

Trøndelag Fylkeskommune

► Detaljregulering Bjørndalen fra Søbstadvegen til Okstadøy

Geoteknisk vurdering i detaljreguleringsfase

Oppdragsnr.: 52207550 Dokumentnr.: 52207550-RIG06 Versjon: J02 Dato: 2024-10-06



Oppdragsgiver: Trøndelag Fylkeskommune
Oppdragsgivers kontaktperson: Bernt Arne Helberg
Rådgiver: Norconsult Norge AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Oppdragsleder: Lise Lund
Fagansvarlig: Shaima Ali Alnajim, Knut-Johan F. Kjelstad
Andre nøkkelpersoner: Andrea Støren, Egil Andreas Behrens, Adrian Weidemann Skagseth og Lars Bratteng Jenssen

J02	2024-10-06	Etter oppdatering av vegmodell+VA og etter tilbakemelding fra UAK	Shaal, AndSt, Egabe, AdrSka og LaJens	Knut- Johan F. Kjelstad	Lise Lund
J01	2024-06-04	Til UAK	Shaal, AndSt, Egabe, AdrSka og LaGBo	Knut- Johan F. Kjelstad	Lise Lund
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

► Sammen drag

Trøndelag fylkeskommune har igangsatt en detaljregulering av hovedsykkelveg langs fv. 6682 fra Heimdal til Selsbakk. Strekningen er en del av sykkelruta «Heimdalsruta». Trøndelag fylkeskommune har engasjert Norconsult for utarbeidelse av detaljreguleringsplan i alle fag, blant annet geoteknikk. Denne rapporten omhandler delstrekningen Heimdal sentrum – Okstadøy med alternativ løsning bredde sykkelveg med fortau 4+2 meter.

Strekningen er ca. 2,5 km lang, og planlegges oppgradert fra gang- og sykkelveg til sykkelveg med fortau. Store deler av fylkesveg 6682 (Bjørndalen) bli berørt av hovedtiltaket og blir dermed fylkesveg oppgradert i delstrekninger som blir påvirket, store deler av vegen blir hevet.

I forbindelse med etablering av sykkelveg med fortau langs Bjørndalen, vil det bli behov for reetablering av noen konstruksjoner (kulverter og bru) og bussholdeplasser. På strekningen hvor dalen skal løftes, skal 4 kulverter byttes ut i forbindelse med hevingen. Da ny sykkelveg med fortau er bredere enn eksisterende, må eksisterende trebru over Heimdalsbekken skiftes ut med en kortere bru. Reguleringsplanen legger opp til nye busslommer der eksisterende busslommer berøres. 3 av 4 eksisterende busslommer skal reetableres som busslomme med plattform.

Langs deler av strekningen blir det etablert natursteinsmur med varierende høyde (0,5-5 m). Hensikten med støttemurer er å redusere/unngå skjæring mot bebyggelse og jernbanefylling, og dermed få bedre plass i trange områder.

Parallelt med arbeidet med ny sykkelveg med fortau, inkluderer reguleringsplanarbeidet ny avløpsledning på deler av strekningen. Dette arbeidet utføres i samarbeid med Trondheim kommune.

Langs Bjørndalen er det flere kvikkleiresoner på begge sider av dalen. For tiltak i kvikkleiresoner skal områdestabilitet utredes, og krav til sikkerhetsfaktor oppfylles etter NVE's kvikkleireveileder 1/2019. Tiltaket er anbefalt plassert i tiltakskategori K1. Krav til områdestabilitet er i praksis å dokumentere «ikke-forverring» - at stabilitet av skråninger og skjæringer ikke blir dårligere enn for dagens situasjon. For reetablering av bilveg er tiltaket anbefalt plassert i samme tiltakskategori K1, med forutsetning at godkjent fravikssøknad må foreligge da bilveg normalt legges i en høyere tiltakskategori. Trøndelag fylkeskommune har fått godkjent søknaden om fravik. Prosjekteringsforutsetninger blir presentert i et eget dokument.

Iht. gjeldende regelverk blir det utfordrende å dokumentere absolutte stabilitetskrav for lokalstabilitet langs dalen (fravik). Derfor legges det krav til utvidet kontroll, tilsvarende som for kontroll på prosjektering i klasse 3 (PKK3). Dette gjelder egentlig hele tiltaket, også tilhørende konstruksjoner og tiltak nær vegen, der brudd kan påvirke vegen. Utvidet kontroll utføres av Multiconsult AS.

Når det gjelder krav til sikkerhet for områdestabilitet iht. NVE-veileder, «ikke forverring», så har dette vært et prinsipielt og viktig tema for utforming av vegen. Resultatet er at vegen skal heves langs store deler av dalen, for å oppnå forbedring og unngå forverring.

Med de planlagte tiltak oppnås forbedring i helhetlig situasjon langs Bjørndalen i ferdig bygd situasjon, særlig mot jernbane. I noen områder vurderes det å bli noe forverring i utgravingsfase. Dette er forsøkt unngått og begrenset til et akseptabelt minimum nå i denne fasen med noen forslåtte stabiliserende tiltak. Forverring er ikke akseptert mot Dovrebanen dersom krav til absolutt sikkerhet ikke ivaretas. I senere detaljprosjektering må det vurderes og prosjekteres slik at arbeidet kan utføres på en sikker og stabil måte.

► Innhold

1	Innledning	7
1.1	Bakgrunn for planarbeidet og geoteknikk	7
1.2	Avbøtende tiltak i forbindelse med reguleringsplanforslaget utarbeidet 04.09.2024	7
1.3	Alternativ løsning for gang- og sykkelveg	10
1.4	Områdebeliggenhet og topografi	10
2	Grunnundersøkelser og grunnforhold	12
2.1	Grunnundersøkelser	12
2.2	Befaring	13
2.3	Grunnforhold	13
2.3.1	<i>NGUs løsmassekart og grunnforhold</i>	13
2.3.2	<i>Kvikkleire</i>	14
3	Prosjekteringsforutsetninger	16
4	Geotekniske materialparametere	18
4.1	Totalspenningsanalyse (udrenert analyse)	18
4.1.1	<i>Valg av skjærstyrke</i>	18
4.1.2	<i>ADP – anisotropiforhold</i>	18
4.2	Effektivspenningsanalyse (drenert analyse)	19
4.3	Grunnvann og poretrykksforhold	19
5	Stabilitetsberegninger og geotekniske vurderinger	20
5.1	Generelt	20
5.2	Krav til sikkerhetsfaktor (partialfaktor)	20
5.3	Laster i beregninger	21
	Trafikklaster beskrives i kommende delkapitler:	21
5.3.1	<i>Toglast</i>	21
5.3.2	<i>Trafikklast</i>	22
5.4	Geotekniske vurderinger og beregninger pr. (÷50) - 2440	22
5.4.1	<i>Profil (÷50) – 80</i>	22
5.4.2	<i>Profil 90 – 130</i>	23
5.4.3	<i>profil 140 – 420</i>	24
5.4.4	<i>Profil 330 (representerer pr. 320-340)</i>	24
5.4.5	<i>Profil 430 – 1090</i>	26
5.4.6	<i>Profil 860</i>	28
5.4.7	<i>Profil 1100 – 1180</i>	30
5.4.8	<i>Profil 1120 og 1140</i>	30
5.4.9	<i>Profil 1190 – 1420</i>	34
5.4.10	<i>Profil 1430 – 1630</i>	35

5.4.11	Profil 1640 – 1660	36
5.4.12	Profil 1670 - 1760	37
5.4.13	Profil 1770 – 1790	38
5.4.14	Profil 1800 – 1820	38
5.4.15	Profil 1830 – 1840	38
5.4.16	Profil 1840	38
5.4.17	Profil 1850 – 1870	41
5.4.18	Profil 1880 – 1930	42
5.4.19	Profil 1940 – 1970	43
5.4.20	Profil 1980 – 2190	44
5.4.21	Profil 2000	44
5.4.22	Profil 2200 – 2260	47
5.4.23	Profil 2220	47
5.4.24	Profil 2270 – 2360	49
5.4.25	Profil 2370 – 2430	50
5.5	Setning – overordnet vurdering	51
6	Konstruksjoner og bussholdeplasser	53
6.1	Konstruksjoner	53
6.1.1	Overgangsbru (K1) – profil 730-740	53
6.1.2	Bru over bekk (K2) – profil 2080	57
6.1.3	Ny kulvert (K3) for Fv-kryssing – profil 2260-2280	58
6.2	Kulverter	61
6.3	Bussholdeplasser	63
7	Geoteknisk vurdering av støttemurer	66
7.1	Generelt	66
7.2	Krav til sikkerhetsfaktor (materialfaktor)	66
7.3	Beregningsresultater og dimensjoner på tørrmurer	66
7.4	Konklusjon og videre arbeid – støttemurer	68
8	Geoteknisk vurdering av VA – ledninger i detaljreguleringsfase	70
8.1	Kort om tiltaket	70
8.2	Innledning	70
8.3	Tiltakskategori og krav til sikkerhetsfaktor	70
8.4	Geoteknisk vurdering av VA-anlegg	70
9	Erosjon	72
9.1	Innledning	72
9.2	Konklusjon	74
10	Oppsummering, videre arbeid og behov for supplerende grunnundersøkelser	75
11	Tegninger	77

12	Vedlegg	79
13	Referanser	80

1 Innledning

1.1 Bakgrunn for planarbeidet og geoteknikk

Trøndelag fylkeskommune har igangsatt en detaljregulering av hovedsykkelveg langs fv. 6682 fra Heimdal til Selsbakk. Strekningen er en del av sykkelruta «Heimdalsruta». Trøndelag fylkeskommune har engasjert Norconsult for utarbeidelse av detaljreguleringsplan i alle fag, blant annet geoteknikk. Denne rapporten omhandler delstrekningen Heimdal sentrum – Okstadøy.

Fylkestinget vedtok i sak 76/20: Høring Miljøpakkens handlingsprogram 2021-24, behandlet den 17/6- 2020, følgende om økt sykkelsatsing i Trondheim:

Fylkestinget vil ha høye mål for sykkel og ambisjon om at Trondheim skal være landets beste sykkelby med både:

1. *Helhetlig sykkelvegnett*
2. *Trygg skolevei*
3. *Trygge nærmiljø*
4. *Sikker sykkelparkering*

Sykkelandelen skal opp på 14 %, og vi skal bygge minst 35 km og planlegge minst 50 km veg som er særlig tilrettelagt for sykkel i perioden. Det forutsetter god planlegging og effektiv gjennomføring.

Heimdalsruta er en prioritert hovedsykkelrute innenfor disse rammene.

Strekningen starter like sør for krysset mellom Søbstadvegen og Bjørndalen, går langs Bjørndalen, og avsluttes ved Okstadøy. Strekningen er ca. 2,5 km lang, og planlegges oppgradert fra gang- og sykkelveg til sykkelveg med fortau. Store deler av fylkesveg 6682 (Bjørndalen) bli berørt av hovedtiltaket; justering av kurvatur på gang- og sykkelveg og delvis heving av dalbunnen for økt geoteknisk sikkerhet, medfører at fylkesveg blir oppgradert i de delstrekningene som blir påvirket.

Parallelt med arbeidet med ny sykkelveg med fortau, inkluderer reguleringsplanarbeidet ny avløpsledning på deler av strekningen. Dette arbeidet planlegges i samarbeid med Trondheim kommune.

Langs Bjørndalen er området preget av flere faresoner for kvikkleireskred på begge sider av dalen. For tiltak i kvikkleiresoner skal områdestabilitet utredes, og krav til sikkerhetsfaktor oppfylles etter NVE's kvikkleireveileder 1/2019, [1]. Sykkelveiutvidelsen vil medføre behov for terrenginngrep i stabilitetsutsatte løsmasseskråninger. Geoteknisk prosjektering, i hovedsak skråningsstabilitetsberegninger, er en nøkkelfaktor for å vurdere gjennomførbarheten og nødvendige terrengarbeider ifm. detaljreguleringen.

I denne rapporten sammenstilles geotekniske vurderinger for områdestabilitet og lokalstabilitet ifm. planlagte tiltak i området, samt geotekniske beregninger og vurderinger av støttemurer. Hensikten er å dokumentere at områdestabilitet er ivaretatt og at tiltaket er gjennomførbart innenfor aktuelle regelverk.

1.2 Avbøtende tiltak i forbindelse med reguleringsplanforslaget utarbeidet 04.09.2024

Reguleringsplanforslaget fra Heimdal sentrum til Okstadøy ble lagt ut på høring den 10.09.2024.

Prosess mot Bane NOR ga nye og strengere krav til stabilitet i anleggsfasen, og krav om forbedring av stabilitet i skråning mot jernbanen, enn tidligere forutsatt.

Stabilitetsberegningene viser at det må gjøres avbøtende tiltak for å sikre stabiliteten i anleggsfasen og forenkle gjennomføring av tiltakene.

De foreslåtte avbøtende tiltakene, som justering av vegene, både vertikalt og horisontalt, ligger innenfor frihetsgraden gitt i planbestemmelsene og areal avsatt til vegformål i planforslaget. Tiltakene er innarbeidet i vurderingene presentert i denne utgaven av geoteknisk prosjekteringsrapport.

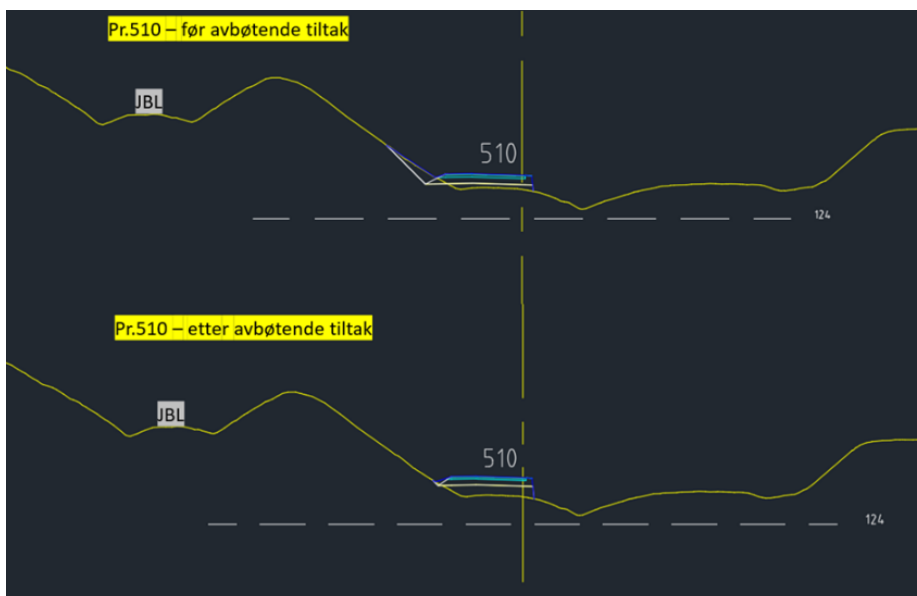
Tabell 1 lister opp de avbøtende tiltakene, plasseringene og konsekvensene av tiltakene. Endringene medfører at reguleringsplan må justeres før sluttbehandling. Det henvises for øvrig til geotekniske tegninger V100-V104, som viser foreslåtte avbøtende tiltak.

Som et eksempel vises det i Figur 1 tidligere pr. 510 (før avbøtende tiltak-vegmodell 04.09.2024) og samme profil etter foreslått ekstra heving for å unngå skjæring mot jernbanelinje (JBL) i anleggsfase.

Tabell 1: Geotekniske avbøtende tiltak med tilhørende detaljer.

Avbøtende tiltak	Hvor tiltakene utført (Pr.Nr)	Hvorfor må tiltakene utføres	Hvilke konsekvenser vil dette medføre	Hva må gjøres før sluttbehandling
1- Sykkelvegen er hevet inntil 0,5 m. 2- Overbygningens skråningshelning mot vest er strammet opp til 1:1,5 istedenfor 1:2 3- Fyllingsskråning mot bekk/bilveg er strammet opp fra 1:2 til 1:1,5 på enkelte partier	40-190	Ivareta stabiliteten mot Dovrebanen og jernbanebrua, der det er spesielt trangt	1-Løftingen medfører at det må etableres en støttemur med rekkverk mot fv. over en lengde på ca. 70-80 m. 2-Muren får en høyde 0,5-1 m. For å ivareta frisikt for kjørende retning sør, bør fartsgrensen reduseres fra 50 til 40 km/t.	Justering innenfor vegformål i reguleringsplanforslaget
1- Sykkelvegen er hevet inntil 0,5 m. 2- Sykkelvegen er flyttet inntil 0,5 m horisontalt. 3- Overbygningens skråningshelning mot vest er strammet opp til 1:1,5 istedenfor 1:2 4- Fyllingsskråning mot bekk/bilveg er strammet opp fra 1:2 til 1:1,5 på enkelte partier	400-1700	Ivareta stabilitet mot Dovrebanen, og til dels terreng mot øst	1-Økt behov for støttemur mellom sykkelveg og bilveg, og mellom sykkelveg og bekk. 2-Medfører eventuelt ekstra landskapstilpassing og erosjonssikring.	Justering innenfor vegformål i reguleringsplanforslaget

Avbøtende tiltak	Hvor tiltakene utført (Pr.Nr)	Hvorfor må tiltakene utføres	Hvilke konsekvenser vil dette medføre	Hva må gjøres før sluttbehandling
1- Sykkelvegen er hevet inntil 0,5 m. 2- Overbygningens skråningshelning mot vest er strammet opp til 1:1,5 istedenfor 1:2 3- Fyllingsskråning mot bekk/bilveg er strammet opp fra 1:2 til 1:1,5 på enkelte partier	1740-1880	Ivareta stabilitet mot Dovrebanen, og til dels terreng mot øst	1-Behov for en støttemur mot plattformen på sørgående holdeplass. 2-Medfører eventuelt ekstra landskapstilpassing.	Justering innenfor vegformål i reguleringsplanforslaget
1- Sykkelvegen er hevet inntil 0,5 m. 2- Sykkelvegen er sideforskyvet inntil 0,5 m mot kjørevegen på en strekning der det var plass til dette. 3 Overbygningens skråningshelning mot vest er strammet opp til 1:1,5 istedenfor 1:2 4- Fyllingsskråning mot bekk/bilveg er strammet opp fra 1:2 til 1:1,5 på enkelte partier	1950-2440	1-Ivareta stabiliteten mot bebyggelse, der utgraving for støttemur kan påvirke stabiliteten. 2-Redusere tørrmur og dermed ivareta stabiliteten	1-Endringene medfører økt behov for støttemur mot fv. og mot bekk. 2-Medfører eventuelt ekstra landskapstilpassing og erosjonssikring. 3-En mur i bakkant av fortau ved pr 2120-2140 er tatt ut som følge av hevingen	Justering innenfor vegformål i reguleringsplanforslaget



Figur 1: Pr. 510 før og etter avbøtende tiltak. Løfting av veg og oppstramming av overbygningens skråningshelning medfører ingen skjæring i anleggsfase.

1.3 Alternativ løsning for gang- og sykkelveg

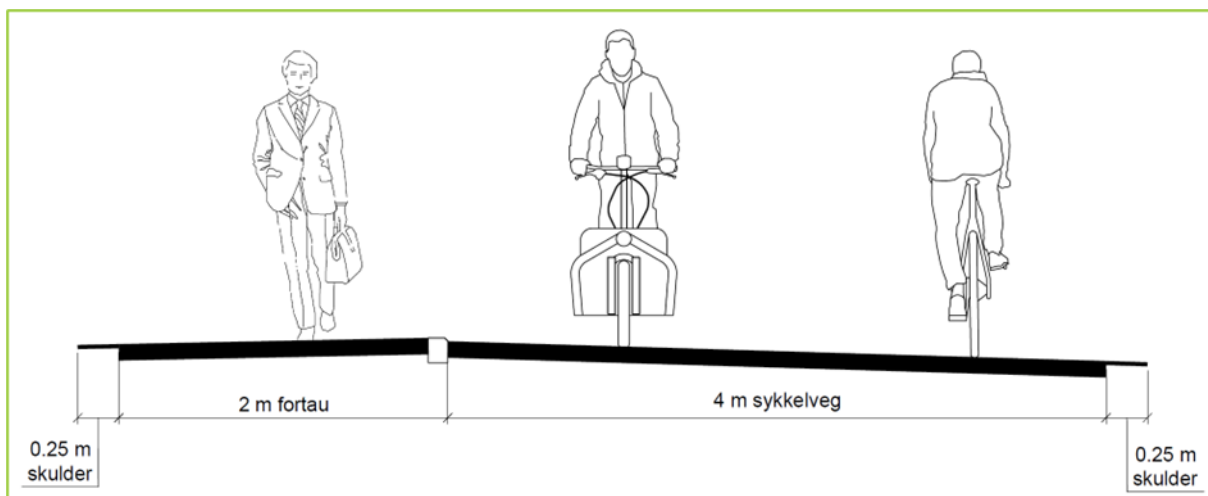
Geoteknisk utredning i denne rapporten omhandler alternativet:

Sykkelveg med fortau med bredde 4+2 meter, se Figur 2.

Normalprofil 4+2 m

- Sykkelveg med bredde 4 meter
- Fortau med bredde 2 meter

Skuldre på hver side med bredde 0,25 meter.



Figur 2: Normalprofil av løsning 4+2.

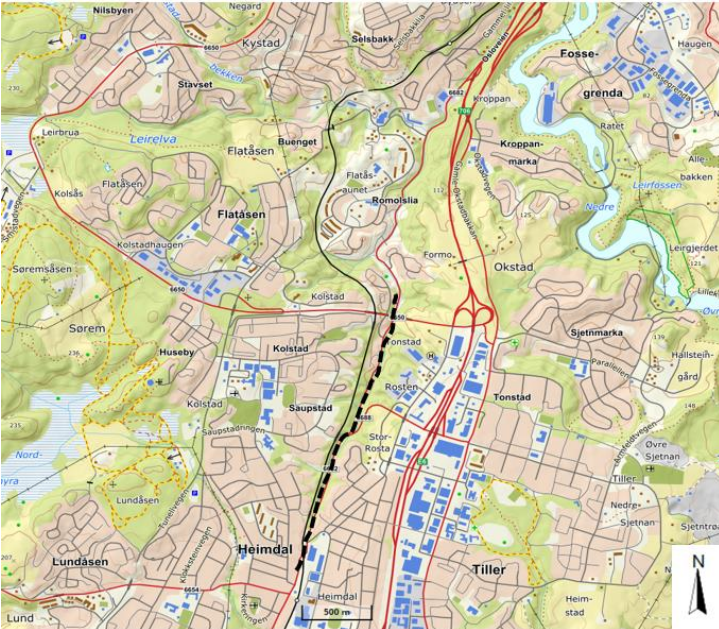
1.4 Områdebeliggenhet og topografi

Fra sentrumsarealene på Heimdal er Bjørndalen et større sammenhengende grøntområde med fylkesveg 6682 (Bjørndalen) og gang- og sykkelveg i dalbunnen. Heimdalsbekken følger vegtraseen nedover dalen, både i rør og som åpent bekkedrag, før den renner ut i Leirelva.

