70, 12.70 Spacings: 3.66, 1.52, 4.57, 1.22	 23.13 Tonnes 0.35 m contact length	 9.07 Tonnes 0.33 m contact width	 3.00 m wheel spacing, 0.66 m contact width
80	 72.58 Tonnes 4.88 m track width, 3.50 m rear track width	 83.45 Tonnes Axle loads: 10.89, 21.77, 21.77, 14.51, 14.51 Spacings: 3.66, 1.52, 5.49, 1.52	 25.40 Tonnes 0.40 m contact length	 9.07 Tonnes 0.36 m contact width	 3.00 m wheel spacing, 0.72 m contact width
90	 81.65 Tonnes 5.18 m track width, 3.50 m rear track width	 93.89 Tonnes Axle loads: 12.25, 24.49, 24.49, 16.33, 16.33 Spacings: 3.66, 1.52, 5.49, 1.52	 27.21 Tonnes 0.40 m contact length	 9.07 Tonnes 0.40 m contact width	 3.00 m wheel spacing, 0.80 m contact width
100	 90.72 Tonnes 5.49 m track width, 3.50 m rear track width	 104.33 Tonnes Axle loads: 13.61, 27.22, 27.22, 18.14, 18.14 Spacings: 3.66, 1.68, 6.25, 1.52	 29.03 Tonnes 0.40 m contact length	 9.07 Tonnes 0.45 m contact width	 3.00 m wheel spacing, 0.90 m contact width
120	 108.86 Tonnes 6.10 m track width, 3.50 m rear track width	 125.19 Tonnes Axle loads: 16.33, 32.66, 32.66, 21.77, 21.77 Spacings: 3.66, 1.83, 6.10, 1.52	 32.66 Tonnes 0.40 m contact length	 9.07 Tonnes 0.50 m contact width	 3.00 m wheel spacing, 1.00 m contact width

Figur 4-4: Militære lasttilfeller, MLC.

Forenkler implementeringen av hjultogene i «wheeled vehicles» til en jevnt fordelt last. Legger til dynamisk tillegg fra tysk regelverk.

Dynamisk tillegg hjulgående kjøretøy: $\varphi = 1,20$

Dynamisk tillegg beltegående kjøretøy: $\varphi = 1,10$

Lastene påføres bruflata med maksimal eksentrisitet. En oversikt over MLC lasttilfellene er gitt i tabellen nedenfor.

	90T	70T	120W	70W
Q [kN]	801	623	1228	716
Dyn. tillegg	1.100	1.100	1.200	1.200
L [m]	5	3	10	8
q [kN/m]	176	228	147	107
e [m]	2.000	2.100	2.250	2.250

Tabell 4-2: Lasttilfeller, MLC.

4.9.5 Sammenlikning av trafikklaskonfigurasjoner

Det gjøres en sammenlikning av alle ovennevnte trafikklaskonfigurasjoner med utgangspunkt i maksimalt feltmoment for en fritt opplagt bjelke med spennvidde 20 m.



	q [kN/m]:	Q [kN]:	M [kNm]:	LM1	LM1+LM1	LM1+LM3	LM1+90T	70T+70T	120W+LM1	70W+70W
LM1	27.45	1000	6373	1.350	0	0	0	0	0	0
LM1 i komb.	19.95	600	3998	0	0	0.945	1.350	0	1.350	0
LM1 spor 1	16.20	600	3810	0	2.700	0	0	0	0	0
LM3	105.88	0	5294	0	0	1.150	0	0	0	0
90T			3855	0	0	0	1.350	0	0	0
70T			3169	0	0	0	0	2.700	0	0
120W			5527	0	0	0	0	0	1.350	0
70W			3438	0	0	0	0	0	0	2.700
Totalt [kNm]				8603	10287	9866	10601	8557	12857	9284

Tabell 4-3: Sammenlikning av trafikklaster.

Kombinasjonen av MLC120W i ett spor og LM1 i det andre med lastfaktor tilsvarende LM1 er klart mest ugunstig. Benytter derfor kun dette lasttilfellet i videre beregninger.

4.9.6 Horisontale trafikklaster

Bremse- og akserelasjonskrefter påsettes analysemodellen som en punktlast i høyde med kjørebanelen.

$$\begin{aligned}\text{Total bremselast: } Q_{lk} &= 0,6 \cdot 1,0 \cdot 2 \cdot 300 + 0,1 \cdot 0,6 \cdot 9,0 \cdot 3 \cdot 25,0 \\ Q_{lk} &= 360 + 40,5 \text{ kN} \approx 400 \text{ kN}\end{aligned}$$

Iht. NS-EN 1991-2, pkt. 4.4.2(4) skal en tverrgående last tilsvarende 25 % av den langsgående horisontallasten virke samtidig med denne.

$$\text{Tverrlast: } Q_{trk} = 0,25 \cdot 400 \text{ kN} = 100 \text{ kN}$$

Kombinerer denne lasten med LM1-delen av vertikal trafikklaster hvis ugunstig.

4.9.7 Trafikklaster på vegfylling

Trafikklaster på vegfylling påsettes iht. forskrift for trafikklaster i det offentlige vegnett §4 [24] Pkt. 3.6.3. Beregner resulterende jordtrykkskraft som virker på bruoverbygningen:

$$\begin{aligned}\text{Jordtrykk fra boggiekvalentlast. } P_{Qk} &= b \cdot h \cdot 0,5 \cdot K_0 \cdot q_{Qk} \left[\frac{5-h}{5} + 1 \right] \\ P_{Qk} &= 6 \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 25 \left[\frac{5-2,5}{5} + 1 \right] = 141 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jordtrykk fra jevnt fordelt last. } P_{qk} &= b \cdot h \cdot K_0 \cdot q_{qk} \\ P_{qk} &= 7,5 \cdot 2,5 \cdot 0,50 \cdot 5 = 47 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Total jordtrykkslast. } P = P_{Qk} + P_{qk} = 141 + 47 = 188 \text{ kN}$$

Ser at jordtrykk fra trafikklaster på vegfylling er mindre enn bremselasten. Bremselasten vil kunne øke det passive jordtrykket på den ene siden av brua og redusere trykket på motsatt side. Siden bremselast og jordtrykk fra trafikklaster på fylling ikke opptrer samtidig vil bremselasten være dimensjonerende.