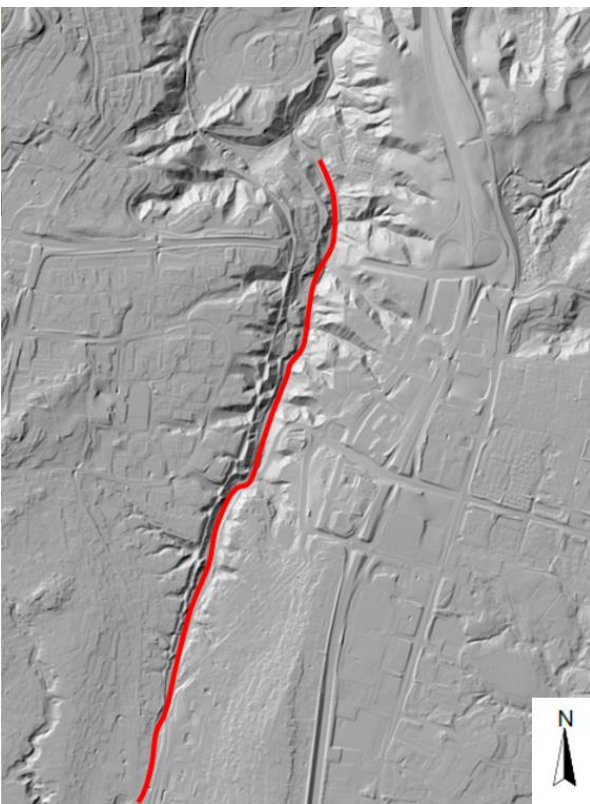
Det er noe spredt bebyggelse langs dalen, og flere boligfelt med avkjøring fra Bjørndalen. Bolig- og næringsbebyggelse ligger tettest på traséen ved Heimdal og Nyveilia. Det drives både jordbruk og skogbruk langs deler av strekningen. På platåene rundt Bjørndalen er det tett boligbebyggelse, handels- og serviceområder, og E6 går på østsiden. Dovrebanen går langs vestsiden av Bjørndalen i sørlig del av planområdet.

Beliggenheten av området og planlagt tiltak er vist i Figur 3.

Bjørndalen mellom Heimdal i syd og Okstadøy i nord er en V-formet dal med jevn, slak helning ned mot nord. Dalbunnens bredde varierer noe, men er relativt liten. Skråningene ned mot dalen (på øst- og vestsiden) blir generelt høyere mot nord. Lengst syd nær Heimdal er skråningene 10-15 m høye, midtveis ved Bjørndalsbrua/Nyveilia omtrent 40 m høye og inntil cirka 60 m på østsiden i nord. Dalsidene har stedvis mindre sideraviner. Helningen i dalsidene er omtrentlig 30 grader (1:1,7), naturligvis med en del variasjoner. Topografi i området er vist i Figur 4.



Figur 3: Beliggenhet av tiltaksområdet, delstrekning Heimdal – Økstadøy er vist med svart stiplet linje.



Figur 4: Topografi i tiltaksområdet, delstrekning Heimdal – Økstadøy er vist med rød linje. Kilde: <https://hoydedata.no/>

2 Grunnundersøkelser og grunnforhold

2.1 Grunnundersøkelser

I løpet av ukene 19-34/2023 ble det utført grunnundersøkelser langs hele strekningen fra Heimdal til Selsbakk. Geoteknisk sett deles strekningen i 4 områder, som starter fra Heimdal mot Selsbakk med benevnelse A, B, C og D. For delstrekning Heimdal – Okstadøy gjelder grunnundersøkelser i område A og B. Grunnundersøkelser, både felt- og laboratoriet undersøkelser, er planlagt og fulgt opp av Norconsult Norge AS og gjennomført av Rambøll AS.

Grunnundersøkelser for område A og B er presentert i denne datarapporten:

- GSV Heimdal – Selsbakk. Oppdragsnr.:1350055661, rapportnr. 02. Utarbeidet av Rambøll AS, datert 15.11.2023, [2].

Tidligere er det utført flere grunnundersøkelser, og det foreligger flere data- og vurderingsrapporter i dette området. Alle tidligere- og utførte grunnundersøkelser som er lagt til grunn for geotekniske vurderinger er vist på tegninger V100-V104, og ligger også til grunn for utførte stabilitetsberegninger. I Tabell 2 vises oversikt over disse geotekniske rapportene.

Tabell 2: oversikt over geotekniske rapporter der boringene er lagt inn i stabilitetsberegninger.

Geotekniske rapporter	Utarbeidet av	Dato	Aktuell strekning/P r.nr.
GSV Heimdal – Selsbakk område A og B. Oppdragsnr.:1350055661, rapportnr. 02.	Rambøll AS	15.11.2023	Pr.600-2440.
Bane NOR nye boringer (BN72-BN77) hentet fra datarapport nr.NGT-00-A-10020; «Ny godsterminal Trondheimregion – Heggstadmoen, Dovrebanen»	Multiconsult	27.09.2024	Pr.100-350
R.1742 Bjørndalen VA	Trondheim kommune	17.10.2018	Pr.300-650
R.1697 Sisikveien – Bjørndalen, VA	Trondheim kommune	12.01.2017	Pr.720-890
Kvikkleiresoner Trondheim. Rosten, Kolstad og Saupstad. Dokumentnr.:20120099-01-R. Rev.nr./rev.dato:1,16.12.2015	NGI	07.04.2014	Pr.1400-2435.
R.1507 Bjørndalen. Ny gang- og sykkelveg. Grunnundersøkelser. Datarapport	Trondheim kommune	24.10.2011	Pr 1020-1180
R.1020 Bjørndalen. Grunnundersøkelser. Datarapport	Trondheim kommune	24.10.1997	Pr. 580-730
R.741-4 Bjørndalen – grunnundersøkelser - datarapport	Trondheim kommune	24.24.1992	Pr 1770-1840
R.741-3 Bjørndalen. Grunnundersøkelser geoteknisk vurdering	Trondheim kommune	25.06.1991	Pr. 1980-2400
R.741-5 Bjørndalen v/Nyveilia. Grunnundersøkelser - datarapport	Trondheim kommune	15.07.1993	Pr.2290-2400
R.0643-2 John Aaes vei – Forlengelse vestover ned til Bjørndalen. Grunnundersøkelser. Geoteknisk vurdering	Trondheim kommune	16.08.1990	Pr 1020-1180

R.0643-2 John Aaes vei. Forlengelse vestover ned til Bjørndalen. Grunnundersøkelser. Geoteknisk vurdering	Trondheim kommune	16.08.1990	Pr. 580-730
---	-------------------	------------	-------------

2.2 Befaring

Det er utført flere befaringer av geoteknikere i tiltaksområdet, med fokus på Dovrebanen, bebyggelse i vest og terrengformasjoner lenger vest og nede i dalen, samt vurdering av erosjon langs bekkesystemet i området. Befaringer er utført ifm. planlegging og gjennomføring av geotekniske grunnundersøkelser i 2022 og 2023.

For særlig vurdering av erosjon er det utført nylige befaringer i august 2024, detaljer kommer i kap. 9.

2.3 Grunnforhold

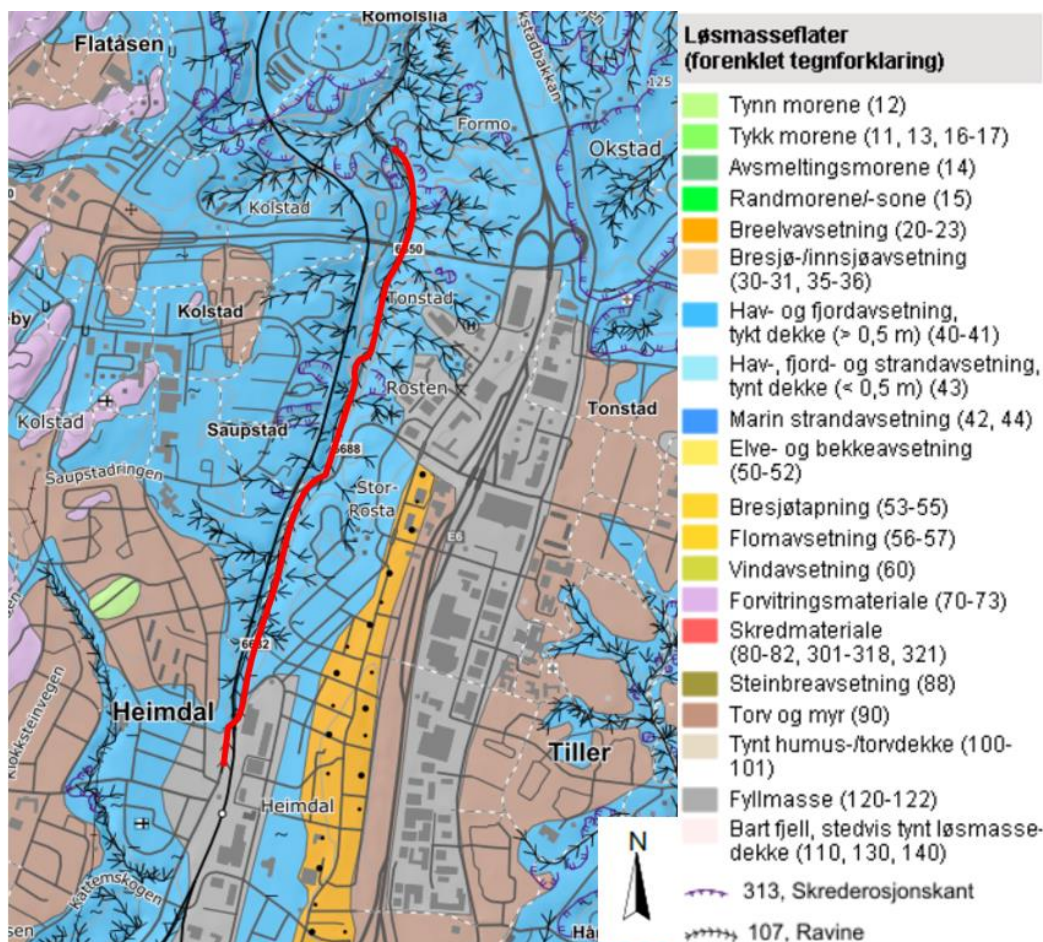
2.3.1 NGUs løsmassekart og grunnforhold

Hovedsakelig ligger hele tiltaket innenfor et område med marine avsetninger, tykt dekke. Helt i sør over en kort strekning, er det et område med fyllmasser. Se Figur 5.

Generelt tyder utførte grunnundersøkelser på at løsmassene i Bjørndalen (i dalsidene og i dalbunnen) i hovedsak består av mektige lag marin siltig leire. Det er topplag av tørrskorpeleire og stedvis enkelte lag av grovere løsmasser (sand) med noen meters tykkelse. Tynne silt/sandlag forekommer stedvis i ellers mektige leirlag. Leirmassene er mange steder relativt faste og lite sensitive. I enkelte dybder og posisjoner er leira mer sensitiv og klassifiserer som kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Dybden til fjell er generelt stor og ukjent, men enkelte steder er fjell påtruffet relativt grunt under dalbunnen og i dalsidene (særlig i nordre del på vestsiden av dalen).

Mer detaljert beskrivelse av grunnforhold vil bli presentert for hver enkelt deltsterkning i senere kapitler.



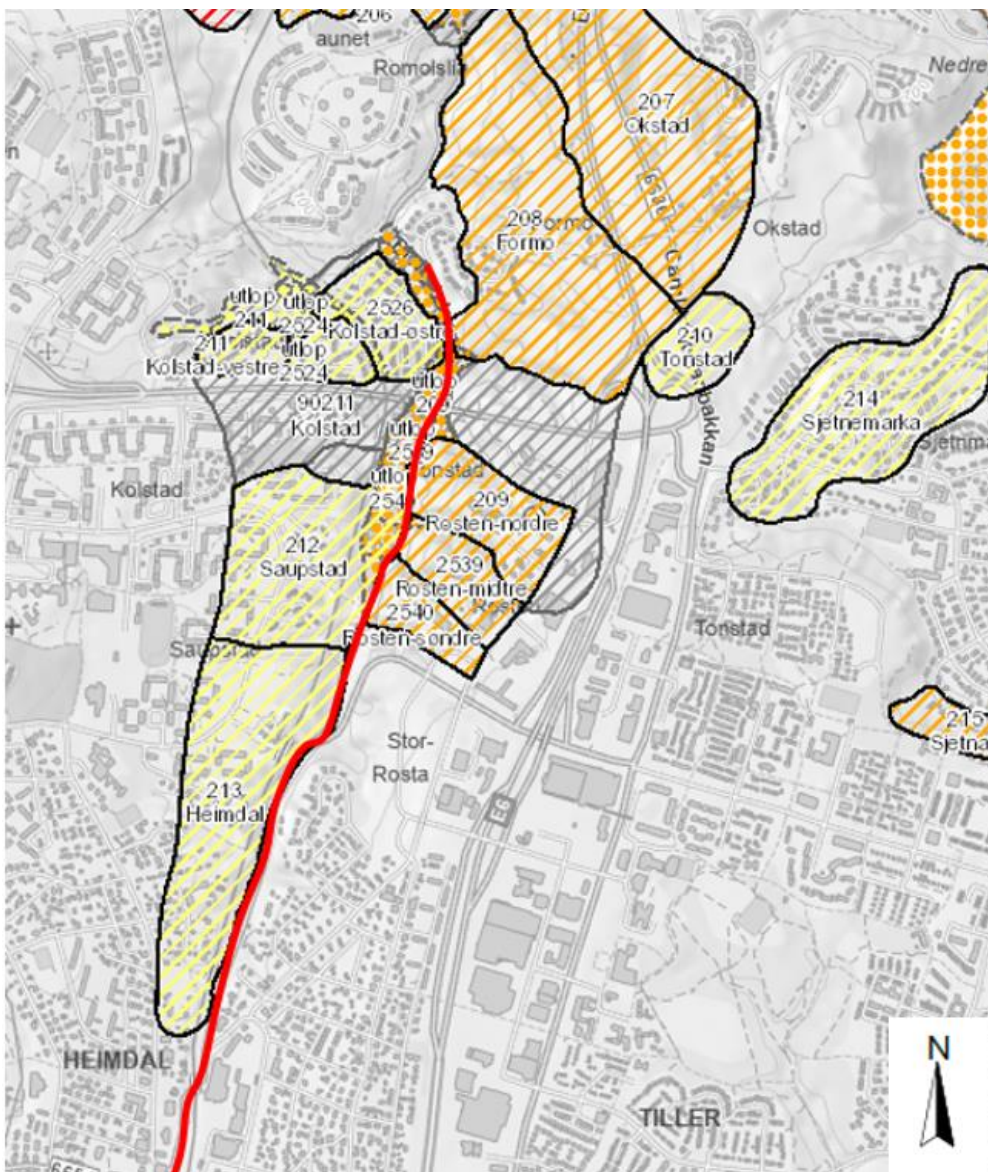
Figur 5: NGUs løsmassekart, GSV Heimdal – Okstadøy er vist med rød linje. Klide: [Løsmasser \(ngu.no\)](https://www.ngu.no)

2.3.2 Kvikkleire

Tiltaket ligger i et område som er kjent med flere kvikkleiresoner, til dels på begge sider av dalen. I dalen er det flere utløpssoner for flere kvikkleiresoner. Kvikkleiresoner i området er vist i Figur 6.

I utførte grunnundersøkelser for dette prosjektet er det påvist sprøbruddmateriale i område A i boring A9 og A10, hhv. fra 15-16 og 9-10 meter dybde. For området B er sprøbruddmateriale påvist i boringene B1, B2, B11 og B16 på ulike nivåer. Det er påvist kvikkleire i boring B1 i prøver fra 11-12 m og 14-15 m under terrenget. Det kan også være kvikkleire eller sprøbruddmateriale i andre posisjoner eller andre dybder, som ikke er påvist.

I tidligere utførte grunnundersøkelser er det påvist kvikkleire og sprøbruddmateriale. Mer detaljer om grunnforhold og kvikkleire for hver enkelt strekning blir presentert i senere kapitler.



Figur 6: Kvikkleiresoner i tiltaksområdet, GSV Heimdalen – Okstadøy er vist med rød linje. Kilde: atlas.nve.no.

3 Prosjekteringsforutsetninger

Geotekniske prosjekteringsforutsetninger er presentert i detaljer i et separat notat, det henvises til dette dokumentet; 52207550-RIG-04: «Hovedsykkelveg langs fv 6682 Heimdal - Okstadøy. Prosjekteringsforutsetninger i detaljreguleringsfasen, rev. D03». Se vedlegg B.

Kort oppsummert prosjekteringsforutsetninger, krav til sikkerhetsfaktor og krav til utvidet kontroll er vist i følgende tabeller Tabell 3, Tabell 4, Tabell 5, Tabell 6 og Tabell 7:

Tabell 3: Valg av konsekvensklasse / pålitelighetsklasse.

Vegprofil	CC/RC	Forklaring/beskrivelse av tiltak
0-1200	3	Nært jernbanebro ved Heimdal, oppfylling av dal (med ny bilveg og nytt kryss) fra ca. profil 800-1150, ellers små skjæringer. Noe omfordeling av masse langs jernbanen i sør. Flere forhold tilsier CC3 for denne delstrekningen. ÅDT på bilveg er høy (> 8000) og tiltaket ligger for det meste (frem til profil 1100) mindre enn 30 meter fra jernbanen. Grunnforholdene er greie med lite påtruffet sprøbruddmateriale. Generelt er topplaget langs dalen fast og utførte grunnundersøkelser tyder ikke på bløte/sensitive masser under topplaget.
1200-2200	2	Oppfylling av dal, ny bilveg (ÅDT < 8000), utretting av bilveg, heving av bekkeløp, ingen store terrenginngrep.
2200-2430	2	Kun sykkelveg med fortau (heves lokalt), flytting av kulvert, begrensede inngrep i skråning mot Nyveilia, ingen store terrenginngrep.

Tabell 4: Valg av geoteknisk kategori, krav til PKK, UKK, tiltaksklasse og tiltakskategori samt krav til sikkerhet og tiltaksklasse.

Vegprofil	CC/R C	Geoteknisk kategori	Krav til PKK*	Krav til UKK*	Tiltaksklasse*	Tiltakskategori** Iht. NVE 1/2019	Krav til NVE 1/2019 for K1
0-1200	3	2	PKK3	UKK3	3	K1	Ikke forverring
1200-2200	2	2	PKK2	UKK2	2	K1	Ikke forverring
2200-2430	2	2	PKK2	UKK2	2	K1	Ikke forverring

*styrt av CC/RC

**gjelder for sykkelveg med fortau. Gjelder også for bilveg forutsatt godkjent fravikssøknad (denne foreligger). Gjelder også VA-traseer og konstruksjoner som bussholdeplasser. Andre konstruksjoner som vil få høyere tiltakskategori enn K1, håndteres dette på samme måte som for bilveg (dette inngår i samme fravikssøknad, der disse etableres langs vegene).

Krav til sikkerhetsfaktor for effektiv- og totalspenningsanalyse er vist generelt i Tabell 5 og Tabell 6. Bestemmelse av krav til sikkerhetsfaktor er avhengig av bruddmekanisme, som varierer langs vegprofil. Derfor vises kravet til sikkerhetsfaktor med tilhørende stabilitetsberegninger i hvert enkelt profil i kapittel 5.2.

Tabell 5: Krav til sikkerhetsfaktor for effektivspenningsanalyse.

Vegprofil	CC/ RC	Krav til lokalstabilitet iht. N200 og BN TRV		
		Seigt	Nøytralt	sprøtt
0-1200	3	1,4	1,5	1,6
1200-2200	2	1,3	1,4	1,5
2200-2430	2	1,3	1,4	1,5

Tabell 6: Krav til sikkerhetsfaktor for totalspenningsanalyse.

Vegprofil	CC/ RC	Krav til lokalstabilitet iht. N200 og BN TRV		
		Seigt	Nøytralt	sprøtt
0-1200	3	1,4	1,5	1,6
1200-2200	2	1,4	1,4	1,5
2200-2430	2	1,4	1,4	1,5

Når det gjelder krav til utvidet kontroll, så blir dette gjeldende for hele vegstrekningen. For vegprofil 0-1200 skal det utføres utvidet kontroll uansett om kravet til sikkerhetsfaktor er oppfylt eller ikke, siden tiltaket langs den strekningen har kontrollklasse 3. For øvrige skal tiltaket også til utvidet kontroll, grunnet er at krav til absolutt sikkerhetsfaktor for lokalstabilitet delvis ikke er oppfylt, se Tabell 7.

Tabell 7: Kort oppsummert om krav til utvidet kontroll, dette gjelder hele tiltaket.

Vegprofil	CC/ RC	PKK	Er krav til ym oppfylt?	krav til utvidet kontroll
0-1200	3	PKK3	Nei - delvis ikke oppfylt	JA*
1200-2200	2	PKK2	Nei - delvis ikke oppfylt	JA
2200-2430	2	PKK2	Nei - delvis ikke oppfylt	JA

*gjelder uansett om kravet er oppfylt eller ikke, der den har kontrollklasse i PKK3.

4 Geotekniske materialparametere

Det er utført flere grunnundersøkelser med stor mengde trykksonderinger (CPTU) og spesialforsøk; treaksial- og ødometerforsøk. Det er gjort en grundig tolkning av alle ødometerforsøk og tilsvarende for CPTU-er, for å lage en overordnet tolkning som kan legges til grunn for felles valg av materialparametere. Det er gjort en sammenstilt tolkning av skjærstyrke basert på kotenivå for hvert område. For detaljer og tolkning av grunnundersøkelsesdata, se vedlegg A;52207550-RIG-05. Nevnte notat (vedlegg A) gjelder for hele vegprosjekt; Hemidal – Selsbakk. Det vil si områdene A, B, C og D.

For kvalitetsvurdering av utførte grunnundersøkelser henvises det til kap. 4 – notat i vedlegg A.