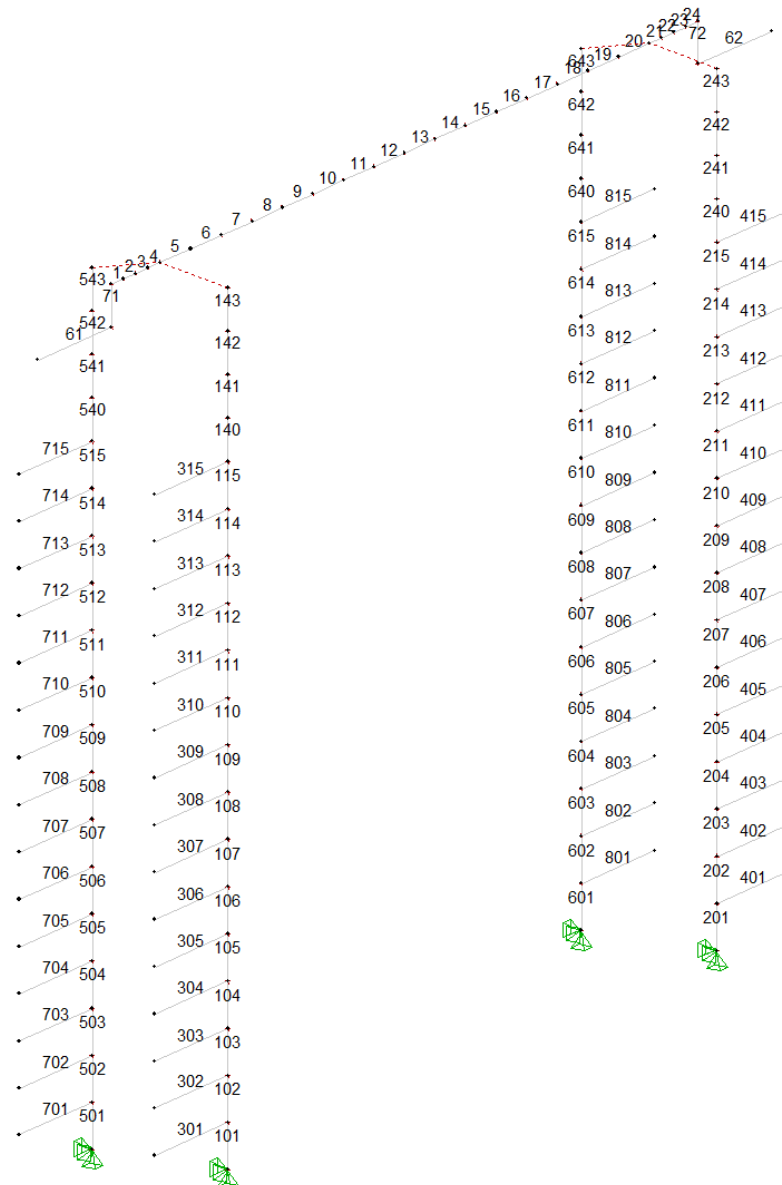
5. Analyse

5.1 Analysemodell

Globale lastvirkninger beregnes ved hjelp av programmet NovaFrame, versjon 5-021-DB44.

Programmet beregner lastvirkninger iht. lineær elastisitetsteori, dvs. plane tverrsnitt forutsettes å forbli plane under deformasjon. Beregningene som er utført i denne fasen inneholder enkelte forenklinger, men er tilstrekkelig nøyaktige for å verifisere konsept og hoveddimensjoner.

Hovedanalysen inneholder bruoverbygning, søyler og stålrørspeler. Følgende plott viser 3D-plott av analysemodellen.



Figur 5-1: Analysemodell, NovaFrame.

Stivheten til jordmassene mot endeskjerm og peler er modellert som fjærer. Pelenes kontaktpunkt mot berg er modellert fastholdt mot forskyvning, men er gitt rotasjonsfrihet. Som en forenkling er pelene kun modellert ned til 15 m dybde, hvilket er tilstrekkelig mtp. den effektive innspenningen motholdet fra massene mot pelene representerer fra og med denne dybden.

5.2 Modellvarianter

Med utgangspunkt i usikkerheten i grunnens stivhet er det benyttet to modeller for å noe mer nøyaktig gi et overslag på mest ugunstige lastvirkning på konstruksjonen. Det er også analysert en tredje modell med langtids stivhet for å bestemme langtids deformasjoner på konstruksjonen. En oversikt over modellene som er benyttet i analysen er gitt i tabellen nedenfor.



Modell	1	2	3
Stivhet konstruksjon	Korttids	Korttids	Langtids
Stivhet peler	Lav	Høy	Lav
Stivhet grunnen	Lav	Høy	Lav
Laster	Perm.+Var.	Perm.+Var.	Perm.

Tabell 5-1: Modellvarianter.

Søylene gis en ekvivalent risset stivhet.

E-modul bruplate: $E_{c,ekv} = 36000 \text{ MPa}$

E-modul søyler: $E_{c,ekv} = 10500 \text{ MPa}$

For modell 3 er det benyttet et kryptall $\phi = 2,0$ felles for all betong. Effekten av forskjellig hastighet på kryptutviklingen for de ulike konstruksjonsdelene er neglisjert i denne fasen.

5.3 Interaksjon jord-peler

5.3.1 Jordstivhet

Stivheten til pelenes omkringliggende masser er av betydning for lastvirkningen i konstruksjonen.

Det er i geoteknisk fagrapport oppgitt jordstivheter som en funksjon av dybden under terrengnivå. For å dekke ytterpunktene er det oppgitt verdier for både et høyt og lavt estimat på grunnens stivhet. Nevnte to sett danner grunnlaget for henholdsvis «myk» og «stiv» oppførsel på pel-søyle systemet.

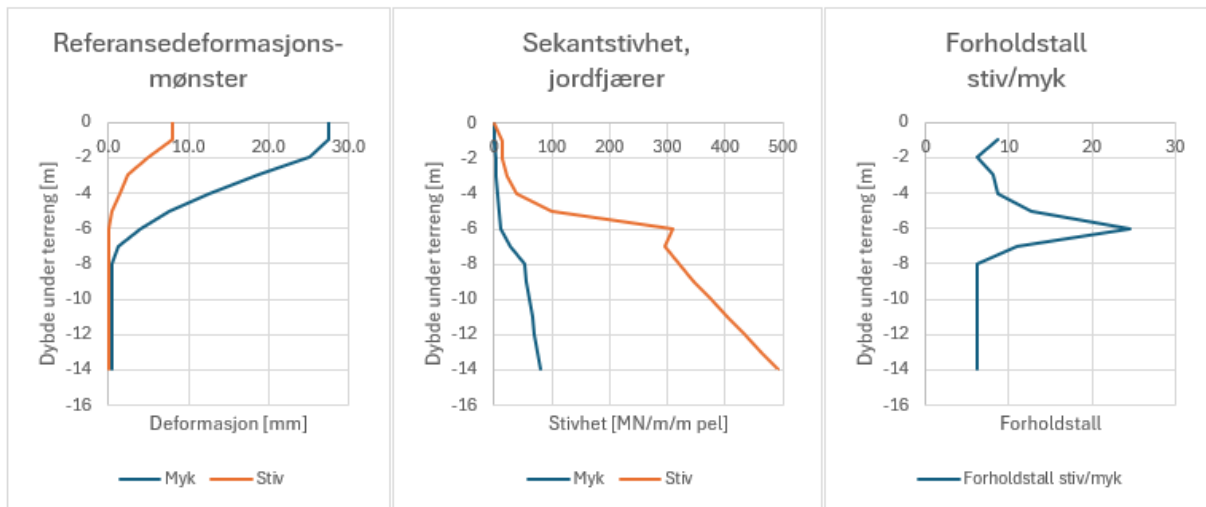
Grunnens stivhet er økende med dybden under terrengnivå, og er i tillegg ikke-lineært avhengig av deformasjonene. For enkelhets skyld benyttes det ett enkelt stivhetsmønster langs pelenes lengde som er felles for alle lasttilfeller for henholdsvis stiv og myk oppførsel. Nevnte stivhetsmønster bestemmes med utgangspunkt i maksimalt deformasjonsmønster langs pelene for henholdsvis stiv og myk oppførsel. Grunnens stivhet som implementert i analysemodellen vil på denne måten være tilpasset de lastkombinasjonene som er av betydning.