Generelt er det utført beregninger for total- og effektivspenningsanalyse, i følgende kapittel presenteres materialparametere anvendt i stabilitetsberegninger.

4.1 Totalspenningsanalyse (udrenert analyse)

4.1.1 Valg av skjærstyrke

Det er vurdert å ha felles skjærstyrke basert på kotenivå, men dette er vurdert urealistisk ut fra variasjoner i tolket C_u . Dette fordi tiltaket strekker seg over ca. 2400 m, og beregningsmessig kan denne antagelsen enten gi underestimert (konservative), eller overestimerte resultater. Norconsult har valgt å legge vekt på aktuelle CPTU-ene langs de gjeldende beregningsprofilene eller fra områder i nærheten, og å ha et felles skjærstyrkeprofil for område A og B. Felles skjærstyrkeprofil benyttes der det ikke eksisterer CPTU i aktuelle beregningsprofil, og tolkes konservativt ut til tilgjengelige tolkninger. Andre skjærstyrkeprofiler er i enkelte tilfeller valgt ut fra hvilke posisjoner som ligger nærmest det aktuelle beregningsnittet. Valg av aktuelle CPTU-er blir nevnt / presentert for hver enkelt delstrekning i de aktuelle beregningsprofilene.

4.1.2 ADP – anisotropiforhold

Benyttet ADP-faktorer i stabilitetsberegninger er basert på anbefalinger fra NIFS rapport 14/2014 [3], vist i Figur 7, der det legges vekt på målt plastisitetsindeks, for detaljer se kapittel 8.6 i vedlegg A. Valgte verdier for område A og B er basert på IP målt fra laboratorieforsøkene på opptatte prøver. Ut fra IP er anisotropifaktorer beregnet og et gjennomsnittstall lagt inn i beregninger, som følgende:

$$C_{uD}/C_{uC}=0,64$$

$$C_{uE}/C_{uC}=0,36$$

I_p	c_{uD}/c_{uC}	c_{uE}/c_{uC}
$I_p \leq 10 \%$	0,63	0,35
$I_p > 10 \%$	$0,63+0,00425*(I_p-10)$	$0,35+0,00375*(I_p-10)$

Tabell 1: Omforent anbefaling av anisotropifaktorer (ADP – faktorer).

OBS: I_p er i % i formlene.

Figur 7: Uttlipp viser tabell 1 fra NIFS rapport 14.

4.2 Effektivspenningsanalyse (drenert analyse)

I hovedsak er det lagt til grunn utførte treaksialforsøk for tolkning av attraksjon og friksjonsvinkel. I tillegg er det benyttet erfaringsparametere fra Statens vegvesens håndbok V220 [4]. Det er vurdert at topplag (tørreskorpeleire) ikke vil ha lavere styrke enn underliggende leirmasser, derfor har topplaget lik friksjonsvinkel som leiren under. For tolkning av treaksialforsøkene, valg av tyngdetetthet og bestemmelse av materialparametere i drenert analyse henvises det til notat RIG05 i vedlegg A. Valgte materialparametere er vist i Tabell 8.

Tabell 8: Lagdeling og materialparametere i stabilitetsberegninger

Løsmasse	Tyngdetetthet γ [kN/m ³] mettet	Tyngdetetthet γ [kN/m ³] umettet	Friksjonsvinkel ϕ [°]	Attraksjon a [kPa]
Sprengsteinfylling	19	11	42	5
Topplag/tørreskorpe	20	10	31	0
Leire, siltig	20	10	31	5
Friksjonsmasse/faste lag	19	9	33	5
Morene	19	9	36	0-20

4.3 Grunnvann og poretrykksforhold

Det er installert flere elektriske poretrykksmålinger, i tillegg til tidligere installerte piezometere i området. Disse er lagt til grunn for antatt grunnvannstand i stabilitetsberegninger. Hovedsakelig er det antatt hydrostatisk poretrykk med dybden, selv om det er registrert poreundertrykk i noen få målinger, noe som kan gi konservative resultater. Dette er modellert som grunnvannsnivå i stabilitetsberegninger. I noen få tilfeller er det registrert poreovertrykk, og dette er modellert som poretrykksprofil i stabilitetsberegninger. I enkelte skråninger er det svakt underhydrostatisk poretrykksfordeling i øvre del og svakt overhydrostatisk- i nedre del. I slike tilfeller er dette forenklet modellert som grunnvannsnivå med hydrostatisk poretrykksfordeling. For mer detaljer om grunnvann og poretrykk henvises det til kap. 6 – notat i vedlegg A.

5 Stabilitetsberegninger og geotekniske vurderinger

5.1 Generelt

Stabilitetsberegninger er utført med beregningsprogrammet GeoSuite Stability, versjon 22.0.3.0. GeoSuite Stability baserer seg på en 2-dimensjonal likevektsbetraktning i bruddgrensetilstand etter metoden «Limit equilibrium method» (LEM). Det vil si at antatt brudd skjer i «Plan» tilstand som har uendelig bredde og dermed 3D-effekt ikke er hensyntatt i beregninger. Bruk av 3D-effekter i beregninger er bare benyttet i enkelte midlertidige situasjoner (anleggsfase), hvor det er lagt til grunn forsiktig bruk av sidefriksjon og den ga begrenset økning av sikkerhet. Der slike effekter er lagt til grunn, er det ikke påvist (eller mistanke om) sprøbruddmateriale i berørt område. Bruken av 3D-effekt er videre omtalt i underkapitler som omhandler de respektive beregningene.

Beregninger er utført med både total- og effektivspenningsanalyse for eksisterendesituasjon, anleggsfase og ferdig situasjon. Anleggsfase (utgraving og evt. motfylling) er vurdert til dels i flere etapper.

Hovedmålet for geotekniske vurderinger og stabilitetsberegninger er å dokumentere «ikke forverring» og/eller forbedring av stabiliteten, med fokus på stabilitetsforbedring langs Dovrebanen.

I dette prosjektet har det, siden september 2023, hele tiden vært geotekniske vurderinger og stabilitetsberegninger for ulike løsninger; 4+2 og 3+2 med ulike utforminger og plasseringer for de to løsningene. Ved å ta hensyn til andre fagsrestriksjoner, som landskap og naturmangfold og med hovedfokus på områdestabilitet, har geoteknikk i tett samarbeid med veg landet på den foreslåtte løsningen i detaljreguleringsfasen. Dette gjelder for løsning 4+2.

Geotekniske vurderinger er utført langs hele strekningen fra 0-2400 m. Kritiske snitt er valgt for stabilitetsberegninger og vurdert for å dokumentere byggbarhet. Ved forverring er det foreslått endring av vegmodell (hovedsakelig ytterligere heving av vegbanen og dermed kutte ut skjæring). Komplette dokumentplan er nå lagt til offentlighøring. Geoteknikk har siden sett behov for noen avbøtende tiltak for å ivareta stabiliteten, med fokus på å unngå forverring eller gi forbedring. Alle geotekniske avbøtende tiltak ligger innenfor vegformål i reguleringsplanforslaget.

I denne versjonen av rapporten J02 er det også lagt til grunn stabilitetsvurderinger ifm. utgraving av foreslåtte VA-traseer. VA-traseer var ikke behandlet i detalj i forrige versjon.

Utførte beregninger viser at kritiske bruddflater vil være tilnærmet sirkulærsylindriske, ettersom udrenert styrke og poretrykk er nokså jevnt økende med dybden og lagdelingen er relativt homogen (ingen tydelige svakere lag som påvirker bruddgeometri). Ut fra dette har Norconsult ikke sett behov for å sjekke stabilitet for andre bruddflategeometrier.

5.2 Krav til sikkerhetsfaktor (partialfaktor)

For dette prosjekter gjelder følgende krav til sikkerhetsfaktor for både lokal- og områdestabilitet:

- 1- Krav til sikkerhetsfaktor (lokalstabilitet) etter Statens vegvesen håndbok N200: absolutte sikkerhetsfaktorer er gitt i Tabell 1.4.2-1 og 1.4.2-2 i håndbok N200 [5]. Valg av sikkerhetsfaktor er avhengig av konsekvensklassen (CC) og av hvorvidt bruddmekanismen er sprø (kontraktant), nøytral eller seig (dilatant). Dette gjelder langs hele strekningen
- 2- Krav til sikkerhetsfaktor (lokalstabilitet) etter Bane NOR TRV: absolutte sikkerhetsfaktorer er gitt i tabeller i Bane NOR TRV:01975 [6]. Valg av sikkerhetsfaktor er avhengig av konsekvensklassen (CC) og av hvorvidt bruddmekanismen er sprø (kontraktant), nøytral eller seig (dilatant). Dette

- gjelder for store deler av tiltaket, der tiltaket vil berøre stabiliteten av jernbane. Det er samme krav til sikkerhetsfaktor som for N200.
- 3- Krav til sikkerhetsfaktor (områdestabilitet) etter NVE kvikkleireveileder 1/2019: tiltaket er anbefalt plassert i tiltakskategori K1, se vedlegg B. Krav til områdestabilitet er gitt i NVE-veileder 1/2019 kapittel 3.3.4 [1]. I praksis blir kravet i dette tilfellet å dokumentere ikke-forverring av stabilitet.
 - 4- Krav til sikkerhetsfaktor (lokalstabilitet) for utgraving i anleggsfase: for midlertidig utgraving ifm. etablering av VA traseer og utgraving for etablering av støttemur, vurderes stabiliteten av graveskrånninger lokalt etter kravet til sikkerhetsfaktor i Eurokode 7 [7]:

$$\gamma_M \geq 1,40 \text{ for totalspenningsanalyse}$$

$$\gamma_M \geq 1,25 \text{ for effektivspenningsanalyse}$$

Basert på det som er nevnt i punktene ovenfor, blir gjeldende krav for lokalstabilitet likt etter både BN TRV og N200. Valg av sikkerhetsfaktor er avhengig av konsekvensklasse (CC) og skredmekanisme. Siden (CC) er varierende langs hele strekningen, og skredmekanismene kan variere mellom beregningssnitt, kan det ikke settes generelle krav til sikkerhetsfaktor for hele prosjektet. Krav til sikkerhetsfaktor blir derfor bestemt og presentert for hver delstrekning (basert på aktuelle beregningssnitt), sammen med beregningsresultater. En kort oppsummering om krav til sikkerhetsfaktor er vist i kapittel 3.

Siden bussholdeplasser og støttemurer ligger langs GSV eller bilveg, vil krav til sikkerhetsfaktor bussholdeplasser og støttemurer være tilsvarende det som gjelder for prosjektet ellers. Dette gjelder også valg av konsekvensklasse CC.

Som nevnt i kap. 5.3-vedlegg B, er det utfordrende å dokumentere absolutte stabilitetskrav for lokalstabilitet langs dalen (fravik). Derfor legges det krav til utvidet kontroll på prosjektering iht. N200 Krav 1.4.4-1_1. Norconsult tolker dette kravet slik at utvidet kontroll i slike tilfeller er en faglig kontroll tilsvarende kontroll av prosjektering i klasse 3 (PKK3). Dette gjelder hele tiltaket, inkludert støttemurer og konstruksjoner, der absolutt krav ikke kan oppfylles. Argumentasjon for å akseptere avvik er at tiltaket i sin helhet i ferdig situasjon vil få forbedret stabilitet både lokalt og globalt. Det betinger da ingen forverring av dagens stabilitet. I de tilfeller hvor det kan bli forverring i utgravingsfase, er dette forsøkt unngått/begrenset til et akseptabelt minimum, med noen forslåtte stabiliserende tiltak. Flere detaljer om dette kommer i senere kapitler.

Når det gjelder krav til sikkerhet for områdestabilitet iht. NVE veileder for K1 tiltak - «ikke forverring», så har dette vært et prinsipielt og viktig tema for utforming/prosjektering av veg. Vegene skal heves langs store deler av dalen, for å oppnå forbedring og unngå forverring. Deler av strekningen som ligger nær jernbanelinje er hevet mer enn til å kun dokumentere «ikke forverring», da er gjeldende prinsipp «forbedring».

5.3 Laster i beregninger

I stabilitetsberegninger er det benyttet dimensjonerende laster for tog-, trafikklast og bygninger. Slike laster er kun benyttet i ugunstige situasjoner, da de ikke skal regnes med i situasjoner hvor lasten virker positivt. Bygningslaster varierer avhengig av om bygget (ofte hus) er fundamentert med kjeller eller uten kjeller. detaljer om bygningslaster blir presentert i aktuelle beregningssnitt.

Trafikklasten beskrives i kommende delkapitler:

5.3.1 Toglast

Basert på lastmodell 71 fra TRV [6] skal karakteristisk linjelast langs sporet tilsvarende 110 kN/m benyttes. Dette gir en jevnt fordelt last på 44 kPa når man fordeler den over svillbredden som er 2,5 m. Alfa faktor fra TRV settes lik 1. Lastfaktor 1,3 er valgt iht. EU-1990 [8], noe som gir:

$$\text{Toglast (dimensjonerende)} = 44 \text{ kPa} \times 1 \times 1,3 = 57,2 \text{ kPa}$$

5.3.2 Trafikklast

Etter krav 1.4.5 – 1 i N200 [5] fra Statens Vegvesen benyttes karakteristisk trafikklast på 15 kPa for lokal veg. Med partialfaktor for trafikklast lik 1,3 iht. N200 [5], gir dette:

$$\text{Trafikklast (dimensjonerende)} = 15 \text{ kPa} \times 1,3 = 19,5 \text{ kPa}$$

5.4 Geotekniske vurderinger og beregninger pr. (÷50) - 2440

Dagens gang- og sykkelveg utvides til sykkelveg med fortau. Nærmest Heimdal og litt forbi jernbanebrua (pr. ÷50 – 130) er bredden 5 meter (3 meter sykkelveg og 2 meter fortau + 0,25 meter vegskuldre). Fra pr. 140-2440 er bredden 6 meter (4 meter sykkelveg og 2 meter fortau + 0,25 meter vegskuldre). Fylkesvegen (fv) blir løftet store deler langs Bjørndalen.

I dette delkapittel presenteres geotekniske vurderinger profil for profil langs hele strekningen på følgende måten:

- Beskrive tiltak (vegernes utforming, VA-traseer og evt. andre tiltak).
- Velge et representativ kritisk snitt og beskrive grunnforhold langs aktuelle representative beregningssnitt, samt valg av skjærstyrke og poretrykksmålninger.
- Påvirkning av tiltak på stabiliteten, særlig mot jernbanelinje, og evt. andre hensyn.
- Ved behov (langs kritiske snitt), presenteres stabilitetsberegninger med resultater.
- Basert på vurderinger/beregningsresultat vurderes mulige løsninger (avbøtende tiltak) og evt. konsekvenser.

5.4.1 Profil (÷50) – 80

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau, ny bilveg (fv) og opp til 2 m støttemur for skjæring ifm. sykkelveg i vest. Det er ingen VA-anlegg i den delstrekningen.

Fra profil (-50) til 80 er terrenget relativt flatt med små høydeforskjeller (skråningshøyde inntil ca. 7 m). Ny sykkel- og bilveg ligger på tilnærmet samme nivå som i dagens situasjon, eller er hevet opp mot 0,5 m over dagens nivå. Mellom profil 50 – 80 planlegges veiutvidelse med beskjedne skjæringer og det etableres støttemurer med høyde 2 m.

Det vurderes at skjæringer for etablering av støttemur er lokale og at de kun berører lokale terrengutstikkinger, ellers er terrenget lenger bak flatt. Skjæringer ligger mot vest på motsatt side av jernbanelinje (JBL). Noen beskjedne skjæringer for bilveg utvidelse mot JBL, vurderes å være neglisjerbare.

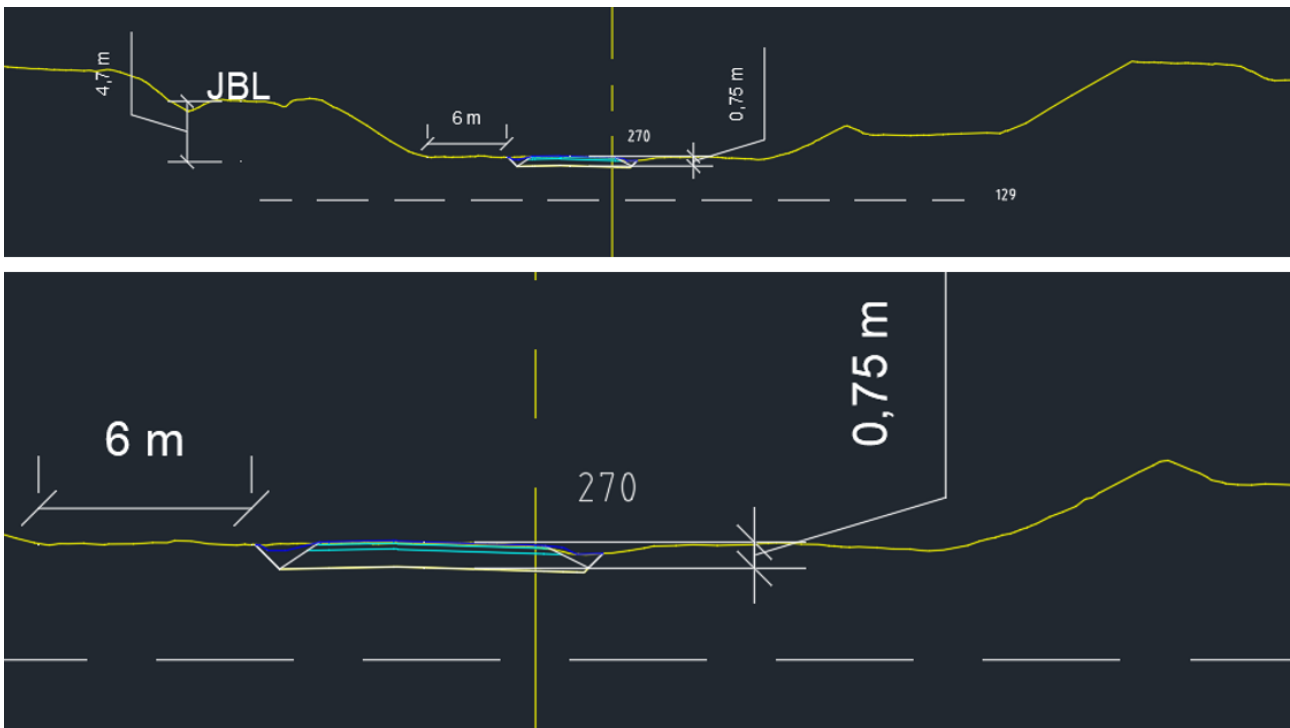
Det er tidligere utført beregninger i dette området, som er brukt for å vurdere inngrepet mot JBL. Beregnet sikkerhetsfaktor for anleggsfase i et representativ snitt viser sikkerhetsfaktor $SF \geq 1,50$ for både total- og effektivspenningsanalyse, se Figur 8. Dette vurderes at en marginal forverring i anleggsfase er mulig å akseptere.

Tiltaket medfører evt. marginal forverring eller ikke forverring av stabiliteten i anleggsfase og forbedring i ferdig bygd situasjon.

5.4.3 profil 140 – 420

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau, samt etableringa av bussholdeplass Kvenild (omtales i delkapittel 6.3). Ny veg ligger på tilnærmet samme nivå som i dagens situasjon - men har større bredde, som gjør at deler av vegen blir etablert på fylling over dagens nivå. Tiltaket medfører forbedring av stabiliteten, eller «ikke-forverring» i ferdig bygd situasjon.

I anleggsfasen vil utgraving for veioverbygning medføre skjæring i det flate partiet i dette området. Utgraving vurderes å være beskjeden, der denne er begrenset til mindre enn 1 m og foregår i det flate partiet lenger unna (JBL) og skråningstopp. Skråningshøyde er også relativt beskjeden (5-7) m, se Figur 9. Dagens stabilitet er trolig høy nok til at marginal¹ forverring kan være akseptabel. I byggeplanfase kan dette vurderes, og hvis det blir forverring skal arbeidet utføres seksjonsvis for å ivareta stabiliteten.



Figur 9: Et eksempel som viser ny veg og dagens terreng i denne del strekningen, pr.270.

Ved profil 330 er det en situasjon hvor det er behov for ganske stor skjæring for å etablere ny sykkelveg. Dette snittet er valgt som et kritisk snitt for å gjøre stabilitetsberegninger og vurdere stabiliteten, og er representativ for delstrekning pr. 320-340. Detaljer presenteres i følgende delkapittel (5.4.4 profil 330).

5.4.4 Profil 330 (representerer pr. 320-340)

5.4.4.1 Beskrivelse av tiltak

For delstrekning pr.320-340 ligger ny sykkelveg på tilnærmet samme nivå som i dagens situasjon. Det skal graves for ny vegoverbygning, noe som medfører utgraving i bunn av dalen. Ved profil 330 stikker en liten rygg ut i terrenget, som vist på Figur 10. Her blir terrenngrepet større enn ellers langs strekningen, og

¹ Med «marginal» forverring menes det at selv om stabiliteten blir forverret, er sikkerhetsfaktor lik/over 1,4-1,5.

vegutvidelsen medfører permanent skjæring ca. 15 m langs traséen. I naboprofil 320 og 340 er terrenget slakere og permanent skjæring unngås. Det er mulig å omfordele masser for å forbedre stabiliteten i naboprofilene. Dette vil være gunstig også for profil 330.



Figur 10: Profil 330, figuren nederst viser utsnitt fra Google maps street view..

5.4.4.2 Terreng og grunnforhold i området

Ved profil 330 er skråningshøyde 6-7 m på begge sider (økende nordover). Grunnundersøkelsene i området viser i hovedsak et topplag av tørrskorpeleire over blandings-/fyllmasser med varierende mektighet over siltig leire. I borpunkt 1742-3 i dalbunn ved ca. profil 350, se tegning V101, er det påvist sprøbruddmateriale i én prøve på ca. 2-3 m dybde. Øvrige prøver på strekningen viser ikke sprøbruddmateriale. Boring BH-54 vest for Dovrebanen indikerer mulig sprøbruddmateriale ved redusert motstand med dybden. Sprøbruddmateriale kan derfor ikke utelukkes, men forekommer eventuelt sannsynligvis lokalt, i mindre omfang/utstrekning. Ettersom sprøbruddeleire og ikke-sprøbruddeleire i dette tilfellet behandles likt ved stabilitetsberegninger, og inngrepet ned i dalen er begrenset til øverste 1 m, er det ikke lagt vekt på å bestemme skillet mellom sprøbruddeleire og annen leire i profilet.

5.4.4.3 Stabilitetsberegninger

Skjærstyrke: For udrenert skjærstyrke av leirelaget er det valgt å benytte samlet CPTU-tolkning for delområde A fra vedlegg A. Øvrige styrkeparametre fra vedlegg A er benyttet.

Poretrykk og grunnvannstand: Generelt viser poretrykksmålerne noe overhydrostatisk trykkfordeling i bunn av dalen og hydrostatisk eller underhydrostatisk fordeling i og ved toppen av sideskråningene (vedlegg A). Siden det ikke er noen poretrykksmålere på denne strekningen, benyttes hydrostatisk trykkfordeling.

Beregningsresultat: Det er gjort stabilitetsberegninger av kritisk profil 330. Resultatene er oppsummert i Tabell 9 og på tegning V201-203. Beregningene viser i hovedsak god sikkerhet, i de fleste glidesirkler er sikkerhetsfaktor over 1,5 etter forverring. I anleggsfasen anbefales utgraving utført seksjonsvis, i seksjoner på maksimalt 6,0 m. På strekningen pr. 320-340 gjøres utgraving med helning 1:2. Det må avlastes 1,0 m på toppen av skråningen i profil 330, hvor det er forutsatt graveskråning 1:2 eller slakere. Det må avlastes 1,0 m på toppen av skråningen og utgravingen anbefales utført seksjonsvis i seksjoner på maksimalt 6,0 m. I ferdig situasjon reetableres skråningen til helning 1:1,5 med sprengstein.

Tiltaket medfører evt. litt forverring eller ikke forverring av stabiliteten i anleggsfase og litt forverring eller forbedring i ferdig bygd situasjon.

Tabell 9: Beregningsresultat profil 330.

Profil 330		Krav til F	Faser			Forbedring/forverring	
Type	Navn	«Nøytralt»	Eksisterende	Anlegg	Ferdig	% fra eksis. til anlegg	% fra eksis. til ferdig
Lokal	DR1	1,5	3,16	1,58*	Ikke aktuelt**		
Semi-lokal	DR2	1,5/ ikke forverring	2,41*	1,94	2,34	-20%	-3%
Semi-lokal	DR3	1,5	1,99		1,69*		-15%
Lokal	DR4	1,5	1,32	Ikke aktuelt**	Ikke aktuelt**		
Lokal	DR5	1,5	2,04		1,51*		
Semi-lokal	UD1	1,5/ ikke forverring	1,77*	1,73	1,90	-2%	7%
Semi-lokal	UD2	1,5/ ikke forverring	2,90	1,51*	Ikke aktuelt**		

*kritisk fase

**lokalt at den er forsvant i utgravde masser, se tegning V202.

5.4.5 Profil 430 – 1090

Profil 430 – 740 tiltaket omfatter kun ny sykkelveg med fortau, planlagt løftet 1- 2,5 m over eksisterende veg.

Profil 750 – 910 tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau, planlagt løftet opp til 3 m over eksisterende veg og nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 2-4 m under dagens terreng).

Profil 920 – 1090 tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny bilveg (fv), begge veger er planlagt løftet opp til 3 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er –3-4 m under dagens terreng). I tillegg blir nye bussholdeplass etablert (Rosten, omtales i 6.3).

Tiltaket omfatter hovedsakelig løfting av dalen (både sykkelveg med fortau og fv) 1-3 m over eksisterende nivå. Heimdalsbakken går delvis i denne strekningen mellom sykkelveg og fv, samt at i noen strekninger er det trangt mellom sykkelveg og fv, noe som gir begrensning for vegutvidelse. For å unngå skjæring i vest og for å ha nok plass til vegutvidelse blir sykkelveg delvis etablert på støttemur mot bekken eller mot fv, med varierende høyde 1-3 m.

Store deler av tiltaket; sykkelveg uten støttemur og løfting av fv, medfører ingen inngrep i skråningene. Dette vil forbedre stabilitet i alle faser.

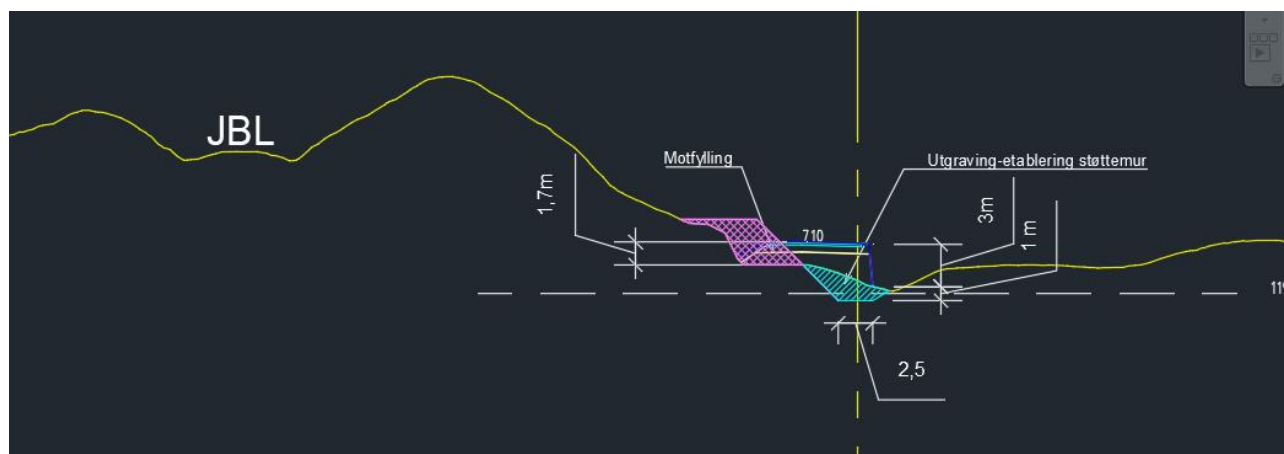
For tiltaket, inkludert etablering av støttemur (uten VA-anlegg), må dette utføres i følgende rekkefølge for å oppnå «ikke forverring» eller evt. forbedring i anleggsfase, se Figur 11:

1. Legg motfylling i skråningsfot eller etablere sykkelveg delvis kombinert med motfylling
2. Utgraving for fundamentering av støttemur fulgt opp med bygging av støttemur og ordning av erosjonssikring av bekken
3. Fylle tilbake bak muren, fjerne motfylling og etablere ferdig sykkelveg
4. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner
5. Omlegging/lukking av bekk er mulig, ved behov, i anleggsfase for å ivareta stabilitet

Etablering av VA-ledninger omfatter utgraving 2-4 m under dagens terreng i bunnen av dalen, noe som vil påvirke stabiliteten negativt (gir forverring av dagens stabilitet). Påvirkningen går enten mot vest eller øst eller begge sider. For å oppnå «ikke forverring» eller evt. forbedring i anleggsfase, må arbeidet i anleggsfase utføres i følgende rekkefølge:

1. Legge motfylling på begge sider av VA-grøft - mot skråningsfot. Mot vest kan det være mulig evt. å etablere sykkelveg komplett eller delvis, den skal fungere som motfylling. Dette bestemmes etter hvor god avstand man har mellom sykkelveg og VA-grøft
2. Utgraving for VA-grøft og ferdigstilling av rørlegging
3. Fylle grøfter tilbake og etablere støttemur der det er aktuelt
4. Fylle tilbake bak muren, fjerne motfylling og etablere ferdig sykkelveg og fv
5. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftekasse
6. Omlegging/lukking av bekk er mulig, ved behov, i anleggsfase for å ivareta stabilitet

I ferdig situasjon blir stabiliteten mot JBL i vest og i sin helhetlige vurdering langs dalen godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet.



Figur 11: Et eksempel som viser ny veg planlagt med støttemur mot bekken. Skisse viser anleggsmessig gjennomføring av tiltaket, pr. 710.

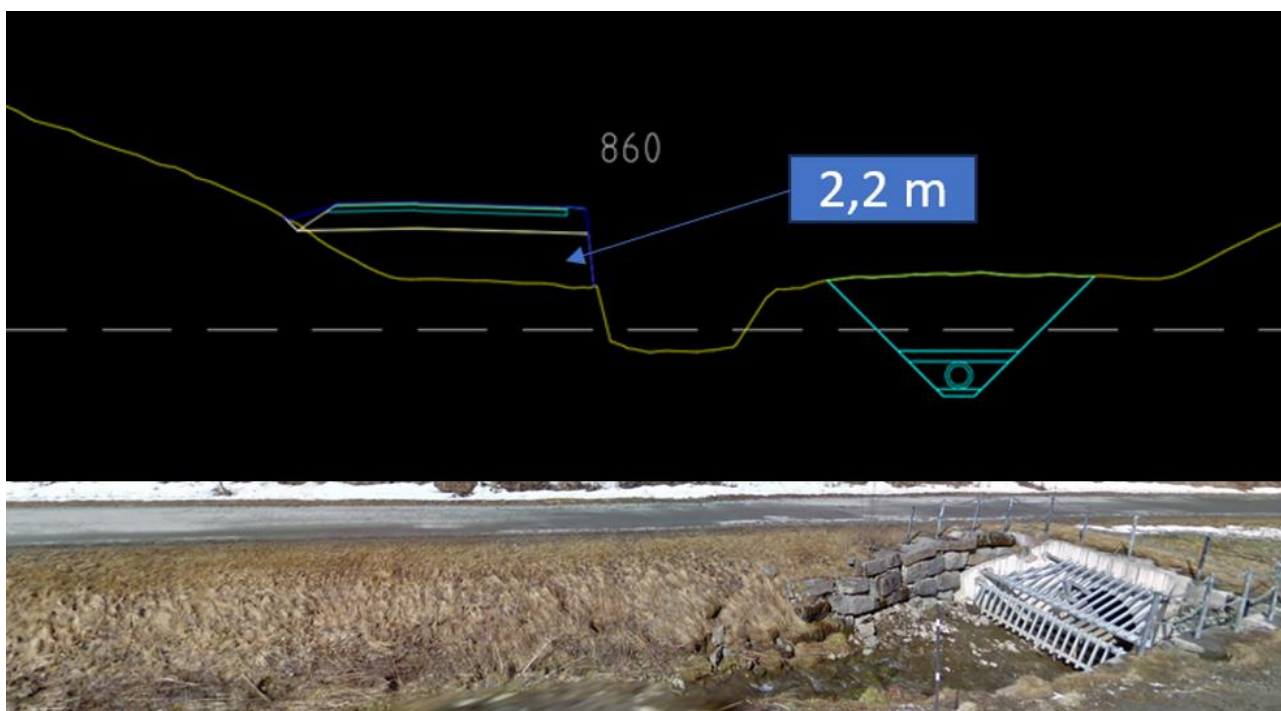
I noen trange/bratte partier langs dalen, kan det oppstå en situasjon der det er ikke er mulig å legge motfylling som midlertidig stabiliserende tiltak. Det er valgt et kritisk snitt for å gjøre stabilitetsberegninger og vurdere slike tilfeller. Profil 860 er valgt som kritisk snitt, der det er trangt i vest mot en eksisterende tørrmur

(denne støtter opp terrenget inn mot innløpet til kulverten). Det er også for trangt til å kunne legge motfylling i øst, for etablering av VA. Detaljer presenteres i følgende delkapittel (5.4.6 profil 860).

5.4.6 Profil 860

5.4.6.1 Beskrivelse av tiltak

For profil 860 omfatter tiltaket ny sykkelveg med fortau og nytt VA-anlegg under fylkesveg, se Figur 12. Inntil 2 meter heving av sykkelveg i ferdig situasjon gir forbedring av stabiliteten i skråning mot vest. Anleggsmessig er dette profilet noe krevende, der tiltak medfører at eksisterende tørrmur mot innløpet til kulverten må fjernes. Det er i tillegg lite plass til utgraving av VA. Det er flere aktuelle tekniske løsninger for å sikre anleggsgjennomføringen, og beregninger er utført for den løsningen som regnes minst inngripende med tanke på graving i fot av skråning.



Figur 12: Planlagt tiltak ved profil 860; ny sykkelveg med fortau (planlagt med heving og støttemur) og ny VA, figuren nederst viser innløpet til lukket bekk, utsnitt fra Google maps street view.

5.4.6.2 Terreng og grunnforhold i området

I profil 860 ligger eksisterende G/S-veg og bilveg adskilt av Heimdalsbekken, som går i rør videre nordover, se tegning V102. Mot vest går skråningen opp fra dagens G/S-veg til Dovrebanen med helning på omtrent 1:2,5. Videre strekker skråningen seg opp til boligfeltet Midteggga, med ca. lik helning, der terrenget flater ut til kt. +136. Mot øst går skråningen opp fra dagens bilveg til et lite innhugg med hus før det fortsetter opp mot boligfelt ved Rosten på kt. +136. Østlig skråning går med gjennomsnittlig helning ca. 1:3,1.

Grunnforhold i vestlig skråning består av tørrskorpeleire over middels fast til fast siltig leire. Videre følger et inneklemt fastere lag med større innslag av sand og silt, over middels fast siltig leire med ukjent dybde ned til berg. Det faste laget forsvinner ned mot bekkedalen der det er tørrskorpe over middels fast siltig leire, som også går opp mot østlig skråning. Det er ikke påvist fastere lag i østlig skråning. I bunnen av dalen er det

påvist sprøbruddmateriale dypt; konusforsøk fra borhull A11 i bunn av dalen viser sprøbruddmateriale ($c_{ur} \leq 1,27$ kPa) i 2 forsøk rundt 16,0 m dybde. Det er også påvist sprøbruddmateriale i konusforsøk tilhørende borhull R.1697-4 og R.1697-3 ved boligfelt oppe på flaten ved Rosten. Plassering av boringene er vist på tegning V102.

Ettersom sprøbruddleire og ikke-sprøbruddleire i dette tilfellet behandles likt ved stabilitetsberegninger, og det ikke er kvikkleire i umiddelbar nærhet av dalbunnen (ligger dypt. 16 m) der tiltaket planlegges, er det ikke lagt vekt på å bestemme skillet mellom sprøbruddleire og annen leire i profilene.

5.4.6.3 Stabilitetsberegninger

Skjærstyrke: For udrenert styrke av leirelaget er det valgt å benytte designprofil fra vedlegg A for delområde A i skråninger, og styrkeprofil fra nærliggende CPTu i borhull A9 i bunn av dalen, se plassering i tegning V102. Øvrige styrkeparametre fra vedlegg A er benyttet.

Poretrykk og grunnvannsstand: I beregninger er det benyttet hydrostatisk poretrykksfordeling under grunnvannstandslinje, med noe overtrykk i bunn av dalen. Grunnvannstandslinje ligger i terreng ved bekk og overtrykkfordeling er basert på målinger i posisjon A9, som antyder 10,8 kPa/m fordeling fra kt. +106. Overtrykksprofilen blir lagt til hydrostatisk fordeling fra grunnvannstandslinje og utgjør ca. 8 % økning for poretrykket i bunn av dalen og ut mot skråninger. Det er benyttet laster for jernbane og bolighus i stabilitetsberegninger.

Beregningsresultater: Det er beregnet stabilitet i 3 faser for vestlig skråning og sykkelveg; eksisterende situasjon, anleggsfase og ferdigsituasjon. Det er søkt etter kritiske sirkler med utgangspunkt i jernbane og topp skråning for å dekke lokal og global stabilitet i vest og tilsvarende med tanke på boliger i øst. Resultater vises i tegninger V204 til V206 og Tabell 10.

I ferdig situasjon forbedres lokal- og områdestabiliteten ved at veggen løftes i bunn av dalen, slik at forbedring av stabilitet oppnås. DR anviser drenert beregning imens UD anviser udrenert beregning.

Det er i hovedsak beregnet stabilitet for tiltak i vestlig skråning og sykkelveg med støttemur mot bekkeinnløp. I tillegg er stabilitet beregnet for VA-utgraving i østlig skråning.

I anleggsfase viser beregninger at det er vanskelig å tilfredsstillende krav til «ikke-forverring» for stabiliteten på begge sider (vest og øst) uten å gjøre stabiliserende tiltak. Dette kan løses med å legge midlertidige motfyllinger på begge sider, seksjonsvis utgraving og bruk av grøftekasse. I tillegg må det følges en riktig rekkefølge på anleggsgjennomføringen for å ivareta stabiliteten. Andre mulige løsninger er å flytte VA-grop mot vest, for å ha litt bedre plass til motfylling eller benytte rørpresing for å unngå utgraving i bunn av østlig skråning. Omlegging/lukking av bekk, er også mulig i anleggsfase ved behov.

I anleggsfasen er følgende anleggsgjennomføring tenkt:

1. Etablere motfylling i vest og i øst
2. Graving for etablering av mur i vest
3. Ved tradisjonell VA-utgraving må tiltak i vest gjøres ferdig før VA-utgraving kan starte - dette for å ivareta stabilitet av vestlig skråning før utgraving i bunn østlig skråning.
4. VA-tiltak i øst.

Et forslag til motfylling for tradisjonell VA-utgraving er vist i tegning V205b.

I ferdigsituasjon etableres tørrmur med dels sprengstein for stabilitet av skråning, og dels lette masser for mindre jordtrykk mot mur. Dette for å øke stabilitet av kritiske sirkler fra jernbane og muliggjøre etablering av tørrmur. Det finnes flere tekniske løsninger for etablering av tørrmur med begrenset plass. Det kan benyttes sprøytebetong, jordarmering og andre tiltak for å øke stivhet av tørrmur. I beregninger er det benyttet materialparametre for lettklinker i lette masser, men andre løsninger som f.eks. Glasopor eller EPS kan også være aktuelle. Materialparameter for lette masser vises i tegning V206.

Tabell 10: Beregningsresultat profil 860. x markerer glidesirkler som ikke er relevant for den aktuelle fasen (påvirkes ikke).

Profil 860		Faser		
Formål	Navn	Eksisterende	Anlegg	Ferdigsituasjon
Stabilitet jernbane	DR1 / UD1	1,45/1,19	1,52/1,19	1,60/1,25
Hele skråningen	DR2 / UD2	1,37/0,92	1,39/0,92	1,42/0,94
Lokal utgraving	DR3 / UD3	x/x	1,26/x	1,72/x
Østlig skråning	DR4 / UD4	1,43/0,95	1,42/0,94	x/x

5.4.7 Profil 1100 – 1180

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny bilveg (fv), begge veger er planlagt løftet opp til 2,5 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg, som planlagt kun i pr. 1100 - 1130 (UK VA-grøft er 3 - 4 m under dagens terreng). I tillegg blir nye bussholdeplass etablert (Rosten, omtales i delkapittel 6.3).

Tiltaket omfatter hovedsakelig løfting av dalen (både sykkelveg med fortau og fv) over eksisterende nivå og beskjedne permanent skjæring mot vest. I noen strekninger er det trangt mellom sykkelveg og fv, noe som gir begrensning for vegutvidelse. For å unngå/ redusere permanent skjæring i vest og for å ha nok plass til vegutvidelse blir sykkelveg delvis etablert på støttemur mot fv, med gjennomsnittlig høyde ca. 1,5 m.

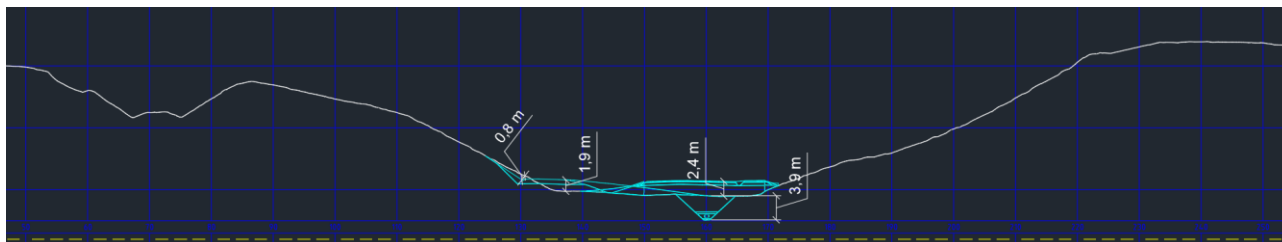
Siden her er det planlagt beskjedne permanente skjæringer i vest, så er det valgt noen kritiske snitt for å vurdere stabiliteten. Profil 1120 og 1140 er valgt som kritiske, der i begge vises permanente skjæringer, og i tillegg er det vurdert utgraving for VA-anlegg ved profil 1120. Detaljer presenteres i følgende delkapitler: 5.4.8 profil 1120 og 5.4.9 profil 1140.

5.4.8 Profil 1120 og 1140

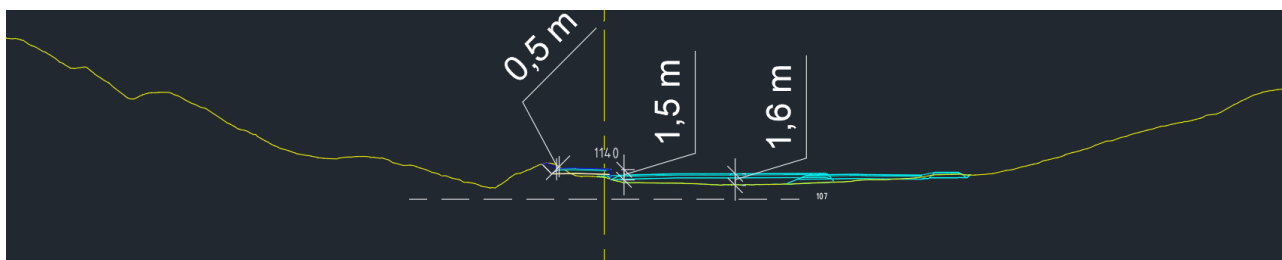
5.4.8.1 Beskrivelse av tiltaket

Profil 1120 er vist på Figur 13. Tiltaket medfører opptil ca. 2,4 m fylling i bunn av dalen. Mot vest er det en beskjeden permanent skjæring i skråningsfot (< 1,0 m). Mot øst ligger VA-traséen tett opptil skråningen.

Profil 1140 er vist på Figur 14. Tiltaket medfører opptil ca. 1,5 m fylling i bunn av dalen. Mot vest er det en beskjeden permanent skjæring i den lokale utstikkeren i skråningsfot (ca. 0,5 m), og sykkelveg etableres med 1,5 m støttemur mot fv. I dette snittet skal det fylles opp til kote +110,5 i lavbrekket vest for vegen, se tegning O102. Dette er foreslått som et ekstra stabiliserende tiltak for å øke dagens stabilitet mot JBL i vest.



Figur 13: Utsnitt fra profil 1120. Tiltaket medfører en beskjeden permanent skjæring mot vest, løfting av sykkel- og bilveg, samt VA - anlegg.