Det maksimale motholdet grunnen kan yte mot pelene er varierende med dybden. De fjærene som får sin «kapasitet» overskredet er gjennom en iterasjonsprosess skalert ned slik at kapasiteten ikke overskrides for noen lastkombinasjoner. For modellen med stive fjærer er det lagt til grunn jordens *karaktéristiske* kapasitet da dette er konservativt for eksempelvis søylene.

Som et tiltak for å ta høyde for usikkerhet er fjærstivhetene i analysemodellen i tillegg økt med 25 % for stiv jord og redusert tilsvarende for myk jord.

Metodikken som beskrevet for å modellere jordstivheten anses å dekke ytterpunktene for grunnens påvirkning på lastvirkningen i konstruksjonen.

Valgt deformasjonsmønster, resulterende stivheter, samt forholdstall mellom høy og lav stivhet er vist i figuren under.



Figur 5-2: Jordstivheter.

5.3.2 Pelestivhet

For å dekke ytterpunktene til pel- og søylesystemets stivhet er også pelene i seg selv tilsvarende gitt høy og lav stivhet. Forutsetningene for høy og lav pelestivhet er følgende:

- Lav stivhet: Risset betongtverrsnitt og uten stivheten til stålrøret medregnet.
- Høy stivhet: Urisset betongtverrsnitt og med stivheten til stålrøret medregnet.

Det er tatt utgangspunkt i Ø711x10 mm stålrør. Pelene er modellert som et betongtverrsnitt Ø691 mm. E-modul for risset betong settes til 12000 MPa. Ekvivalente E-moduler for pelene med henholdsvis høy og lav stivhet blir da:

- Lav stivhet: $E = 12000 \text{ MPa}$
- Høy stivhet: $E = 61400 \text{ MPa}$

5.4 Lastkombinasjoner

Tabellen nedenfor oppsummerer lastkombinasjonene som er benyttet for alle 3 modellvarianter.

	Regel:	ULS STR a)	ULS STR b)	SLS OF	SLS TP
Egenvekt	ADD	1 / 1.35	1 / 1.2	1	1
Oppspenning	ADD	0.78 / 1.1	0.78 / 1.1	0.86 / 1	0.86 / 1
Temperatur	ADDIF	0.84	0.84	0.5	0.5
Trafikk	ADDIF	0.95	1.35	0.7	0.5

Tabell 5-2: Lastkombinasjoner.

Bremse- og tverrlast kombineres med vertikal trafikklast med samme kombinasjonsfaktor hvis ugunstig.



6. Overslagsberegninger

6.1 Bruplate

6.1.1 Kontroll for aksialkraft og moment

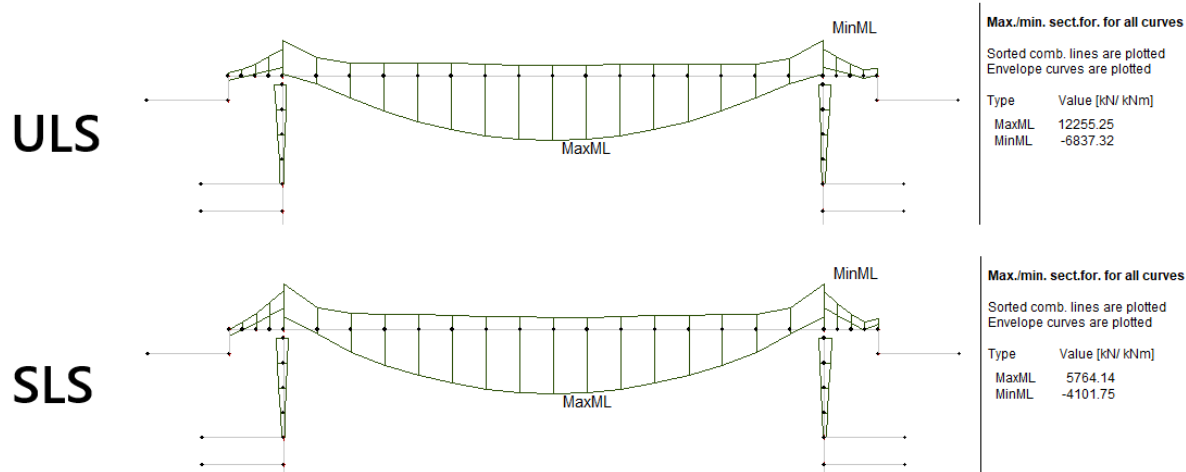
Overkant bruplate har eksponeringsklasse XD1. Underkant bru har eksponeringsklasse XC2/XC3.

N400, pkt. 8.6-1 åpner for at trykkavlastningskravet kan bortfalle dersom spennarmeringen har større overdekning enn den største verdi av 150 mm og $3 \times c_{\min, \text{dur}}$, i dette tilfellet 150 mm. I forprosjektet er spennkablene lagt med overdekning 255 mm over støtten, og det ser ikke ut til at det skal bli nødvendig å trekke kablene opp i nevnte sone over støtten. Dimensjoneringskriterier i bruksgrensetilstand er oppsummert i tabellen under.

	Overdekning spennarmering	Eksponerings- klasse	LC	k_c	$w_{\max}$
Feltmidte	100	XD1	SLS TP	1.25	0.38
Støtte	255	XC3	SLS OF	1.25	0.25

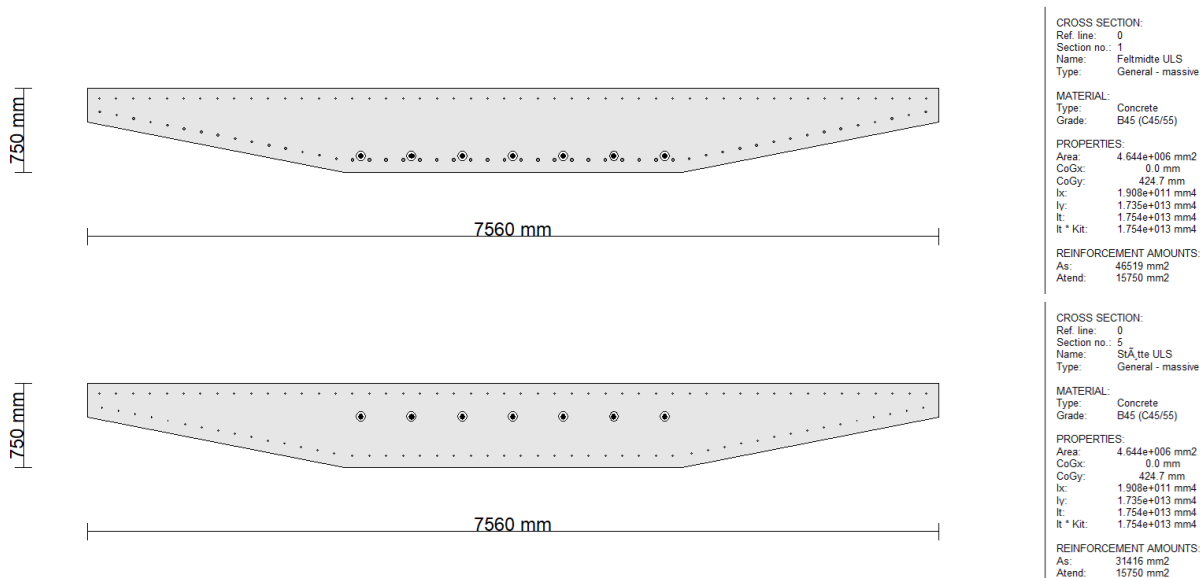
Tabell 6-1: Rissviddekrav, SLS.