Figur 14: Utsnitt fra profil 1140. Tiltaket medfører en beskjeden permanent skjæring mot vest, løfting av sykkel- og bilveg.

5.4.8.2 Terreng og grunnforhold i området

I dette området er skråningshøyde ca. 17-22 m i vest og brattere opp til skråningshøyde rundt 25 m i øst. Grunnforholdene består av et øvre lag tørrskorpe/fyllmasser over leire. I dybden er det et sand-/gruslag med omtrent 5 m mektighet. Det er ikke påvist sprøbruddmateriale i nærmeste prøveserier.

5.4.8.1 Stabilitetsberegninger

Skjærstyrke: Skjærstyrkeprofil i vest er valgt basert på trykksondring og prøveserie i borpunktene A1 i dalbunn og A3 øverst på plataet i vest. I midten av skråningen er det benyttet samlet CPTU-tolkning fra delområde A (vedlegg A). Samlet CPTU-tolkning er også benyttet for skråningen i øst. Øvrige styrkeparametre fra vedlegg A er benyttet.

Poretrykk og grunnvannstand: Piezometermålinger noe lenger nord, viser at grunnvannsnivået ligger omtrent 4 m under terrengnivå på skråningstopp og grunt i dalbunn. Det forventes noe poreovertrykk, ca. 40% overhydrostatisk, i dalbunn. Ved skråningstopp er det lagt til grunn hydrostatisk vanntrykk, selv om det kan være noe underhydrostatisk trykkfordeling (konservativt).

Beregningsresultat profil 1120: Det er beregnet stabilitet i 3 faser for vestlig skråning og sykkelveg: Eksisterende situasjon, anleggsfase og ferdigsituasjon. Det er søkt etter kritiske sirkler med utgangspunkt i jernbane i vest og topp skråning i øst for å dekke lokal og global stabilitet. Beregningsresultater er vist i Tabell 11 og på tegning V207-209.

Der det er benyttet 3D-effekt Geosuite Stability, er det lagt inn 1/L, hvor L er lengden på mulig utglidning. Den midlertidige utgravingen som vist i profil 1120, følger omtrent 20-30 m langs traséen. Ved seksjonsvis utgraving og etablering av veg, vil forverring unngås/bli neglisjerbar. Det er valgt sidefriksjon på 0,05, og effekten av 3D-effekt begrenses til maksimalt 20% forbedring. Seksjonsvis utgraving gjelder profil nr. 1100-1130. Skjæringen graves ut i maksimalt 10 meter lengde om gangen, og det må derfor arbeides seksjonsvis.

Seksjonslengder og arbeid med tilbakefylling må tilpasses etter dette. Eventuell endring og optimalisering av gravearbeider må behandles i detaljprosjektering.

Beregningene viser at tiltaket i hovedsak medfører «ikke forverring» i anleggsfasene og forbedring i ferdig situasjon. Noen bruddsirkler får litt forverring i anleggsfase (DR2, DR7, UD4). For å ivareta stabiliteten, må utgravingen utføres seksjonsvis.

Én grunn bruddsirkel i drenert analyse får forverring i ferdig situasjon (DR4). I byggeplanfase anbefales det å installere piezometer i vestre skråning, for å få bedre grunnlag for vurdering av grunnvannsstanden her. Grunnvannsnivået har stor påvirkning på beregnet sikkerhetsfaktor i drenert analyse og er konservativt antatt grunt i beregningene. Utforming av motfyllingen må vurderes i detaljprosjekteringen.

Arbeidet i anleggsfase pr. 1100 – 1130 er planlagt gjennomført etter følgende rekkefølge:

1. For profil 1130 der vegen etableres på 1,5 m tørrmur, må det etableres en motfylling i skråning vest før utgraving for fundamentering av tørrmur. Etterpå etableres tørrmur. Omfanget av motfyllingen bestemmes etter behovet. Mulig å etablere motfylling som del av sykkelveg
2. (For strekning uten støttemur starter anleggsfase fra punkt 2): Oppfylling til UK vegoverbygning for sykkelveg før oppstart av veg skjæringsarbeidene i vestre skråningsfot. Se tegning V208a.
3. Etablere ferdig sykkelveg
4. Sykkelveg med fortau er ferdig etablert. Det legges motfylling på hver side av VA-grøften med ca. 1,25 m høyde (opp til UK vegoverbygning) før VA-grøften graves i seksjoner. Motfyllingen blir en del av fylkesveg fylling i bunn av dalen i ferdig situasjon. Se tegning V208c
5. Fylle grøfter tilbake og etablere ferdig fv
6. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner både for veg og VA, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftekasse

Tabell 11: Beregningsresultat profil 1120.

Profil 1120		Krav til F	Faser				Forbedring/forverring		
Type	Navn	«Nøytralt»	Eksisterende	Anlegg (a)	Anlegg (b)	Ferdig	% fra eksis. til anlegg (a)	% fra eksis. til anlegg (b)	% fra eksis. til ferdig
Lokal	DR1	1,5	1,16*	1,17	1,28	1,28	1 %	10 %	10 %
Lokal	DR2	1,5	1,15	1,05*/ 1,14**			-9 %/ -1%		
Lokal	DR3	1,5			1,17*				
Lokal	DR4	1,5	1,24			1,16*			-6 %
Lokal	DR5	1,5	1,11*		1,13	1,30		2 %	17 %
Lokal	DR6	1,5			1,09*/ 1,26**				
Global	DR7	Ikke forverring	1,74*	1,73	1,76	2,00	-1%	1%	15%
Global	DR8	Ikke forverring	1,10			1,10*			0 %
Global	UD1	Ikke forverring	1,40*	1,42	1,46	1,53	1 %	4 %	9 %
Global	UD3	Ikke forverring	1,46			1,51*			3 %

Global	UD4	Ikke forverring	0,93*		0,92 1,10**	0,99		-1 % / 20%	6 %
Global	UD5	Ikke forverring	0,94			0,94*			0 %
Global	UD6	Ikke forverring	1,32*	1,33	1,32	1,40	1%	0%	6%

*Kritisk fase

**Med 3D-effekt

Beregningsresultat profil 1140: Det er beregnet stabilitet i 3 faser for vestlig skråning og sykkelveg: Eksisterende situasjon, anleggsfase og ferdigsituasjon. Det er søkt etter kritiske sirkler med utgangspunkt i jernbane i vest og skråningen videre opp for å dekke lokal og global stabilitet. Beregningsresultater er vist i Tabell 12 og på tegning V210-212

Noen bruddsirkler (DR2, DR5, UD3) får lavere sikkerhetsfaktor i anleggsfase med forverring i forhold til eksisterende situasjon. For å ivareta stabiliteten, må derfor fyllingen i lavbrekket ferdigstilles før det kan graves ut for ny vegoverbygning. I ferdig situasjon er stabiliteten forbedret.

Følgende rekkefølge er planlagt i anleggsfase:

- 1) Fylling i lavbrekket utføres til kote +110,5
- 2) Legge motfylling i skråningsfot i vest før utgraving for fundamentering av tørrmur. Etterpå etableres tørrmur. Omfanget av motfyllingen bestemmes etter behov. Det er mulig å etablere motfylling som del av sykkelveg.
- 3) Etablere ferdig sykkelveg

Tabell 12: Beregningsresultat profil 1140.

Profil 1140		Krav til F	Faser			Forbedring/forverring	
Type	Navn	«Nøytralt»	Eksisterende	Anlegg	Ferdig	% fra eksis. til anlegg	% fra eksis. til ferdig
Global	DR1	Ikke forverring	1,45*	1,45	1,60	0 %	10 %
Global	DR2	Ikke forverring	1,64*	1,59	1,74	-3 %	6 %
Global	DR3	Ikke forverring	1,49	-	1,49*	-	0 %
Global	DR4	Ikke forverring	1,63	-	1,74*	-	7 %
Global	DR5	Ikke forverring	1,64	1,61*	-	-2 %	-
Global	DR6	Ikke forverring	1,47	1,47*	-	0 %	-
Global	DR7	Ikke forverring		1,48^			
Global	UD1	Ikke forverring	1,25*	1,25	1,31	0 %	5 %
Global	UD2	Ikke forverring	1,28	-	1,30*	-	2 %
Global	UD3	Ikke forverring	1,26	1,24* 1,30^		-2 % 3 %	-

Global	UD4	Ikke forverring		1,27*			
--------	-----	-----------------	--	-------	--	--	--

*Kritisk fase

^Med fylling

5.4.9 Profil 1190 – 1420

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau, planlagt løftet opp til 2,5 m over eksisterende veg. Det er trangt mellom sykkelveg og fv, noe som gir begrensning for vegutvidelse. For å unngå skjæring i vest, og for å ha nok plass til vegutvidelse, blir sykkelveg i denne strekningen etablert på støttemur mot fv med varierende høyde 0,7- 2 m.

Tiltaket med løfting av veg medfører ingen inngrep i skråningene, og vil bidra til å forbedre stabilitet i ferdig bygd situasjon, særlig i vest mot JBL.

For etablering av støttemur, må dette utføres på følgende rekkefølge for å oppnå «ikke forverring» eller evt. forbedring i anleggsfase, prinsipp løsning er vist på skisse i Figur 11 øverst (pr.710):

1. Motfylling legges i skråningsfot eller det etableres sykkelveg delvis kombinert evt. med ekstra motfylling
2. Utgraving for fundamentering av støttemur før bygging av støttemur
3. Det fylles tilbake bak muren, motfylling fjernes og det etableres ferdig sykkelveg
4. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner

5.4.9.1 Pr.1400 -1420

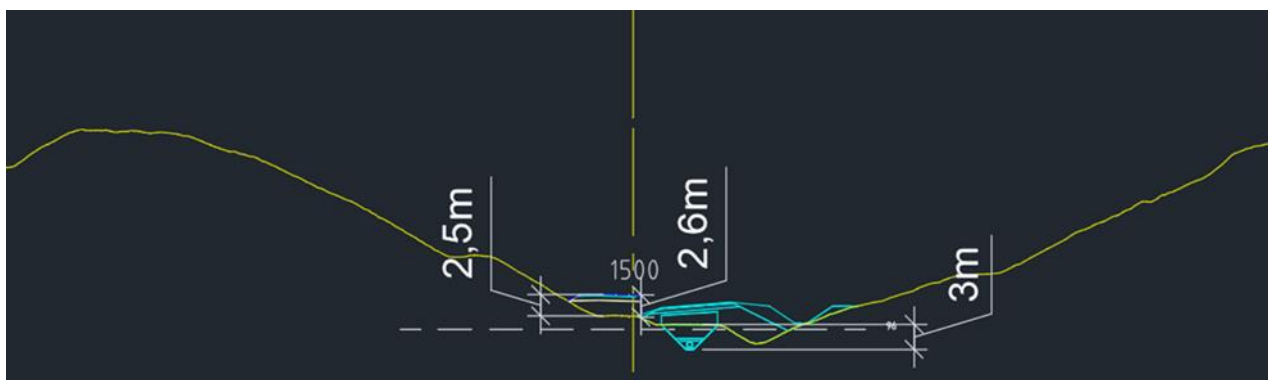
I modellen vises det skjæring i øst for bekkeåpning pr. 1400-1420, dette utgår. Det forutsettes at det IKKE blir bekk her i vår plan.

5.4.10 Profil 1430 – 1630

Pr. 1430 – 1540: Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny fv begge veger er planlagt løftet opp til 3 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 2 - 4 m under dagens terreng). I tillegg blir det i denne strekningen bekkeåpning, planlagt hevet med fylling over eksisterende terreng, se Figur 15.

Pr. 1550-1630: Tiltaket omfatter det samme som for pr. 1430 – 1540, men uten bekkeåpning. Her blir det fylling i foten av østlige skråninger ifm, flytting og løfting av fv.

Det er trangt mellom sykkelveg og fv, noe som gir begrensning for vegutvidelse. For å unngå skjæring i vest og for å ha nok plass til vegutvidelse blir sykkelveg i langs store deler av denne strekningen etablert på støttemur mot fv, med varierende høyde opp til 3 m.



Figur 15: Utsnitt fra profil 1500. Tiltaket omfatter løfting av sykkel- og bilveg, samt bekken, og utgraving midlertidig for VA-grøft.

Selve tiltaket løfting av sykkel- og bilveg medfører ingen inngrep i skråningene. Utgraving for VA-grøfter og utgraving for oppretting av støttemur mot fv kan medføre til forverring av dagens stabilitet i anleggsfase. Påvirkningen går enten mot vest eller øst eller begge sider, væreier fra profil til profil. Generelt for å oppnå «ikke forverring» eller evt. forbedring i anleggsfase, arbeidet i anleggsfase utføres på følgende rekkefølge:

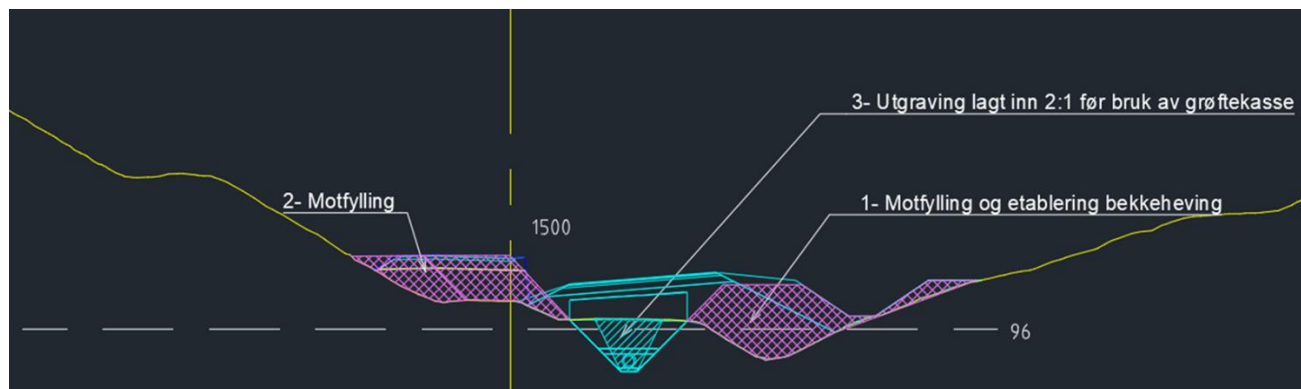
1. Først etableres bekkeheving eller motfylling for fv i øst
2. Motfylling legges i vest før VA-utgraving. I noen snitt kan det være mulig evt. å etablere sykkelveg komplett eller delvis, den skal fungere som motfylling. Dette bestemmes etter hvor god avstand man har mellom sykkelveg og VA-grøft, og kun der det ikke støttemur
3. Utgraving for VA-grøft og rørlegging ferdigstilles
4. Grøfter fylles tilbake og det etableres støttemur der det er aktuelt
5. Det fylles tilbake bak muren, motfylling fjernes og ferdig sykkelveg og fv etableres
6. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftkasse
7. Omlegging/lukking av bekk er mulig, ved behov, i anleggsfase for å ivareta stabilitet, slik at bekkeåpning utføres sist

I byggeplanfase er det åpenbart mulig å vurdere andre rekkefølge i anleggsfase for å ivareta stabiliteten, det legges til grunn «ikke forverring, eller forbedring».

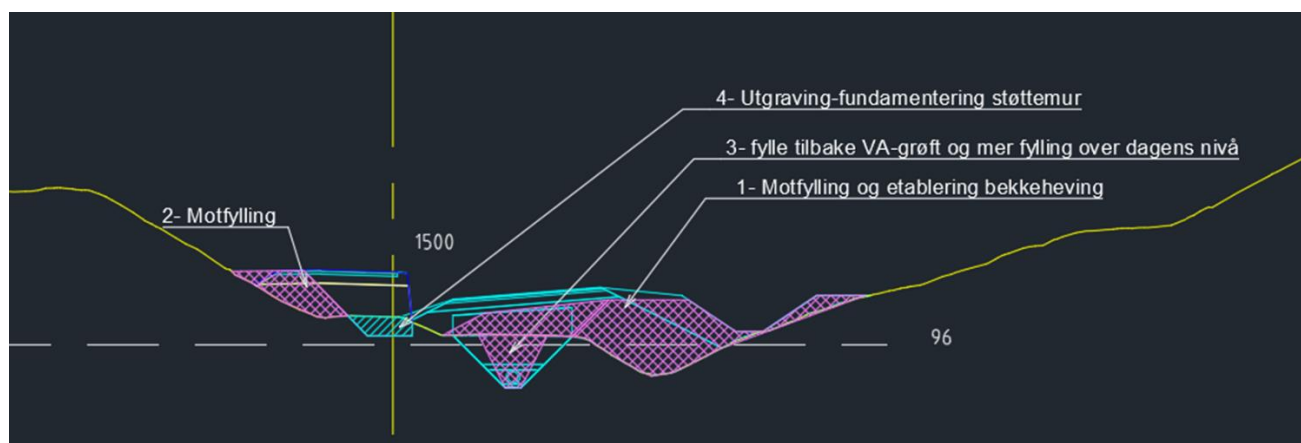
I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten langs Bjørndalen i sin helhet godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet, særlig mot jernbane.

Oppsummert rekkefølge i anleggsfase:

Motfylling legges øst og vest før utgraving av AV-grøft, se Figur 16. Videre fylles det tilbake i grøfter, og deler av veifylling legges før utgraving ifm. fundamentering av støttemur, se Figur 17. Veifylling ferdigstilles til prosjektert nivå.



Figur 16: Utsnitt fra pr. 1500. Rekkefølge anleggsfase frem til utgraving av VA-grøft.



Figur 17: Utsnitt fra pr. 1500. Rekkefølge anleggsfase frem til utgraving for fundamentering støttemur.

1.1.1.1 Pr. 1620-1630

I modellen vises det skjæring i øst for bekkeåpning pr. 1610-1620, dette utgår. Det forutsettes at det IKKE blir bekk her i vår plan.

5.4.11 Profil 1640 – 1660

Pr. (1640 – 1660), (1770-1790) og (1830-1850): Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny fv, begge veger er planlagt løftet opp til 3 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 2 - 4 m under dagens terreng). I tillegg blir det i denne strekningen bekkeåpning, planlagt hevet med fylling over eksisterende terreng.

I denne strekningen er det trangt slik at vegutvidelse fører til permanent skjæring i vest etablert med høy støttemur opp til 5 m, i tillegg til en mindre støttemur mellom sykkelveg og fv.

Tiltaket her vurderes å være krevende. Derfor er det valgt et kritisk snitt for å gjøre stabilitetsberegninger for dokumentasjon av byggarhet og fastsettelse av forsvarlig gjennomføringsprosess. Profil 1840 er valgt som kritisk, hvor skjæring er stor og støttemur er høyest. Detaljer presenteres i delkapittel (5.4.16 pr.1840).

I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten langs Bjørndalen i sin helhet godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet, særlig mot jernbane.

5.4.12 Profil 1670 - 1760

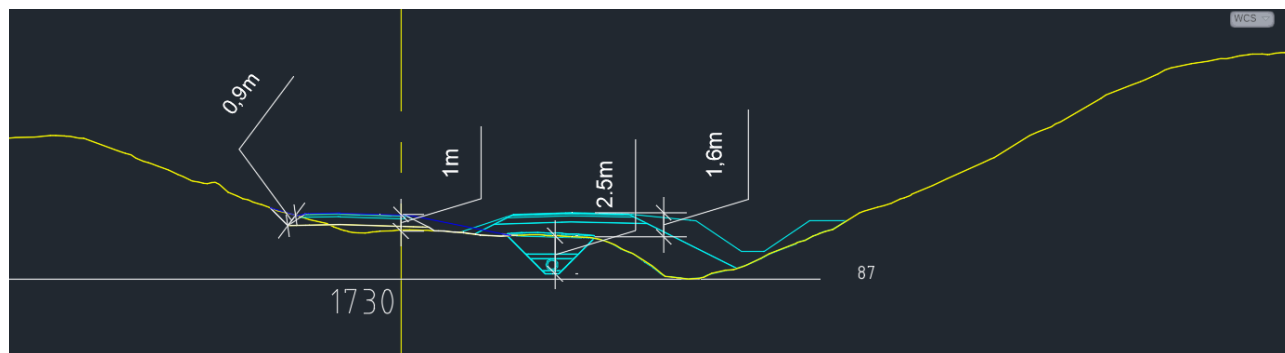
Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny fv, begge veger er planlagt løftet opp til 2,5 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 2 - 3 m under dagens terreng). I tillegg blir det i denne strekningen bekkeåpning, planlagt hevet med fylling over eksisterende terreng, se Figur 18.

Selve tiltaket løfting av sykkel- og bilveg medfører ingen inngrep i skråningene. Mot vest er det en beskjeden midlertidig skjæring i skråningen (< 1,0 m), dette kan kompenseres ved å legge deler av vegfylling før skjæring. Utgraving for VA-grøfter medfører forverring av stabilitet i anleggsfase. Påvirkningen går enten mot vest eller øst eller begge sider, dette varierer fra profil til profil. For å oppnå «ikke forverring» eller evt. forbedring i anleggsfase, anbefales arbeidet i anleggsfase utføres på følgende rekkefølge:

1. Først etableres bekkeheving i øst.
2. Motfylling legges i vest før VA-utgraving. I noen snitt kan det være mulig evt. å etablere sykkelveg komplett eller delvis, den skal fungere som motfylling, med forutsetning at det ingen skjæring mot vest.
3. Utgraving for VA-grøft og rørlegging ferdigstilles. Grøfter fylles tilbake.
4. Etablere fv først før sykkelveg kun hvis sykkelveg etableres med midlertidig skjæring i vest. Hvis sykkelveg ikke etableres med skjæring, kan denne etableres før fv.
5. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftekasse.
6. Omlegging/lukking av bekk er mulig, ved behov, i anleggsfase for å ivareta stabilitet, slik at bekkeåpning utføres sist.

I byggeplanfase er det mulig å vurdere andre rekkefølge i anleggsfase for å ivareta stabiliteten, det legges til grunn «ikke forverring, eller forbedring».

I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten langs Bjørndalen i sin helhet godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet, særlig mot jernbane.



Figur 18: Utsnitt fra profil 1730. Tiltaket omfatter løfting av sykkel- og bilveg, samt bekken, og utgraving midlertidig for VA-grøft.

5.4.13 Profil 1770 – 1790

Tiltaket omfatter likt tiltak som i delstrekning 1640-1660, og dermed er gjeldende beregningsprofil 1840. Se delkapitler (5.4.11 pr.640 – 1660 og 5.4.16 pr.1840) for detaljer om tiltaket, beregninger og konklusjoner.

5.4.14 Profil 1800 – 1820

Tiltaket omfatter likt tiltak som i delstrekning 1670 - 1760. Se delkapittel (05.4.12) for detaljer om tiltaket og geotekniske vurderinger.

Ved profil 1800 – 1860 blir Kolstaddalen bussholdeplass(er), lagt på fylling over dagens nivå. Dette er vurdert som en del av vegfyllingen. Se for øvrig kapittel (6.3).

5.4.15 Profil 1830 – 1840

Tiltaket omfatter likt tiltak som i delstrekning 1640-1660, og dermed er gjeldende beregningsprofil 1840. Se delkapitler (5.4.11 pr.1640 – 1660 og 5.4.16 pr.1840) for detaljer om tiltaket, beregninger og konklusjoner.

5.4.16 Profil 1840

5.4.16.1 Beskrivelse av tiltak

For profil 1840 og tilsvarende profiler omfatter tiltaket ny sykkelveg med fortau og ny fv. Begge veger er planlagt løftet inntil 2 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 2 - 3 m under dagens terreng). I tillegg blir det på denne strekningen bekkeåpning, planlagt hevet med fylling over eksisterende terreng. Se Figur 19.

På denne strekningen er det trangt slik at vegutvidelse fører til permanent skjæring i vest, etablert med høy støttemur opp til 5 m.

5.4.16.2 Terreng og grunnforhold i område

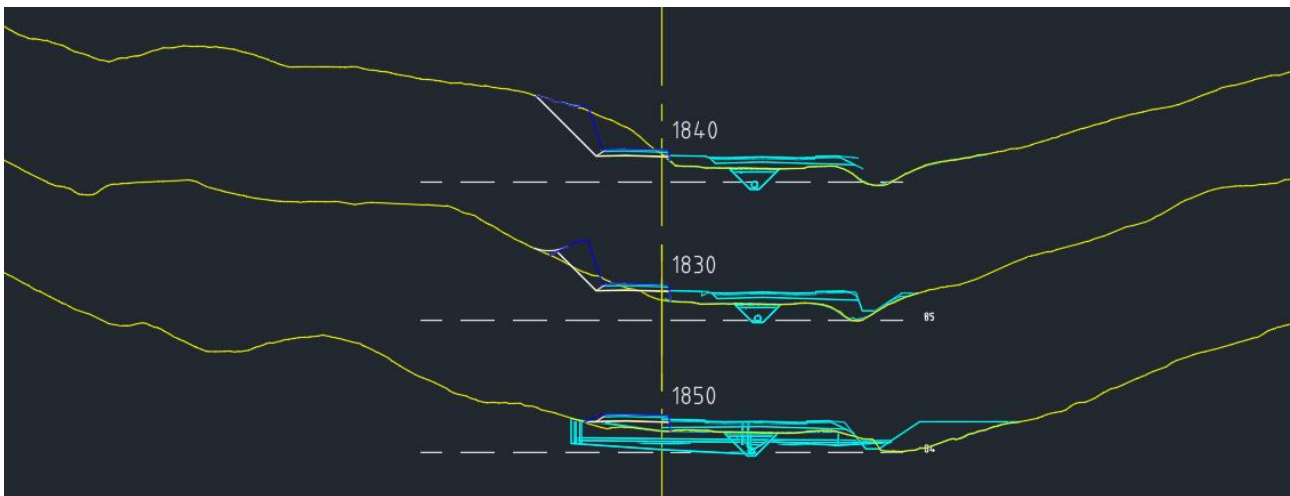
I dette området er skråningshøyde ca. 25 meter opp mot Dovrebane i vest, og stiger opp vestover til ca. 40 m. Mot øst er det jevnt stigende terreng med høyde omtrent 42 meter.

Grunnforholdene består av et lag med tørrskorpeleire og stedvis sand og silt over en tykk og relativt homogen leiravsetning, i begge dalsidene. I enkelte dybder ventes leirmassene å være sensitive/kvikke og i dalsidene mot både øst og vest er det registrert kvikkleiresoner. På østsiden av dalen er kjennskapet til grunnforholdene mer begrenset enn på vestsiden og ved dalbunn. Ettersom sprøbruddmaterialet og ikke-sprøbruddmaterialet i dette tilfellet behandles likt ved stabilitetsberegninger, og det ikke er kvikkleire i umiddelbar nærhet av dalbunnen der tiltaket planlegges, er det ikke lagt vekt på å bestemme skillet mellom kvikkleire og annen leire i profilene. Det er ikke ventet sprøbruddmateriale i kontakt med skjæring.

5.4.16.3 Stabilitetsberegninger

Skjærstyrke: Styrken i løsmassene er fastsatt ut fra trykksonderinger og prøvetakning i nærliggende undersøkelsespunkter, og sett i sammenheng med resultater fra undersøkelser i området for øvrig.

Poretrykk og grunnvannstand: Det forventes noe poreovertrykk i massene i dalbunnen. Ved skråningstopp er det lagt til grunn hydrostatisk vanntrykk, selv om det kan være noe underhydrostatisk trykkfordeling (konservativt).



Figur 19: Utsnitt fra profil 1840. Planlagt sykkelveg med fortau gir noe skjæring og støttemur mot vest (venstre). Mot øst (høyre) er bekken hevet slik at det ikke blir noen skjæring. Tilstøtende profiler 1820 og 1830 viser inngrepet at man ved utgraving for 1840 vil ha betydelig sidestøtte (3D-effekt)

Beregningsresultat: I profil 1840 viser beregningene for dagens situasjon at stabiliteten har en sikkerhetsfaktor på $F=1,01$ for globale skjærsirkler. De større skjærsirklene som strekker seg fra jernbanelinje og videre oppover, vurderes som områdestabilitet, mens de som ligger nærmere den nye sykkelveien anses som lokalstabilitet. Lokalstabilitetsberegningene indikerer generelt høyere sikkerhetsfaktorer, over 1,4.

I beregningene er det forutsatt at VA-graving gjennomføres først, før muren for den nye sykkelveien etableres. Den kritiske fasen er under utgraving for VA, hvor stabiliteten er beregnet til å være under kravet med en sikkerhetsfaktor på $F=1,29$. For å undersøke muligheten for tilstrekkelig stabilitet, er det utført beregninger for en situasjon der det fylles tilbake, som antyder at seksjonsvis utførelse kan være en løsning. En tilsvarende skjærsirkel i en slik fase gir en beregningsmessig sikkerhetsfaktor på 1,60, som er godt over kravet på $F \geq 1,4$. Lengde på seksjonene bestemmes ifm. detaljprosjektering.

Etter at VA-anlegget er etablert og det er tilbakefylt med sprengstein kan anleggsfasen for tørrmuren påbegynnes. Beregninger viser tilstrekkelig sikkerhetsfaktor i alle faser.

Profil 1840 er tegnet normalt på terrengkoter, og i tilstøtende profiler 1830 og 1850 er inngrepene mindre, mens profil 1850 ikke har noen skjæring (se Figur 19). Det vurderes at man vil kunne påvise bedre sikkerhet i disse profilene.

Tiltaket er påvist at kan gjennomføres ved seksjonsvis utførelse, alternativt kan man i en neste prosjekteringsfase vurdere å gjøre beregninger for nærliggende profiler for å se om man har tilstrekkelig sidestøtte (3D-effekt) naturlig, slik at man unngår seksjonsvis utførelse. I senere fase kan det være aktuelt å supplere grunnundersøkelsene ved og bak planlagt støttemur, for eventuelt å dokumentere større marginer og dermed rasjonalisere utførelsen / rekkefølgen.

I permanent tilstand er det beregnet en sikkerhetsfaktor som tilfredsstillende oppfyller kravene.

Resultater fra utførte beregninger er vist i Tabell 13 og på tegninger V213-V215.

Oppsummert: i anleggsfasen er følgende anleggsgjennomføring tenkt:

1. Motfylling legges i vest, før VA-utgraving. Evt. bygges vegfylling opp delvis.

2. Utgraving for VA og legging av rør.
3. Grøfter fylles tilbake.
4. Ferdig etablering av bekkeheving og vegfylling til nivå med skjæring for støttemur.
5. Skjæring for etablering av støttemur.
6. Tilbake fylling og ferdig utførelse av vegene.
7. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA- grøfter utføres med grøftekasse.

Det er mulig å starte anleggsfase med bekkeheving og løfting i øst, for å ha mer robusthet av stabiliteten i område. I tillegg kan man legge motfylling vest for VA for å øke stabiliteten under utgraving av VA-anlegget.

Tabell 13: Beregningsresultat profil 1840.

Profil 1840		Krav til F	Faser			Forbedring/forverring	
Type	Navn	«Nøytralt»	Eksisterende	Anlegg VA/ Anlegg tørrmur	Ferdig	% fra eksis. til anlegg VA/tørrmur	% fra eksis. til ferdig
Lokal	UD1	1,4	1,41	1,29(*)/1,41	1,53	-8,5(*)/0	8,5
Semi- lokal	UD2	Ikke forverring / 1,4	1,46	(**)/1,57	1,51	7,5	3
Global	UD3	Ikke forverring	1,01	(**)/1,04	1,01	3	0
Lokal	UD4	1,4	1,62	1,45/1,78	1,57	-10,5	9,9
Lokal	DR1	1,4	1,88	1,73/1,42	1,82	9/32	-3
Semi- lokal	DR2	Ikke forverring / 1,4	2,19	(**)/2,22	2,32	1	6
Global	DR3	Ikke forverring / 1,4	1,71	(**)/1,70	1,74	-1	2

(*) Ved utgraving for VA må seksjonsvis utgraving benyttes. Det er beregnet $F=1,29$ ved utgraving, og $1,60$ etter at det er tilbakefylt. Ved seksjonsvis utførelse vil man få tilstrekkelig sidestøtte slik at man ligger $F>1,4$.

(**) Ikke beregnet, men fordi man vil måtte ha seksjonsvis utførelse, vil man kunne dokumentere ikke forverring.

5.4.17 Profil 1850 – 1870

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny fv, hvor begge er planlagt løftet inntil 1,5 m over eksisterende veg. I tillegg planlegges nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 3-4 m under dagens terreng). Ny sykkelveg er etablert med støttemur i vest med varierende høyde opp til 1,5 m.

Pr. 1850: Tiltaket er likt tiltak ved pr. 1670-1760, utføres på samme foreslåtte rekkefølge. For detaljer se delkapittel (5.4.12 pr.1670-1760).

Pr. 1860-1870: Her vil det evt. bli behov for utgraving av mer enn et VA-grøft. Det kan vurderes muligheten å slå sammen ledninger i en grøft, eller muligheten å flytte VA-grøft i øst, flyttes mot vest.

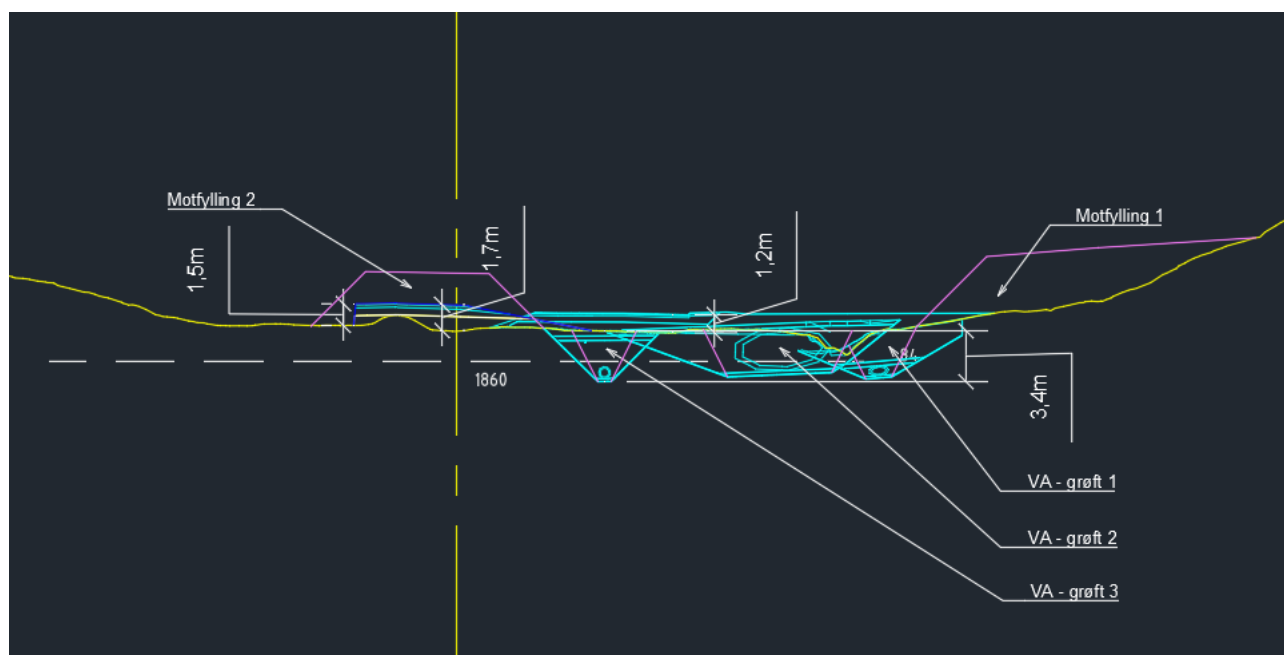
Etablering av VA-ledninger omfatter utgravingen 3-4 m under dagens terreng i bunnen av dalen, noe som vil påvirke stabiliteten negativt (gir forverring av dagens stabilitet). Påvirkningen her vil påvirke østlige skråninger i større grad enn mot vest. For å oppnå «ikke forverring» eller evt. forbedring i anleggsfase, arbeidet i anleggsfase utføres på følgende rekkefølge:

1. Først legges motfylling 1 og 2, se Figur 20, på begge sider av VA-anlegg
2. Utgraving for VA-grøft 1, fullføre arbeidet og grøfter fylles tilbake til dagens nivå
3. Utgraving for VA-grøft 2, fullføre arbeidet og grøfter fylles tilbake til dagens nivå
4. Utgraving for VA-grøft 3, fullføre arbeidet og grøfter fylles tilbake til dagens nivå
5. Flytte motfylling 2 vest for støttemur for sykkelveg, før utgraving ifm fundamentering av støttemur.

6. Støttemur etableres og det fylles bak muren
7. Veger/bussholdeplass etableres og motfylling fjernes
8. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftekasse

I Figur 20 er det kun skissert et forslag. I byggeplanfase kan det være mulig å vurdere andre rekkefølge og omfanget av motfyllinger på begge sider.

I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten mot JBL i vest og i sin helhet langs dalen godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet.



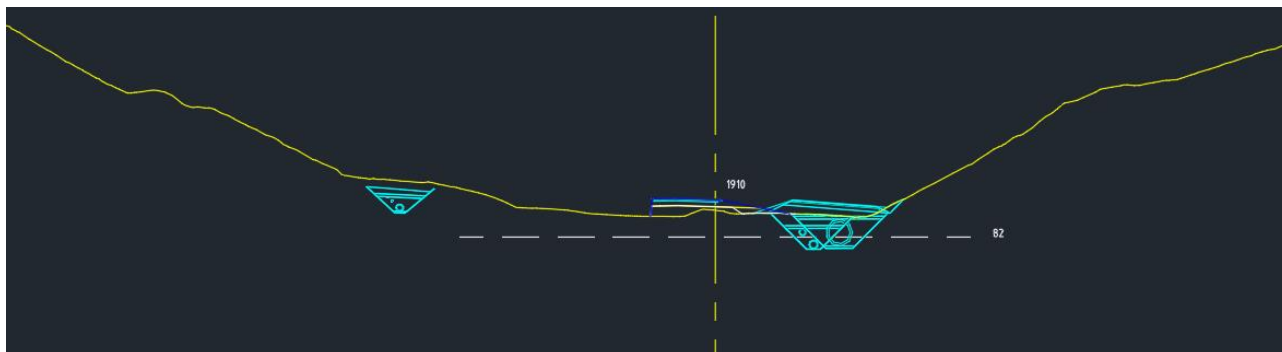
Figur 20: Utsnitt fra pr. 1860. Rekkefølge utgraving for VA-anlegg.

5.4.18 Profil 1880 – 1930

Tiltaket omfatter likt tiltak som i delstrekning 1850-1870, se Figur 21. Men endringen er at VA-anlegg ligger så langt mot øst at det blir skjæring i skråningsfot. Det er ikke mulig å legge stabiliserende masser (motfylling 1, vist i Figur 20). Derfor anbefales det å flytte trassen mot vest slik at det blir mulig å fullføre arbeidet beskrevet i delkapittel (5.4.17 pr.1850-1870). For detaljer om tiltaket og geotekniske vurderinger se delkapittel (5.4.17 pr.1850-1870).

Hvis det viser seg vanskelig eller lite hensiktsmessig å flytte trassen, kan VA-anlegget utføres med rørpressing.

I pr. 1900-1930 er det planlagt VA-anlegg i skråningen mot vest, se Figur 21. Siden stabiliteten er anstrengt i vest mot Dovrebane, og utgravingen vil medføre evt. forverring av dagens stabilitet, vurderes dette å være utfordrende. Arbeidet anbefales derfor utført med rørpressing. I byggeplanfase kan detaljerte beregninger basert på eventuelle supplerende grunnundersøkelser, mulig kunne dokumentere «ikke forverring» og dermed kan arbeidet da utføres med åpne graveskråninger. Dette er ikke mulig å si før supplerende undersøkelser og videre geoteknisk vurderinger/beregninger evt. er utført.



Figur 21: Utsnitt fra pr. 1910 viser planlagt tiltak, b.a VA – anlegg tett mot østlige skråninger og VA – anlegg vest i skråningen mot Dovrebane.

5.4.19 Profil 1940 – 1970

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny fv, begge veger er planlagt løftet inntil 2 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 3 - 4 m under dagens terreng). I tillegg blir det i denne strekningen bekkeåpning, planlagt hevet med fylling over eksisterende terreng. Ny sykkelveg er etablert med støttemur i vest med varierende høyde opp til 2 m, se Figur 22.

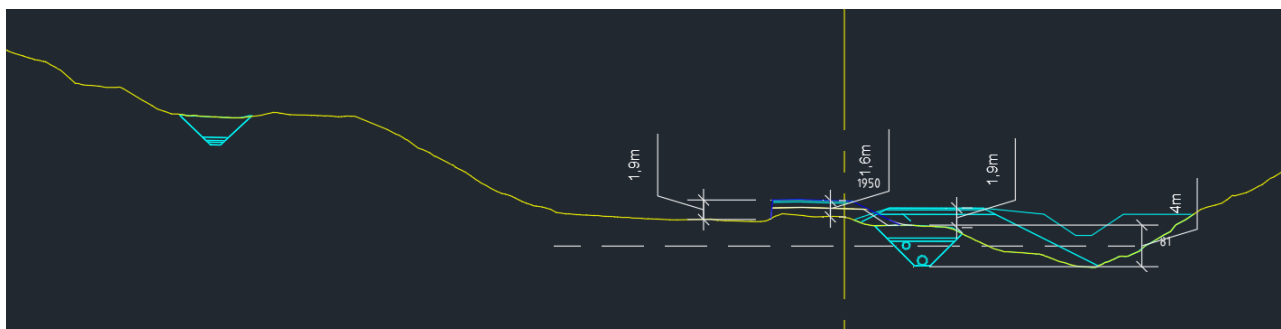
I pr. 1940-1970 er det planlagt VA-anlegg i skråningen mot vest, se Figur 22. Siden stabiliteten er anstrengt i vest mot Dovrebane, og utgravingen vil medføre til evt. forverring av dagens stabilitet, vurderes dette å være utfordrende å grave i skråningen. Arbeidet anbefales derfor utført med rørpresing. I byggeplanfase kan detaljerte beregninger basert på eventuelle supplerende grunnundersøkelser, mulig kunne dokumentere «ikke forverring» og dermed kan arbeidet da utføres med åpne graveskråninger. Dette er ikke mulig å si før supplerende undersøkelser og videre geoteknisk vurderinger/beregninger evt. er utført.

Etablering av VA-anlegget omfatter utgraving 3-4 m under dagens terreng i bunnen av dalen, noe som vil påvirke stabiliteten negativt (gir forverring av dagens stabilitet). Påvirkningen her vil påvirke begge skråningene i vest og øst. For å oppnå «ikke forverring» eller evt. forbedring i anleggsfase, arbeidet i anleggsfase utføres på følgende rekkefølge:

1. Først etablere bekkeheving i øst
2. Motfylling i vest legges før VA-utgraving
3. Utgraving for VA-grøft, fullføre arbeidet og grøfter fylles tilbake til dagens nivå
4. Flytte motfylling i vest enda mer vestover før utgraving ifm. fundamentering av støttemur i vest
5. Støttemur etableres og det fylles bak muren
6. Veger/bussholdeplass etableres og motfyllinger fjernes
7. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftekasse
8. Omlegging/lukking av bekk er mulig i anleggsfase ved behov for å ivareta stabilitet slik at bekkeåpning utføres sist

I byggeplanfase er det mulig å vurdere andre rekkefølge i anleggsfase for å ivareta stabiliteten, det legges til grunn «ikke forverring, eller forbedring». Omfanget av motfylling og behovet for støttefylling ifm. fundamentering av støttemur vurderes nøye i detaljprosjekteringsfase.

I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten mot JBL i vest og i sin helhet langs dalen godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet.



Figur 22: Utsnitt fra pr. 1950 viser planlagt tiltak, b.a VA – anlegg vest i skråningen mot Dovrebane.

5.4.20 Profil 1980 – 2190

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau og ny fv, begge veger er planlagt løftet opp til 2,5 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 2 - 4 m under dagens terreng). I tillegg blir det i denne strekningen bekkeåpning, planlagt hevet med fylling over eksisterende terreng.

I deler av denne strekningen er det planlagt å etablere sykkelveg med midlertidig skjæring i vest (rundt 1 m). Andre deler er det trangt mellom VA-anlegget og skråningen i vest.