For enkelhets skyld er det benyttet lastkombinasjon *ofte forekommende* for begge snitt. Dimensjonerende bøyemoment i brudd- og bruksgrensetilstanden er vist i figuren under.



Tabell 6-2: Dim. moment.

Kontrollsnitt for henholdsvis feltmidte og støtte er vist i figuren under.



Tabell 6-3: Kontrollsnitt, bruplate.

Det er kontrollert 3 lastkombinasjoner i ULS og SLS, se tabell nedenfor.

Snitt:	GT:	Komb.:	N [kN]:	MX [kNm]:	MY [kNm]:
Feltmidte	ULS	Max MX	-17342	12255	742
Feltmidte	ULS	Min N	-24608	9425	742
Feltmidte	SLS	Max MX	-18803	5764	385
Støtte	ULS	Max MX	-17185	-6837	-948
Støtte	ULS	Min N	-24608	-5976	21
Støtte	SLS	Max MX	-18726	-4102	-492

Tabell 6-4: Kontrollkombinasjoner bruplate.

Dimensjoneringsresultat er vist i figuren under.

Abbreviations in result listing

- fc - Concrete compressive stress
- fs - Maximum reinforcement stress (tensile or compressive)
- fp - Maximim tendon stress (tensile or compressive)
- Wk - Crackwidth ordinary reinforcement
- Wkp - Crackwidth tendons

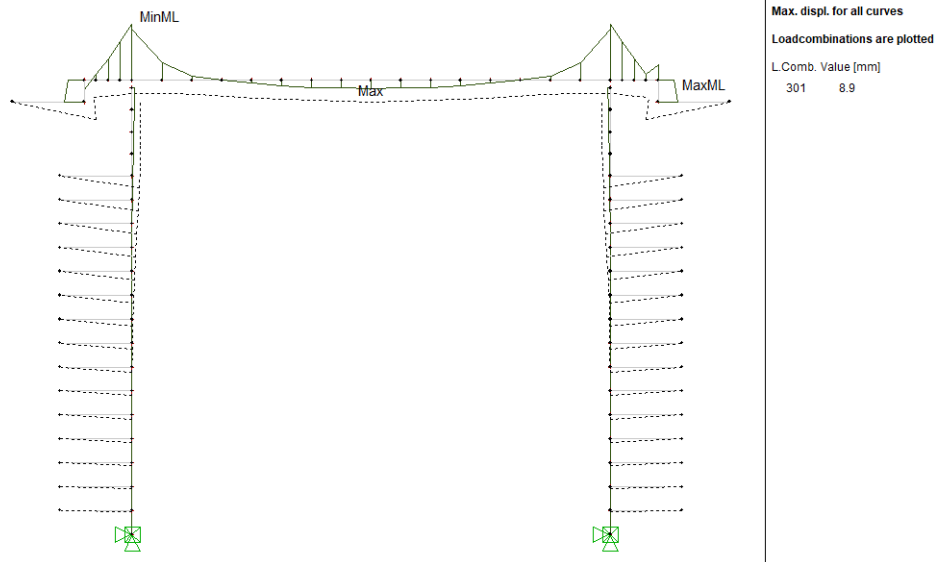
Refl	Sect	Comb		fc [MPa]	fs [MPa]	fp [MPa]	wk [mm]	wkp [mm]
0	1	1	Value	-23.9	404.6	1426.1	-	-
0	2	2	Value	-21.4	272.6	1426.1	-	-
0	3	3	Value	-12.8	-57.1	1393.7	0.06	-0.00
0	4	4	Value	-24.5	285.4	1180.7	-	-
0	5	5	Value	-22.9	-203.1	1426.1	-	-
0	6	6	Value	-19.2	-89.2	1366.1	0.09	0.01

Figur 6-1: Dimensjoneringsresultat, bruplate.

Når trykkavlastningskravet bortfaller er bruplata mest påkjent i ULS.

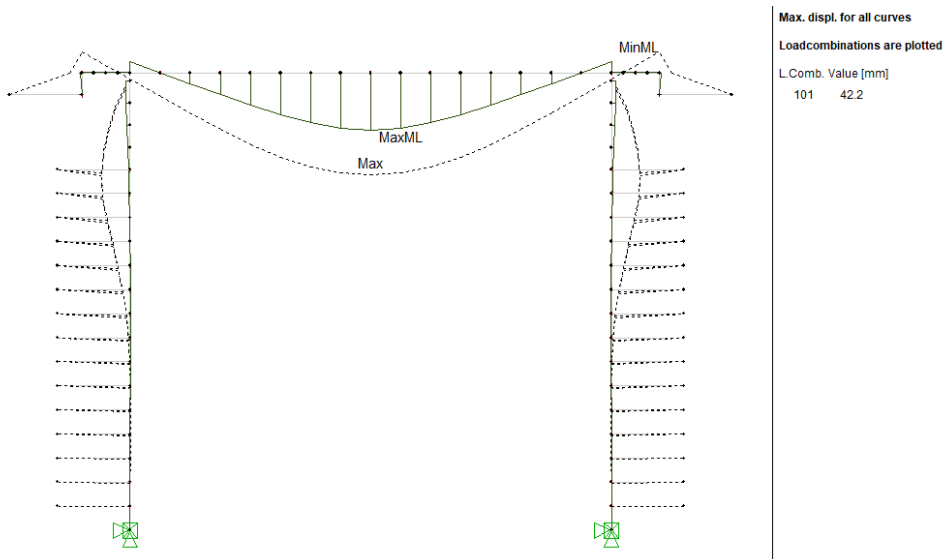
6.1.2 Kontroll for deformasjoner

Langtids deformasjon er vist i figuren under. Det er benyttet et kryptall på $\phi=2,0$ for hele konstruksjonen.



Figur 6-2: Langtids deformasjon og moment.

Deformasjon fra trafikklaster er vist i figuren under. Det er tatt utgangspunkt i den mykeste av de to modellene.



Figur 6-3: Karakteristiske deformasjon fra trafikklaster.

Rotasjonen i feltmidte fra samme lasttilfelle er ca. 0.001 rad. Nedbøyningen av kantdragerens ytterpunkt blir da:

$$\begin{aligned} \text{Max nedbøyning:} \quad u &= 42,2 + 0.001 \cdot 4250 = 45,8 \text{ mm} \\ \text{Spennvidde:} \quad L &= 20000 \text{ mm} \end{aligned}$$

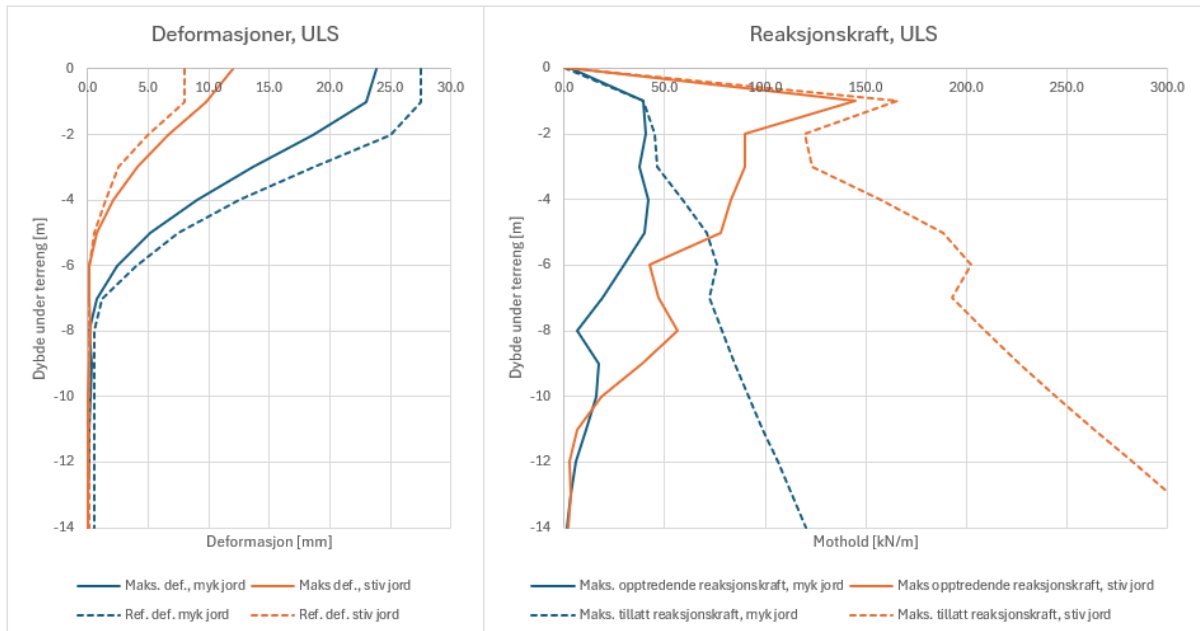
Nedbøyningen kontrolleres mot krav 3.5-2 i HB N400.

$$\text{Relativ nedbøyning:} \quad u/L = 46,4/20000 = 1/430 < 1/350 \text{ OK.}$$

6.2 Grunnen

Diagrammet til venstre i figuren nedenfor viser maksimalt opptredende horisontale peledeformasjoner (heltrukket linje) sammen med deformasjonsmønsteret som danner grunnlaget for valgt stivhet (stiplet linje).

Diagrammet til høyre viser maksimal reaksjonskraft mot pel sammen med maksimalt tillatt nivå.



Figur 6-4: Dimensjoneringsresultat, grunnen.

6.3 Fylling mot endeskjerm

Tabellen nedenfor viser lastkombinasjon for største mottrykk mot endeskjermen.

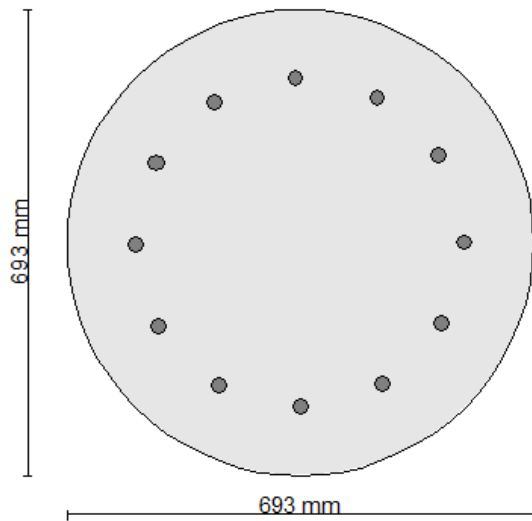
LC:	Faktor:	Bidrag:
Egenlast	1.20	-80.5
Oppspenning	0.78	123.2
Temp., gradient	0.63	-38.5
Temp., ekspansjon	0.84	-74.1
Trafikk	1.35	-482
SUM		-551.9

Figur 6-5: Maks. jordtrykk mot endeskjerm.

Maksimalt mothold for passivt trykk er beregnet til 101 kN/m, dvs. ca. 830 kN for hele brubredde. Største mobiliseringsgrad er ca. 66 %.

6.4 Peler

Pelene kontrolleres for moment, skjærkraft og aksialkraft. Det er utført en kontroll av det armerte betongtverrsnittet uten styrken og stivheten fra stålrøret, men med de mest ugunstige lastkombinasjoner fra begge modeller.



PROJECT:
No.: 1
Name: New project

CROSS SECTION:
Ref. line: 0
Section no.: 1
Name: Pel 1
Type: Circ. - massive

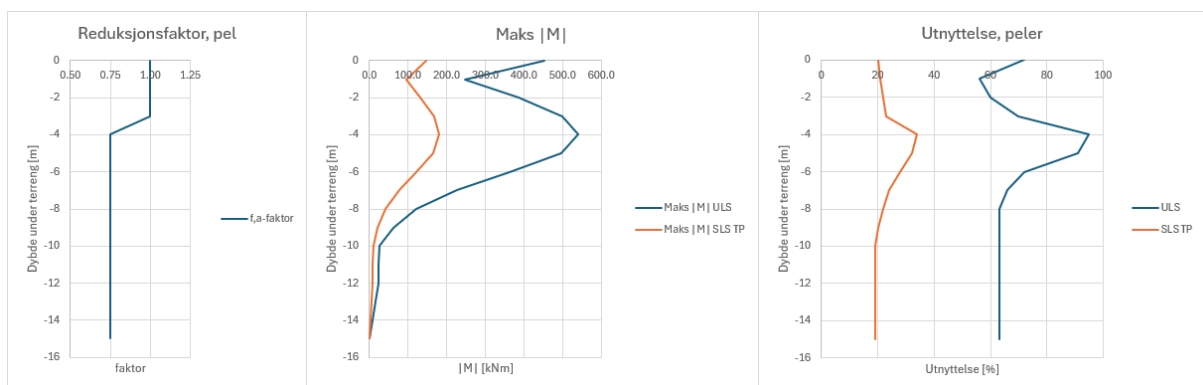
MATERIAL:
Type: Concrete
Grade: B45 (C45/55)

PROPERTIES:
Area: $3.772e+005 \text{ mm}^2$
CoGx: 0.0 mm
CoGy: 0.0 mm
Ix: $1.132e+010 \text{ mm}^4$
Iy: $1.132e+010 \text{ mm}^4$
It: $2.264e+010 \text{ mm}^4$
It * Kit: $2.264e+010 \text{ mm}^4$