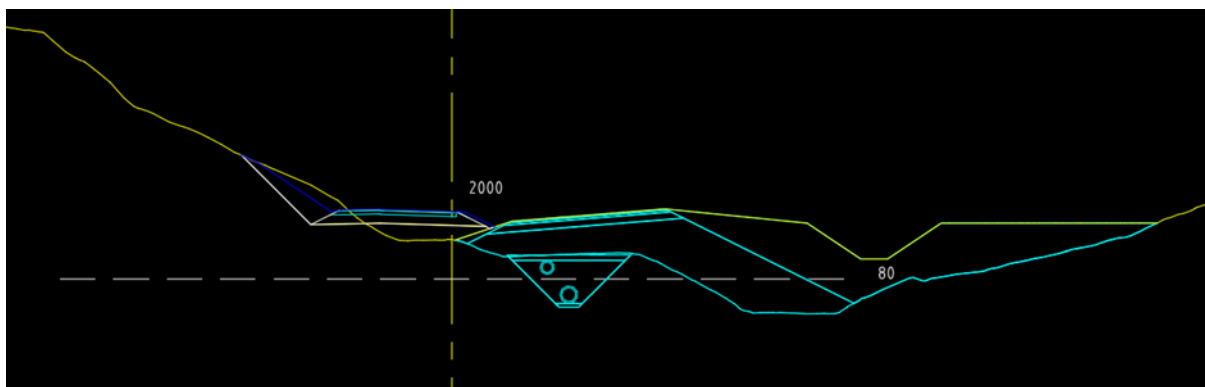
Tiltaket her vurderes å være krevende, det er valgt et kritisk snitt for å gjøre stabilitetsberegninger for dokumentasjon av byggbarhet og fastsettelse av forsvarlig gjennomføringsprosess. Profil 2000 er valgt som kritisk, detaljer presenteres i delkapittel (5.4.21 pr. 2000).

I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten langs Bjørndalen i sin helhet godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet, særlig mot jernbane.

5.4.21 Profil 2000

5.4.21.1 Beskrivelse av tiltak

For profil 2000 og tilsvarende er det planlagt skjæring inn i lokal skråning mot vest og heving av bekk mot øst. Dagens sykkelveg med fortau utvides mot vest, skjærer inn i lokal skråning, og løftes opp 1,5-2,0 m. Bilveg heves 2,0-2,2 m og utvides mot øst, over gjenfylt bekkeløp. Bekken heves 3,0-3,2 m og flyttes 4,5-5,0 m mot øst. Det er også planlagt å etablere VA-anlegg under bilveg, se Figur 23.



Figur 23: Utsnitt fra pr. 2000 viser planlagt tiltak.

Tiltaket vurderes å være gunstig for stabiliteten av skråningene og medfører forbedring av stabiliteten i ferdig situasjon.

Stabilitetsberegninger er utført for vestlig skråning, da planlagt skjæring og utgraving for VA vil påvirke stabiliteten. Kritisk snitt er profil 2000, se tegning V103, vurdert etter skjæringsutslag, fyllingsgrad og avstand til bebyggelse. Mot sør minker skjæringsutslaget og fyllingen er større.

Det er ikke utført beregninger for østlig skråning, som vurderes å bli forbedret pga. fylling i bunn av skråning og heving/erosjonssikring av bekk.

5.4.21.2 Terreng og grunnforhold i området

I dette området er skråningshøyde ca. 25 opp mot Dovrebane i vest og stiger opp vestover. Mot øst er det jevnt stigende terreng med høyde over 40 m.

Grunnforhold består av tørrskorpeleire over middels fast til fast siltig leire til stor dybde. Borprofil viser også innslag av noe gruskorn i leiren. I borhull B11 viser 2 av 4 konusforsøk sprøbruddmateriale ($c_{ur} \leq 1,27$ kPa) rundt 15,0 m dybde. Det er ikke tatt noen dypere prøver, så det kan derfor ikke utelukkes sensitiv leire i dypet. Borhull B11 ligger langt mot vest, og utenfor identifiserte, kritiske glidesirkler i beregningsnittet. CPTu i B10, en posisjon mer relevant for tiltaket, indikerer noe svakere lag under 15,0 meter dybde. Totalsondering og prøvetaking i B10 gir imidlertid ingen indikasjon på sprøbruddmateriale. Fjell er påvist i borhull B10 og B9.

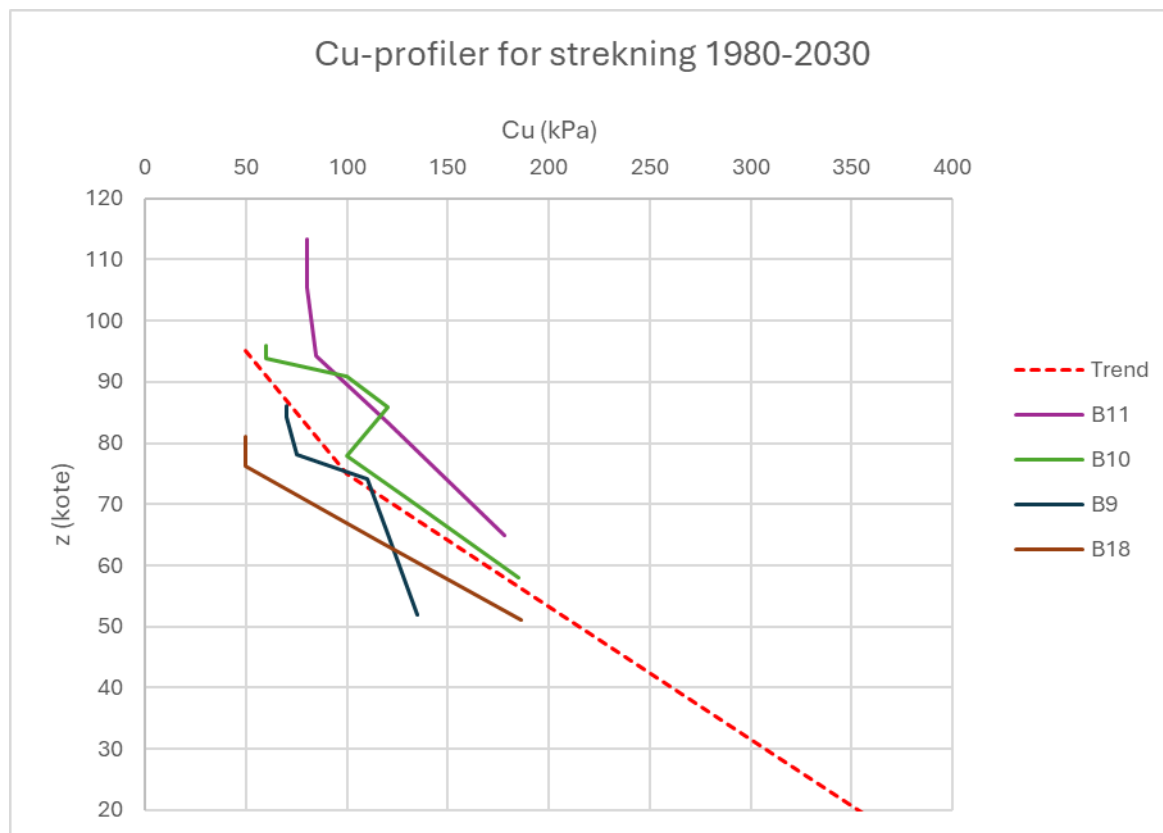
Overordnet, indikerer utførte grunnundersøkelser en overgang mot sprøbruddmateriale langt mot vest i kritisk profil. Skillet kan antas å gå i aktiv sone til største kritiske glidesirkler eller utenfor identifiserte glidesirkler. Ettersom sprøbruddmateriale og «ikke-sprøbruddmateriale» i dette tilfellet behandles likt ved stabilitetsberegninger, og det ikke er kvikkeleire i umiddelbar nærhet av dalbunnen der tiltaket planlegges, er det ikke lagt vekt på å bestemme skillet mellom kvikkeleire og annen leire i dette profilet.

5.4.21.3 Stabilitetsberegninger

Skjærstyrke: For udrenert styrke av leirelaget er det valgt å benytte styrkeprofiler fastslått ved hjelp av nærliggende CPTu og prøvetakning, se plassering i tegning V103. Til sammenligning med trend for styrkeprofil i delområde B, som vises i Figur 24, er valgte styrkeprofil både sterkere og svakere enn trenden. Dette illustreres av designprofiler for Cu vist i tegning V216-V218. Øvrige styrkeparametere fra vedlegg A er benyttet.

Poretrykk og grunnvannsstand: I beregninger er det benyttet hydrostatisk poretrykksfordeling under grunnvannstandslinje med noe overtrykk i bunn av dalen. Grunnvannstandslinje ligger i terreng i bekk og overtrykkfordeling er basert på målinger i posisjon B18. Overtrykkprofilet blir lagt på toppen av hydrostatisk fordeling, slik at iso-linjer for poretrykksfordeling viser et overtrykk fra kt. +69,20 og ned til fjell.

Beregningsresultater: Det er beregnet stabilitet i 4 faser: Eksisterende situasjon, to anleggsfaser og ferdigsituasjon. Hovedfokus for stabilitetsberegningen har vært lokal skråning i tilknytning til tiltaket og stabilitet opp mot nærmeste bebyggelse i Nyveilia, representert med dimensjonerende huslast. Det er benyttet laster for jernbane og bolighus i stabilitetsberegninger. Det er også sjekket hvordan tiltaket vil påvirke global stabilitet mtp. Dovrebanen. For vegprofil fra 1200-2200 gjelder konsekvens- og pålitelighetsklasse CC/RC 2. Med valgt nøytral bruddmekanisme blir krav til sikkerhetsfaktor for både total- og effektivspenningsanalyse lik 1,4.



Figur 24 Sammenligning av trendstyrke og benyttede styrkeprofiler for stabilitetsberegninger i profil 2000.

Resultater fra beregningsprofil 2000 vises i Tabell 14 og tegninger V216 til V218. Lokal- og områdestabilitet forbedres av fyllingen i bunn av dalen og oppnår krav til sikkerhetsfaktor. Beregnede bruddflater er knyttet opp til rekkefølgen i utførelse og utelatte beregninger er markert med x i tabellen der disse ikke er relevante for den aktuelle fasen. DR anviser drenert beregning imens UD anviser udrenert beregning.

I fasen Anlegg 1 vises motfylling og utgraving av VA. Det er mulig å vurdere utføre graving av grøft samtidig som motfylling etableres slik at massebalansen for skråningen opprettholdes.

I fasen Anlegg 2 utføres vegskjæring etter gjenfylling av VA grøft og delvis fylling/avretting av tenkt anleggsområde for å ivareta stabiliteten av bruddflater som går nedenfor skjæringen.

Det er mulig å starte anleggsfase med bekkeheving og løfting i øst

Oppsummert: i anleggsfasen er følgende anleggsgjennomføring tenkt:

1. Motfylling legges i vest, før VA-utgraving. Evt. bygge opp vegfylling delvis
2. Utgraving for VA og fullføre arbeid
3. Grøfter fylles tilbake, og etterpå utføre midlertidige vegskjæringer
4. Ferdig etablering vegfyllingene og bekkeheving
5. VA-utgraving utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftkass

Det er mulig å starte anleggsfase med bekkeheving og løfting i øst for å ha mer robusthet av stabiliteten i område.

Tabell 14: Beregningsresultat profil 2000. x markerer glidesirkler som ikke er relevant for den aktuelle fasen (den er ikke påvirket). Kravet til sikkerhetsfaktor er 1,4 for DR- og DU beregninger.

Profil 2000		Faser			
Formål	Navn	Eksisterende	Anlegg 1	Anlegg 2	Ferdig
Skjæring	DR1 / UD1	1,31/1,44	x/x	1,31/1,43	1,41/1,50
Utgraving VA	DR2 / UD2	1,36/1,46	1,28/1,38	1,40/1,50	x/x
Fylling bekk	DR3 / UD3	1,37/1,37	1,38/1,36	1,40/1,38	x/1,69
Områdestabilitet	DR4 / UD4	2,00/1,37	2,02/1,37	2,02/1,37	2,3/1,51
VA grop	DR5 / UD5	x/x	1,25/2,65	x/x	x/x

5.4.22 Profil 2200 – 2260

Tiltaket omfatter ny sykkelveg med fortau planlagt hevet ca. 1 m over dagens terreng og fv blir omtrent likt hevet og i enden av strekningen blir den liggende på eksisterende nivå. Nytt VA-anlegg planlegges (UK VA-grøft er 3-4 m under dagens terreng). I tillegg blir det i denne strekningen bekkeåpning der den kobler seg igjen til eksisterende åpen bekk.

I denne strekningen er det trangt slik at vegutvidelse fører til permanent skjæring i vest, etablert med støttemur opp til 2,5 m, i tillegg til en mindre støttemur mellom sykkelveg og fv.

Tiltaket her vurderes å være krevende. Derfor er det valgt et kritisk snitt for å gjøre stabilitetsberegninger for dokumentasjon av byggharhet og fastsettelse av forsvarlig gjennomføringsprosess. Profil 2220 er valgt som kritisk for å vurdere stabiliteten i den høye skråningen i vest.

Problemstilling her tilsvarende den i pr. 1840 (skjæring for støttemur i vest, men forskjellen her er at skråningshøyde i pr.2200 er større enn i pr. 1840 (selv om muren i pr.1840 er det høyeste). Detaljer presenteres i delkapittel (5.4.23 pr. 2220).

I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten langs Bjørndalen i sin helhet godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet, særlig mot jernbane.

5.4.23 Profil 2220

5.4.23.1 Beskrivelse av tiltak

For profil 2220 er det planlagt skjæring inn i den lokale skråningen mot vest, hvor det etableres en støttemur. Sykkelveg med fortau utvides mot vest, skjærer inn i lokal skråning, og løftes opp til 1 m over dagens veg.

Stabilitetsberegninger er utført for vestlig skråning, da skjæringen vil påvirke stabilitet. Kritisk snitt er profil 2220, vurdert etter skjæringsutslag og avstand til bebyggelse. Både mot nord og sør minker skjæringsutslaget. Det er ikke utført beregninger for østlig skråning, da tiltak primært påvirker vestlig skråning.

5.4.23.2 Terreng og grunnforhold

I dette området er skråningshøyde ca. 20 mot lokalt i vestlig skråning, og stiger opp igjen mot Dovrebane. Mot øst er det i dette området flattere partier i dalen før terrenget stiger jevnt oppover.

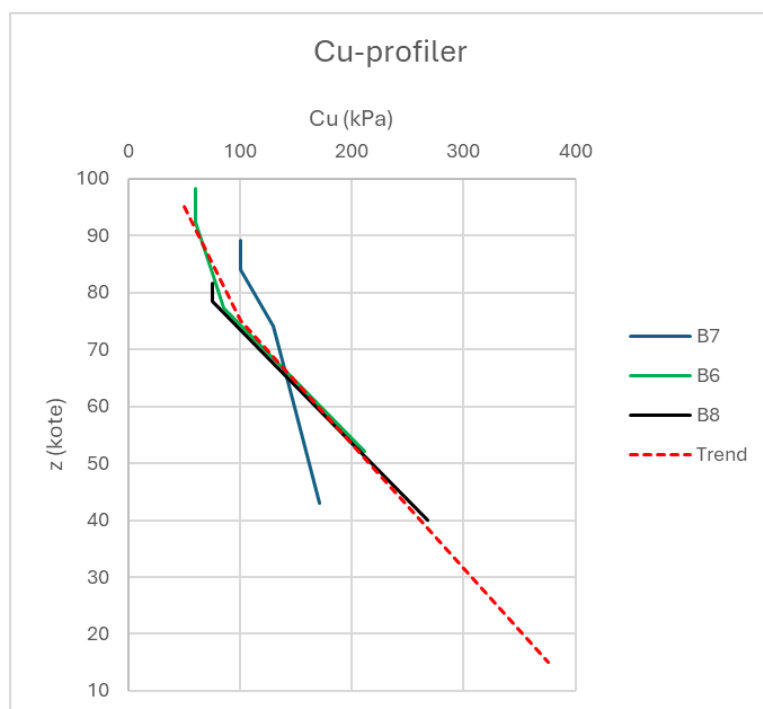
Grunnforhold består av tørrskorpeleire over middels fast til fast leire til stor dybde. Borprofil viser et lag med grusig og sandig leire ca. 6 m mektig under tørrskorpen. Det er ikke påvist sprøbruddmateriale i noen av konusforsøkene i undersøkte borhull, samt det påvises generelt økende motstand med dybden i totalsonderinger og CPTu, også under dypeste konusforsøk. Fjell er ikke påvist. Støttemur er modellert med bakfyll av sprengstein.

5.4.23.3 stabilitetsberegninger

Skjærstyrke: For udrenert styrke av leirelaget er det valgt å benytte styrkeprofiler fastslått ved hjelp av nærliggende CPTu og prøvetakning. Til sammenligning med trend for styrkeprofil i delområde B, vises i Figur 25, er valgte styrkeprofil hovedsakelig lik.

Poretrykk og grunnvannstand: I beregninger er det benyttet tilsvarende strategi for grunnvannslinje og poretrykksforhold som for profil 2000.

Beregningsresultater: Det er beregnet stabilitet i fire faser: Eksisterende, anlegg (VA), anlegg (tørrmur) og ferdigsituasjon. Det er regnet med både drenert og udrenert situasjon. Hovedfokus for stabilitetsberegningen har vært lokal skråning i tilknytning til tiltaket og stabilitet opp mot nærmeste bebyggelse i Nyveilia (dimensjonerende last fra bebyggelse er antatt 6,5 kPa).



Figur 25: Sammenligning av trendstyrke og benyttede styrkeprofiler for stabilitetsberegninger i profil 2220.

Resultater fra beregningsprofil 2220 vises i Tabell 15 og tegninger V219-V221. Det er dokumentert tilstrekkelig sikkerhet i begge anleggsfaser, samt den ferdige situasjonen.

For å unngå forverring av global stabilitet i anleggsfasen for VA (UD1 i tabell under), er det nødvendig å mellomlagre masser på hver side av VA-grøften for å kunne dokumentere en ikke-forverring. Graveskråningene for VA-grøften er strammet opp til helning 2:1 i beregninger, og med mellomlagring av

masser vil lokalstabiliteten bli anstrengt, og det kan derfor bli behov for avstiving av grop, for eksempel ved å benytte seg av grøftekasser. I øvrige beregninger er en sikkerhetsfaktor over minimumskravet dokumentert.

Det er lagt inn en bunnblokkbredde på litt over to meter og skjæring med helning 1:1 i anleggsfasen for tørrmur. I denne fasen er den drenerte stabiliteten mest kritisk, og beregningene viser at man akkurat oppfyller kravet (DR3 i tabellen nedenfor). Helningen på 1:1 vil være for bratt i en langtidssituasjon, gitt de materialparametrene som gjelder for tørrskorpeleire og leire. I en kortvarig anleggstilstand, som denne fasen representerer, vil massene imidlertid ha tilstrekkelig skjærfasthet til å oppnå nødvendig stabilitet basert på totalspenningsanalyse. Laboratorieundersøkelser i 0-4 meters dybde viser for det meste en aktiv udrenert skjærfasthet på over 100 kPa i de massene som det skal skjæres i. Anleggssituasjonen anses derfor som gjennomførbar. I øvrige beregninger er en sikkerhetsfaktor over minimumskravet dokumentert.

I ferdig situasjon viser resultatene fra de drenerte analysene «ikke forverring» og forbedring i dette beregningsprofilen, mens man i de drenerte beregningene ligger over absolutt sikkerhetsfaktor.

Oppsummert: I anleggsfasen er følgende anleggsgjennomføring tenkt:

1. Motfylling legges på begge sider av VA-grøft før VA-utgraving. Evt. bygga vegfylling opp delvis
2. Utgraving for VA og rørlegging fullføres
3. Grøfter fylles tilbake og det legges mer masser over dagens terreng øst for utgraving for tørrmur
4. Utgraving for etablering av støttemur.
5. Tilbakefylling og ferdig utførelse av vegene og bekkeheving i øst
6. Arbeidet utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA-grøfter utføres med grøftekasse

Det er mulig å starte anleggsfase med bekkeheving og løfting i øst for å ha mer robusthet av stabiliteten i område. I tillegg kan man legge mer motfylling vest for VA for å øke stabiliteten under utgraving av VA-anlegg.

Tabell 15: Beregningsresultat profil 2220

Profil 2220		Krav til F	Faser				Forbedring/forverring	
Type	Navn	«Nøytralt»	Eksisterende	Anlegg VA	Anlegg tørrmur	Ferdig	% fra eksis. til anlegg	% fra eksis. til ferdig
Global	UD1	Ikke forverring	1,53	1,54	1,56	1,56	0,7	2,0
Semi-global	UD2	Ikke forverring/ 1,4	1,74	1,64	1,74	1,73	-5,8	-0,6
Lokal	UD3	1,4	1,65	1,63	1,65	1,71	16,4	22,1
Global	DR1	Ikke forverring/ 1,25	2,16	2,17	2,3	2,15	0,5	-0,5
Semi-global	DR2	Ikke forverring/ 1,25	1,71	1,51	1,66	1,64	-11,7	-4,1
Lokal	DR3	1,25	1,35	1,32	1,25	1,38	5,6	10,4

5.4.24 Profil 2270 – 2360

Tiltaket er likt det som gjelder for profil 860 og dermed er beregningsprofil 860 gjeldende for vurdering av gjennomførbarhet og rekkefølge i anleggsfase. Se delkapittel (5.4.6 pr. 860) for detaljer om tiltaket, beregninger og konklusjoner.

5.4.25 Profil 2370 – 2430

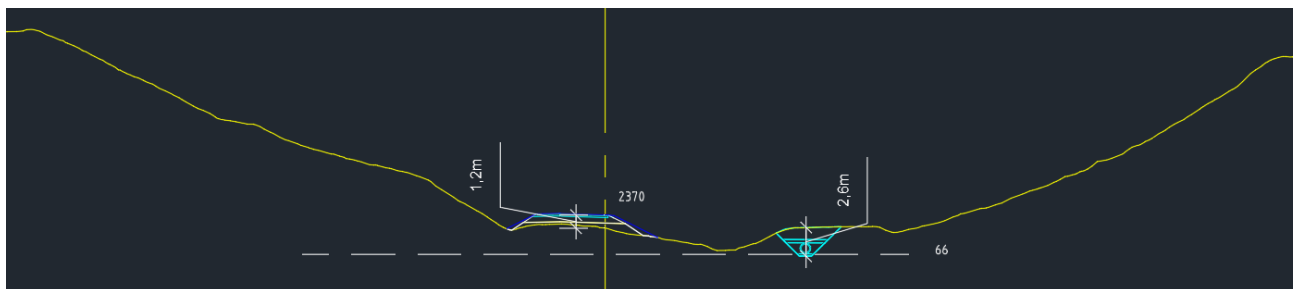
Tiltaket omfatter kun ny sykkelveg med fortau, planlagt løftet opp til 1 m over eksisterende veg, samt nytt VA-anlegg (UK VA-grøft er 2 – 3 m) under dagens terreng, se Figur 26.