REINFORCEMENT AMOUNTS:
As: 5890 mm²

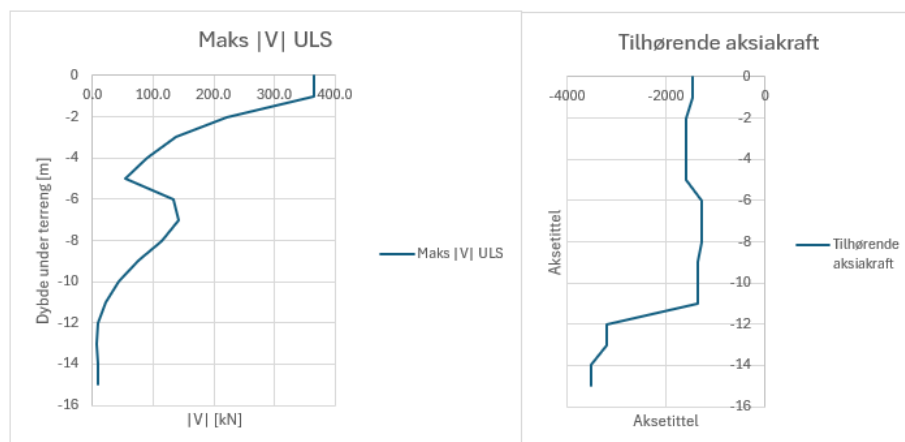
Figur 6-6: Peltversnitt.

Momenter, samt utnyttelse for moment og aksialkraft i brudd- og bruksgrense er vist i figuren under.



Figur 6-7: Dimensjoneringsresultat for moment og aksialkraft.

Største utnyttelse for moment er ca. 95 % i ULS og 34 % i SLS.



Figur 6-8: Skjærkrefter.

Beregner uarmert skjærstrekkkapasitet for topp av pel.

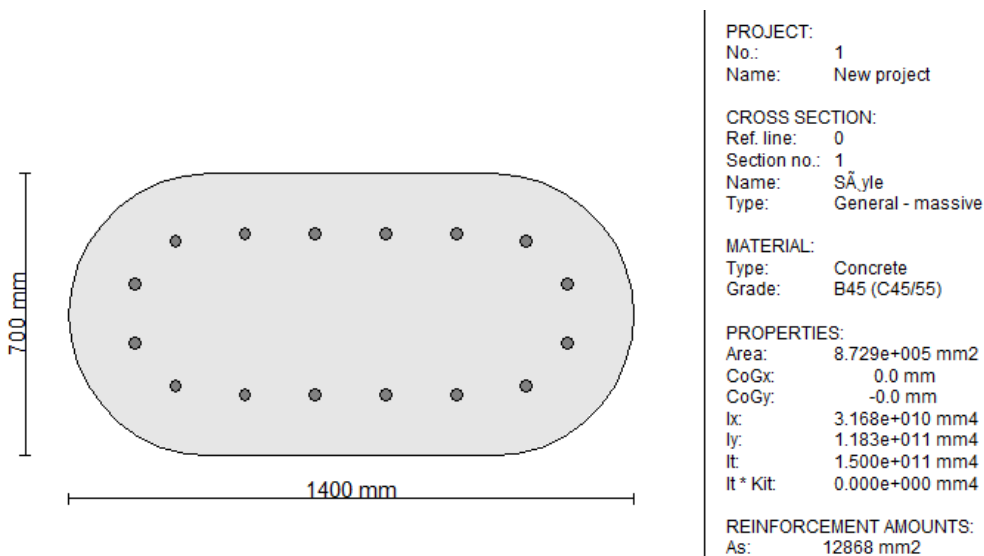
Figur 6-9: Dimensjoneringsresultat for skjærstrekk.

Uarmert skjærstrekkkapasitet for topp av pel er 423 kN for tilhørende aksialkraftnivå. Utnyttelse er da 86 %.

6.5 Søyler

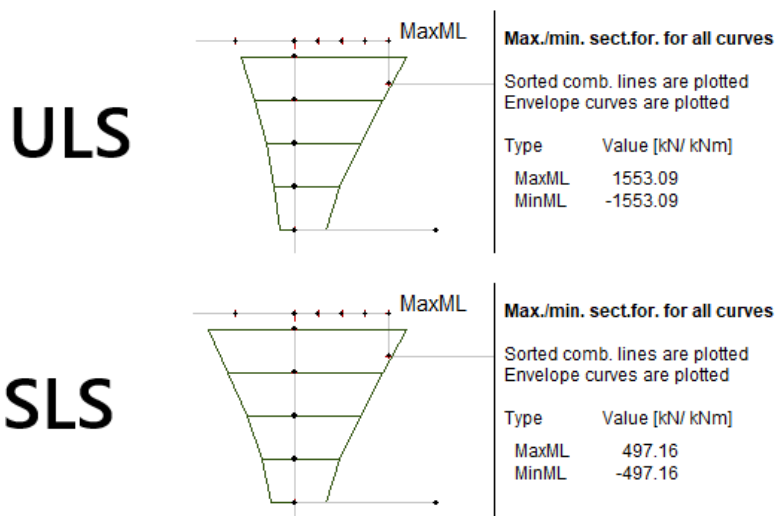
Søyler kontrolleres for moment, aksialkraft og skjærkraft tilsvarende som for pelene. UK søyle er dekket av kontrollen for OK pel. Kontrollerer følgelig kun søyletoppen.

Benyttet søyletverrsnitt i beregningene i forprosjektet er vist i figuren under.



Figur 6-10: Søyletverrsnitt.

Figuren nedenfor viser største momenter om hhv sterk og svak akse.



Figur 6-11: Største momenter om svak akse, søyler.

Kombinasjonen med maksimalt moment om svak akse gir høyest utnyttelse av søylen. Dimensjoneringsresultat i NovaDesign er vist i figuren under.

Abbreviations in result listing
N - Axial force (tension is positive)
Vx - Shear force in x-direction
Vy - Shear force in y-direction
Mx - Bending moment about x-axis
My - Bending moment about y-axis
Mt - Torsion moment

	Refl	Sect	Comb		N [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mt [kNm]
ULS	0	1	10	Value	-2209.0	-36.0	351.0	-1553.0	-112.0	0.0
SLS	0	1	30	Value	-1583.0	-13.0	112.0	-497.0	-41.0	0.0

Abbreviations in result listing
fc - Concrete compressive stress
fs - Maximum reinforcement stress (tensile or compressive)
fp - Maximum tendon stress (tensile or compressive)
Wk - Crackwidth ordinary reinforcement
Wkp - Crackwidth tendons

	Refl	Sect	Comb		fc [%]	fs [%]	fp [%]	wk [%]	wkp [%]
ULS	0	1	10	UR	97	93	-	-	-
SLS	0	1	30	UR	27	10	-	36	-

Figur 6-12: Dimensjoneringsresultat, søyletopp.

Søyletoppen er utnyttet 97 % på betongtrykk og 93 % på armeringsspenninger. Til byggeplan vil det være uproblematisk å justere søyledimensjonen dersom lastvirkningen blir noe større ved en mer detaljert beregning.



7. Mengder til anslag

Følgende hovedmengder og mål kan benyttes som underlag i anslagsprosessen:

Brulengde: 25 meter
Brubredde, total: 8,5 meter
Bruareal: 213 m²

Materiale	Element	Mengde
Betong B45	Overbygning, søyler, peler	220 m ³
Armering	Overbygning, søyler, peler	33 tonn
Spennarmering	Bruplate	645 MNm
Asfalt/fuktisolering	Bruplate	188 m ²
Stålrørspel Ø711	Grunnen	93 m

Tabell 7-1 Hovedmengder

8. Referanser

Prosjekteringen utføres i henhold til dokumenter som angitt nedenfor:

Eurokoder:

- [1] NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [2] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt, nyttelast i bygninger.
- [3] NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Vindlaster. Med rettelsesblad AC:2010 og endringsblad A1:2010.
- [4] NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Laster på konstruksjoner – Del 1-5: Termiske påvirkninger. Med rettelsesblad AC:2009.
- [5] NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008: Laster på konstruksjoner – Del 1-6: Laster under utførelse. Med rettelsesblad AC:2013.
- [6] NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008: Laster på konstruksjoner – Del 1-7: Ulykkeslaster. Med rettelsesblad AC:2010 og endringsblad A1:2014
- [7] NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer. Med rettelsesblad AC: 2010.
- [8] NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.
- [9] NS-EN 1992-2:2005+AC:2008+NA:2010: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 2: Bruer.
- [10] NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020: Geoteknisk prosjektering – Del 1: Allmenne regler.

Statens vegvesens håndbøker og lignende:

- [20] Statens Vegvesen håndbok N100 – Veg- og gateutforming, 2023.
- [21] Statens Vegvesen håndbok N101 – Rekkverk og vegens sideområder, 2022.
- [22] Statens Vegvesen håndbok N200 – Vegbygging, 2024.
- [23] Statens Vegvesen håndbok N400 – Bruprosjektering, 2025.
- [24] Lovdata: Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.) FOR-2017-11-17-1900.
- [25] Statens Vegvesen håndbok R110 – Modellgrunnlag, 2023.
- [26] Statens Vegvesen håndbok R761 – Prosesskoden, 2025.
- [27] Statens Vegvesen håndbok N-V161 – Rekkverk på bruer og støttemurer, 2024.
- [28] Statens Vegvesen håndbok N-V220 – Geoteknikk i vegbygging, 2023.

Annet:

- [30] Brudetaljer iht. notat fra Vegdirektoratet nr. 2011/168970-027, Vegdirektoratet (2013). Siste revisjon 31.03.2025
- [31] Lavkarbonbetong. Publikasjon nr. 37. (2024)
- [32] NATO STANDARD. AEP-3.12.1.5. MILITARY LOAD CLASSIFICATION OF BRIDGES, FERRIES, RAFTS AND VEHICLES. Edition B, Version 1. NOVEMBER 2024
- [33] Finnmark fylkeskommune, Regional transportplan for Finnmark 2024 - 2036, <https://www.ffk.no/tjenester/plan-og-horinger/gjeldende-planer-og-strategier/regional-transportplan-for-finnmark-2024-2036/>, 2023.
- [34] R-GEOT-02 Geoteknisk vurdering i detaljregulering – Bru og interimsveg over Hárrejohka/Harrelv. ERA-Geo AS (27.02.2026)
- [35] R-HYD-01 Hydrologisk rapport. Vannlinjeberegninger Hárrejohka/Harrelv. Vianova Trondheim AS (27.02.2026)

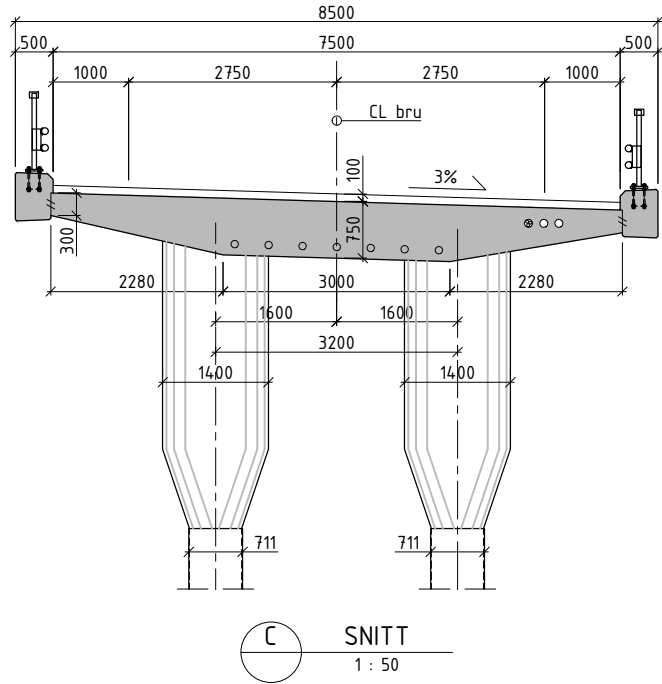
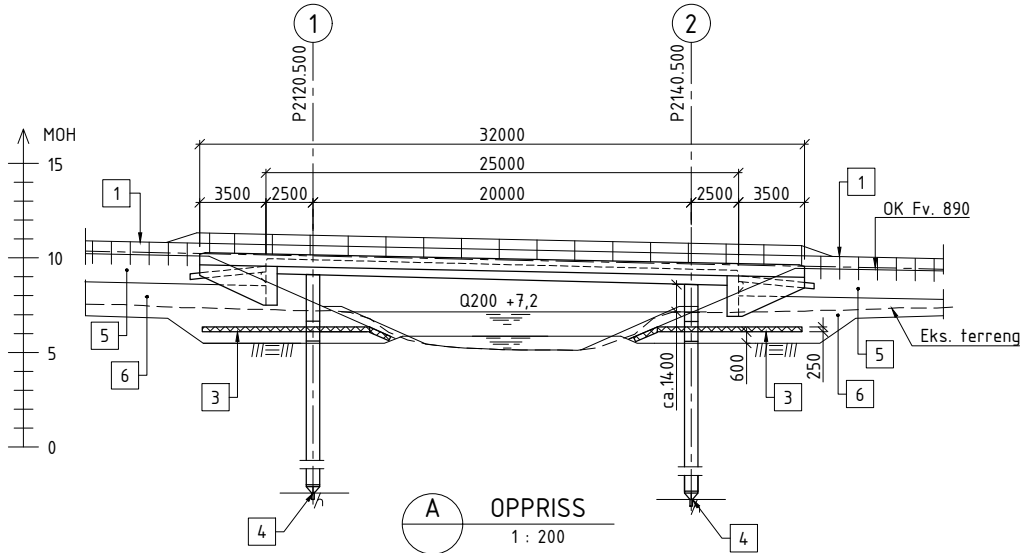


9. Vedlegg

Oversiktstegning K1-01 (27.02.2026, Rev. 0)

Current road project: 12000

PROFILNUMMER	2110	2120	2130	2140	2150
PROFILHØYDE	10.324	10.114	9.904	9.694	9.492
TVERRFALL	Ensidig fall 3% mot høyre				
VERTIKALKURVE	s=-0.021			R=1000m	
HORISONTALKURVE	R = ∞				



BEMERKNINGER:

GENERELT:
Konstruksjonstype: Spennarmert plate-/bjelkebru i betong
Årstall for ferdigstillelse: Ukjent
Veg på bru: Vegklasse Hø1, ÅDT 260. Fartsgrense 80 km/t.
Elv under bru: Hårrejohka

KONTROLL OG UTFØRELSE:
Utførelsesklasse: Klasse 3 iht. NS-EN 13670+NA.
Nøyaktighetsklasse: Klasse B iht. R761, prosess 84.
For kantdragere benyttes klasse A.

REGLVERK:
Vegnormal N100 Veg- og gateutforming (2023-10-06)
Vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (2025-11-18)
Vegnormal N200 Vegbygging (2024-12-20)
Vegnormal N400 Bruprojektering (2025-01-01)
Håndbok R761, Prosesskoden (2025)
NS-EN 1990-1999 (Eurokodene)

LASTDATA:
SVV 2010 (Eurokoder).
Militære kjøretøylaster iht. NATO lastbestemmelser. Klasse ikke bestemt.
Brua dimensjoneres for LM3 uten restriksjoner. Dimensjonerende belegningsvekt 3,5 kN/m2.

MATERIALKVALITETER:
Betong: B45 SV-Standard
Armering: B500NC (NS3576-3, NS-EN 10080)
Rustfri armering: B500NCR (NS3576-5, NS-EN 10080)
Spennarmering: Y1860S7-15.7 iht. prEN 10138-3, fpk=1860 MPa
Rustfritt stål: A4-80 (NS-EN ISO 3506) og 1.4404 (NS-EN 10088)

FUNDAMENTERING:
Aks 1-4: Stålrørspeler rammet til berg.

BELEGNING:
Belegningsklasse A3-4. Asfaltslitelag og fuktisolering med Pmb-baserte materialer. Total belegningstykkelse 100 mm.

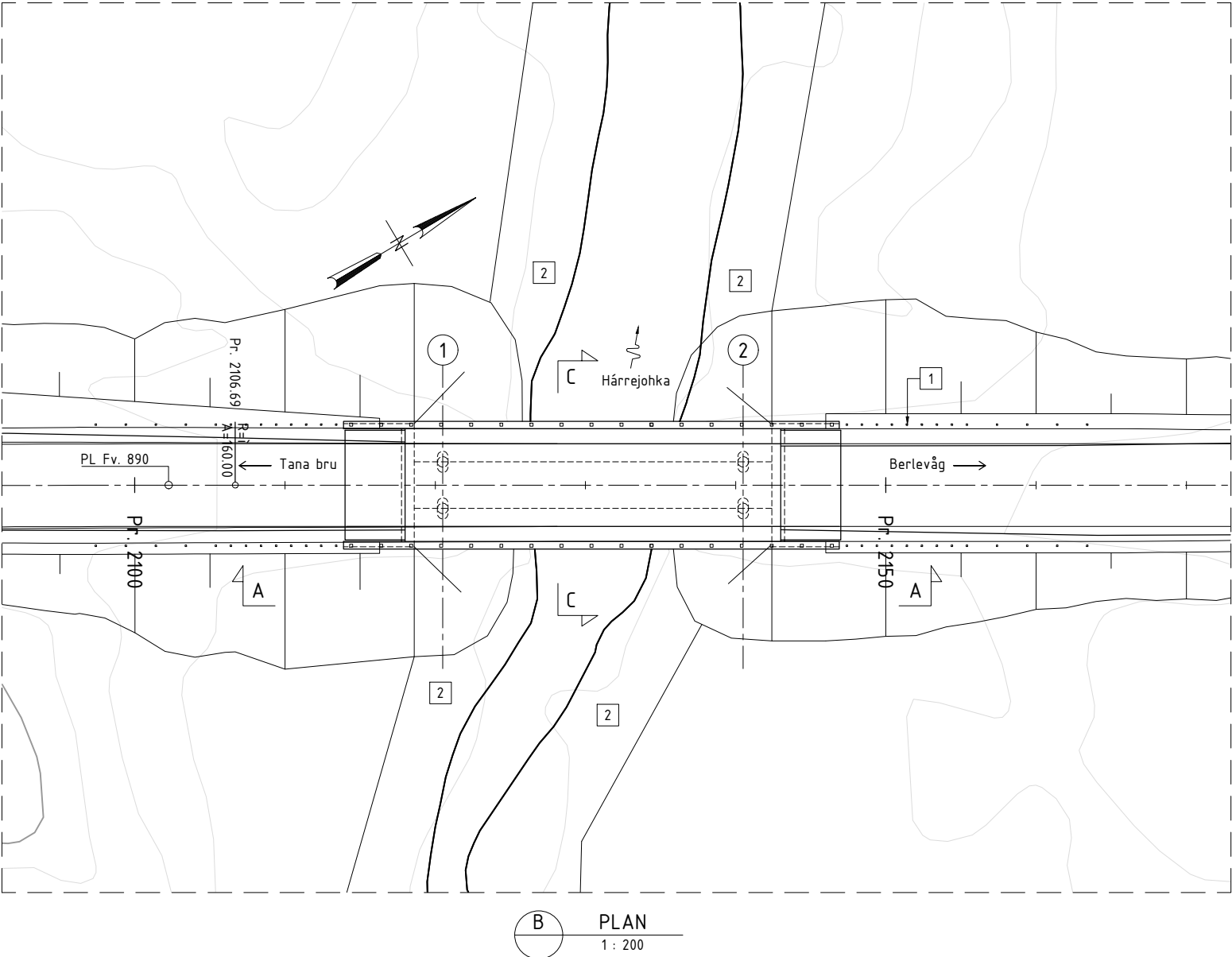
REKKVERK:
CE-merket, godkjent brurekkverk med rørprofiler, styrkeklasse H2, arbeidsklasse W2, inntrengningsklasse VI3, skaderisikoklasse B og snøklasse 4 iht. vegnormal N101. Høyde min. 1,2 m.

FUGE/LAGRE:
Brua utformes fuge- og lagerfri.

OVERVANN:
Sluk ikke nødvendig. Steinsatt renne i bruende aks 2.

TREKKERØR:
Min. 3ø40 og 2ø110 trekkerør.

- Godkjent overgangsrekkeverk. Rekkverksforlengelse i styrkeklasse H2 min. 20 m før og etter bru i hver kjøreretning. Deretter overgang til N2 vegrekkeverk/rekkverksavslutning.
- Omfang av erosjonssikring ikke avklart.
- Frostisolering med 25 cm lag av XPS-plater. Utstrekning ses i sammenheng med EPS-fylling.
- Fordybning av pelespiss kan bli aktuelt.
- Vegfylling med steinmaterialer.
- Lettfylling med EPS-plater.



		EAU	AAL	RAM	27.02.2026
0	Oversiktstegning tilhørende forprosjekt	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Revisjon	Revisjonen gjelder				
		Saksnr.			
		Tegningsdato	27.02.2026		
		Bestiller	Bjarne Mjelde		
		Produsert for	Finnmark fylkesk.		
		Produsert av	Aas-Jakobsen Tr.		
		Arkivreferanse	25/02124		
		Byggverk nummer			
		Koordinatssystem	Euref89 NTM28		
		Høydesystem	NN2000		
		Prosjektnr.	656102		
		Halv målestokk A3			
		Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
		EAU	AAL	RAM	2024802
				Tegningsnummer/	revisjon
				K1-01	0