Tiltaket omfatter hovedsakelig løfting av sykkelveg over eksisterende nivå. Per i dag går det en åpen bekk mellom sykkelveg og planlagt VA-grøfter, som planlagt å ligge under fv). Om selve tiltaket: Sykkelveg gjør ingen inngrep i terrenget og kan etableres uten noe tiltak. VA-utgraving vil påvirke stabiliteten negativt mot øst, og evt. på mindre grad mot vest.

Arbeidet anbefales utført etter følgende rekkefølge:

1. Sykkelveg etableres først, slik at løfting fungerer som stabiliserende effekt i vest før VA utgraving.
2. Motfylling legges i øst
3. Utgraving for VA og, fullføre arbeid og grøfter fylles tilbake
4. VA-utgraving utføres suksessivt i seksjoner, og utgraving for VA- grøfter utføres med grøftekasser
5. Omlegging/lukking av bekk er mulig i anleggsfase, ved behov, for å ivareta stabilitet ved behov for fylling på begge sider av VA-grøft

I ferdig bygd situasjon blir stabiliteten langs Bjørndalen i sin helhet godt forbedret sammenlignet med dagens stabilitet, særlig mot jernbane.



Figur 26: Utsnitt fra pr. 2370 viser planlagt sykkelveg og VA-grøft.

5.5 Setning – overordnet vurdering

Hovedsakelig blir store deler av Bjørndalen hevet i forhold til dagens nivå, deler av vegen blir etablert på tilnærmet eksisterende nivå. Størst heving gjelder hovedsakelig området ved Nyveilia og Bjørndalesbrua der bilveg er planlagt bygget på fylling av sprengstein i størrelsesorden 1- 2,5 m, se Figur 27. Bekken mellom bilveg og skråninger i øst skal fylles opp for utvidelse av veg, og nytt bekkeløp etableres ved siden av den eksisterende (bekkeheving og flytting). Dette fører til forholdsvis lokale fyllinger med økt tykkelse på østlig side av bilveg mot bekken. Her blir fyllingen i størrelsesorden 4-5 m høy, se Figur 27.

Iht. SVV håndbok V221 [9] forventes egensetning i vegfyllingen av sprengstein på inntil 1 % av total fyllingshøyde, dersom fyllingen legges ut på endetipp. Ved lagvis utlegging og komprimering med 3 meter tykke lag forventes egensetningene å bli inntil 0,5 % av fyllingshøyden. Videre reduksjon kan oppnås ved å benytte tynnere lag.

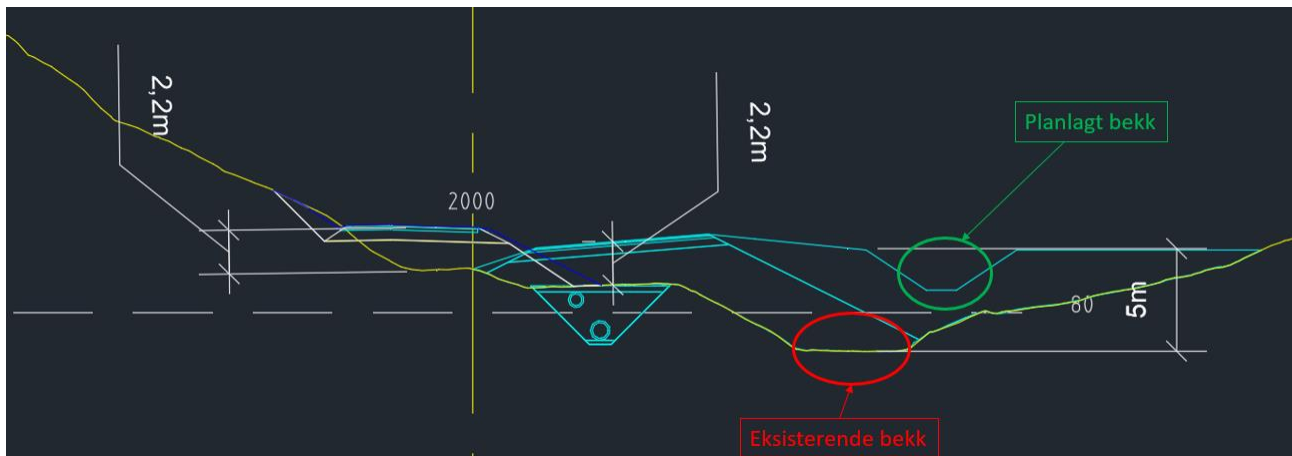
For vegfylling med maks høyde 2,5 m – 4 m, forventes dermed maksimal teoretisk setning å bli 2,5-4 cm. Størsteparten av egensetningene forventes å være ferdig påløpt innen 6 måneder etter utlegging. Kraftig nedbør eller kraftig vanning/spyling under utlegging av vegfylling kan korte ned setningsforløpet. Utlegging i perioder med frost kan øke setningsforløpet.

Det forventes også setninger fra stedlige masser, men generelt er topplaget langs dalen fast og utførte grunnundersøkelser tyder ikke på bløte/sensitive masser direkte under vegen. Setningsomfang for undergrunn er ikke estimert i denne fasen. For leire typisk også vil være noe setning, som går over lang tid (flere år), men dette er ikke ventet å være av betydelig.

Det anbefales generelt å legge ut høye fyllinger så tidlig som mulig, hvis det lar seg å gjøre, slik at setninger i og under fyllinger fremskyndes. I områder hvor ny bilveg skal etableres delvis over eksisterende veg, og delvis på fylling, kan høydeforskjellen bli 2,5-4 m. I slike områder skal fyllingen først legges i dype nedsenkninger og komprimeres godt - med god ventetid før neste lag. Dette krever en god planlegging og oppfølging i byggefase. Hele vegfyllingen bør ferdigstilles ut i god tid før asfalteringsarbeid igangsettes.

Videre fokus i byggefase når det gjelder setningsproblematikken bør være:

- Det skal vurderes behov for supplerende grunnundersøkelser der vegen heves mest, med fokus på kartlegging av grunnforhold for setningsvurderinger.
- Det skal vurderes behov for innstilling av setningsmålinger, eventuelt kombinert med poretrykksmålere for poretrykksoppfølging der sikkerhet i skråninger er lav
- Krav til lagvis utlegging av vegfylling, ventetid og komprimering vurderes i detaljprosjekteringsfase, særlig for områder med stor variasjon i fyllingshøyde lokalt.
- Det ventes at krav til totalsetning, samt differansesetninger i lengde- og bredderetning for vegen vil overholdes iht. krav i N200 [5]. Dette må kontrolleres ifm. detaljprosjektering.



Figur 27: Utsnitt fra pr.2000 viser vegheving og fylling/flytting av eksisterende bekk.

6 Konstruksjoner og bussholdeplasser

I forbindelse med etablering av sykkelveg med fortau langs Bjørndalen, vil det bli behov for reetablering av noen konstruksjoner (bru og kulverter) og bussholdeplasser. Det er også behov for en ny konstruksjon hvor det ikke er konstruksjon i dag. Geotekniske vurderinger av disse er presentert i dette kapittelet.

Støttemurer er håndtert i et eget kapittel.

6.1 Konstruksjoner

Alle konstruksjoner vurderes i tiltakskategori K1 og dermed er kravet til stabiliteten «ikke forverring».

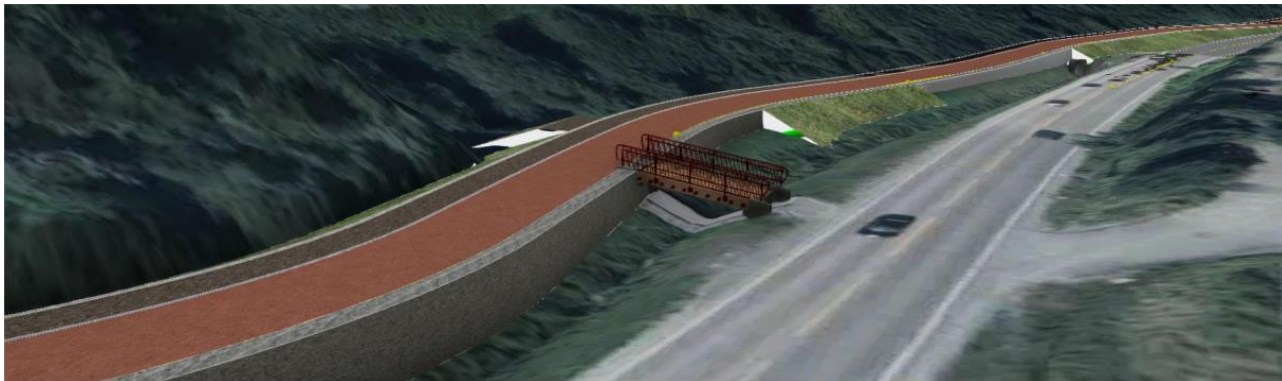
6.1.1 Overgangsbru (K1) – profil 730-740

Sør for vegkrysset Bjørndalen x John Aaes veg ved vegprofil 730-740 ligger det en eksisterende trebru for gående og syklende over Heimdalsbekken, Figur 28. Dagens bru er av trevirke med et tredekke og rekkverk i tre, med avstivende stålkryss. Brua har en føringsbredde på 3 meter og en lengde på 9 meter. Brua er fundamentert på betongfundamenter, direkte på løsmasser.

Da ny sykkelveg med fortau er bredere og planlagt på et høyere nivå enn eksisterende, må eksisterende trebru over Heimdalsbekken skiftes ut med en kortere bru. Det er valgt å benytte en trebru med samme estetiske uttrykk, men utformet i henhold til krav i gjeldende prosjekteringsregelverk. Ny bru vil ha en føringsbredde på 3 meter og er foreslått plassert samme sted som den gamle brua, se Figur 29. Dette muliggjør tilkomst for brøytekjøretøy, hvis behov. Lengde på ny bru blir ca. 6 meter i stedet for 9 m. Brua vil bli direktefundamentert på betongfundamenter, plassert på løsmasser. Brua er dimensjonert for 200-års flom. For mer detaljer, se konstruksjonstegning K101.



Figur 28: Eksisterende gang- og sykkelveg over Heimdalsbekken fra Google Street View.



Figur 29: Ny bru K1 over Heimdalesbekken er foreslått plassert samme sted som den gamle brua, utklipp fra innsynsmodell.

6.1.1.1 Geoteknisk vurdering av ny overgangsbru (K1)

Grunnforhold: generelt er topplaget langs dalen fast, og utførte grunnundersøkelser tyder ikke på bløte/sensitive masser under topplaget. Overordnet, vurderes direktefundamentering av brua som en fornuftig og gjennomførbar løsning. Det anbefales å supplere med grunnundersøkelser i byggeplanfase ved brua for å ha underlag for geoteknisk prosjektering av brua.

Stabilitetsforhold: brua er tenkt direktefundamentert, noe som medfører utgraving for etablering av betongfundamentene på begge sider. Fundamentene prosjektert delvis på fylling og delvis under dagens terreng, der sykkelveg ved brua er prosjektert med løfting over 1 m, se. Figur 30. Utgraving er i størrelsesorden 1-2 m.

Et kritisk snitt (K1) er tatt ved brua, for å vurdere utgravingsforhold ifm. etablering av betongaksene. Plassering er vist på tegning V102. Sykkelveg er her prosjektert høyere enn dagens nivå, slik at det ikke blir inngrep i skråningen. En overordnet vurdering viser, at ved å legge motfylling før utgravingen i vest vil det ikke bli forverring i anleggsfasen. Merk at bredden av byggegropen er maks 4-5 meter, samt at snitt K1 er plassert gjennom en lokal utstikking i terrenget. Nærliggende snitt 740 viser både lavere terreng og flate areal i vest mot bekken. Det er derfor mulig å benytte 3D-effekt ved stabilitetsberegninger i dette området. Hvis det settes strengere krav til sikkerhet i anleggsfasen, kan man oppnå forbedring ved å avlaste skråningstopp i området ved profil 700 til kote +133,5. For etablering av fundamentet i øst, er det bedre plass, ca. 30 m, til nærmeste skråning. En skisse som viser prinsipp for motfylling og utgraving i snitt K1 er vist i Figur 31. Figur 32 viser sammenstilling av snitt K1 og profil 740 ved overgangsbrua.

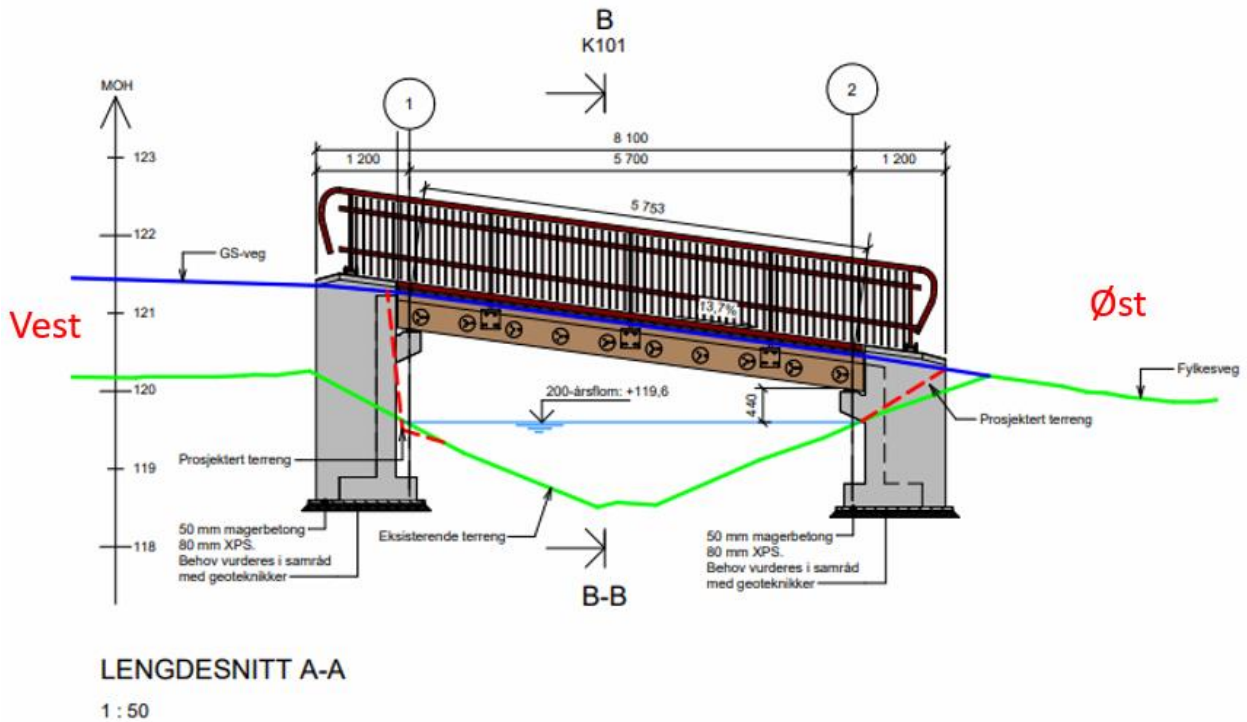
Oppsummering: utgraving for etablering av fundamentene foreslås utført i følgende rekkefølge:

1. Først legges motfylling i vest før utgraving. Evt. etableres deler av sykkelveg
2. Utgraving for etablering av fundamentet i vest (antatt grave- og fyllingsskråning 1:1)
3. Fylling av byggegropen etter fundamentering, og bygging av sykkelveg
4. Evt. motfylling i øst (vurderes etter behov) i byggeplanfase
5. Utgraving for etablering av fundamentet i øst

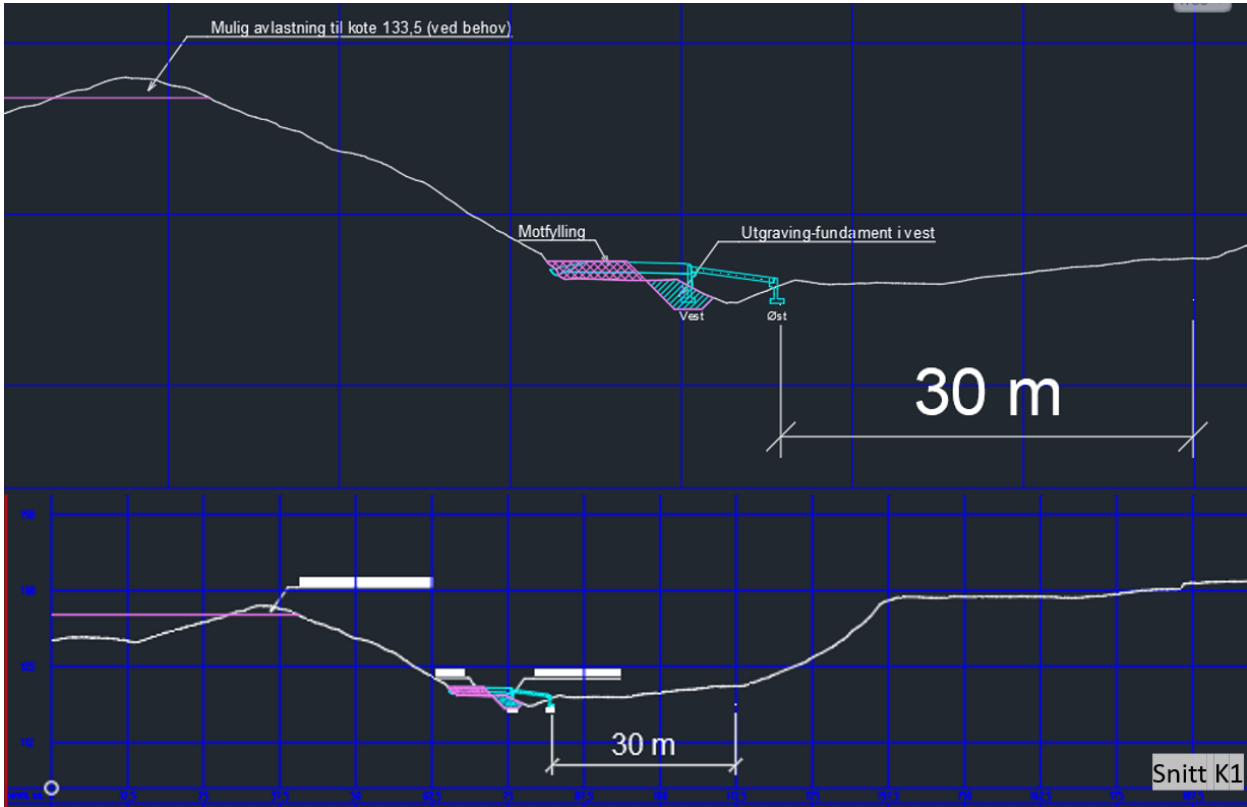
Midlertidig lukking eller omlegging av bekk er mulig i anleggsfasen, og dermed mer plass for motfylling med stabiliserende masser før utgravingsarbeid ved behov. Dette vurderes i detaljprosjektering og i samråd med blant annet konstruksjon og hydrologi/hydraulikk.

Ved behov for avlastning, utføres dette først - evt. etter motfyllingen i vest. I byggeplanfase er det mulig å vurdere andre rekkefølge på utførelse.

Endelig situasjon vil gi forbedret skråningsstabilitet/høyere sikkerhet i dette området.



Figur 30: Lengdesnitt viser brufundament, hentet fra konstruksjonstegning K101, utarbeidet av Norconsult



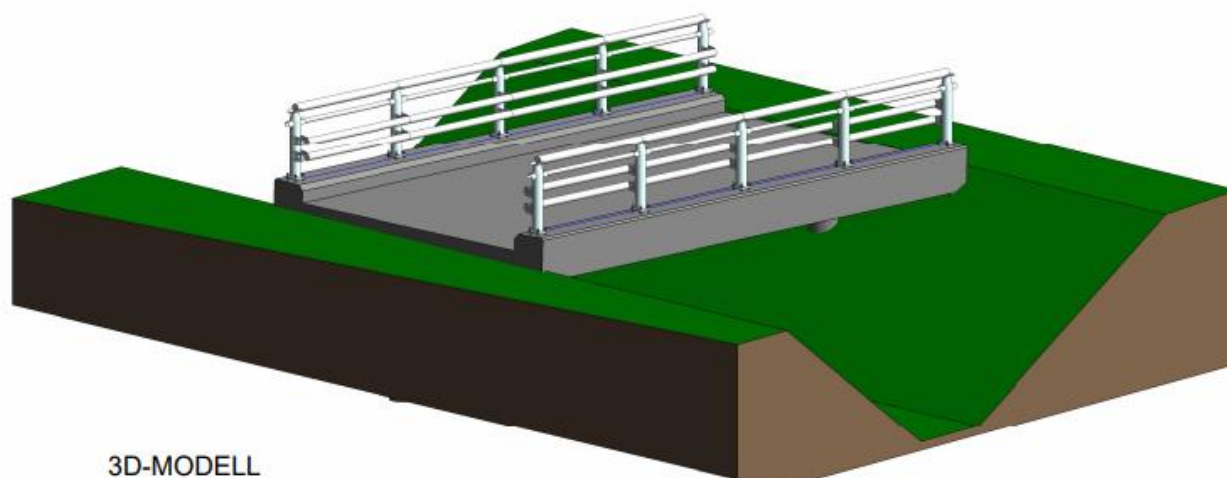
Figur 31: Skisse viser prinsippet for motfylling og utgraving- snitt K1 for etablering av fundamentene



Figur 32: Snitt K1 og snitt 740 ved overgangsbrua. Plassering av de to snittene og brua K1 er vist på plantegning V102

6.1.2 Bru over bekk (K2) – profil 2080

Under Bjørndalsbrua ved profil 2080, er eksisterende bekk lukket. Reguleringsplanforslaget legger opp til å åpne bekken åpnet. Det innebærer at bekken må heves over dagens nivå for å hindre utgraving i østlige deler. Det er prosjektert en bru over Heimdalsbekken for landbruksadkomst til jorder på østsiden av fylkesvegen, se Figur 33. Brua er tenkt utformet som en betongplate fundamentert på to Ø500 mm stålørspeler fylt med betong i hver ende. Brua kan enten plaststøpes eller monteres som elementbru. Ved sistnevnte alternativ må det etableres lager i hver ende av brua over tverrbjelker. Brua er dimensjonert for 200 års flom. For mer detaljer se konstruksjonstegning K102.



Figur 33: 3D-modell viser den nye brua K2 ved profil 2080, hentet fra konstruksjonstegning K102, utarbeidet av Norconsult.

6.1.2.1 Geoteknisk vurdering av ny adkomstbru (K2)

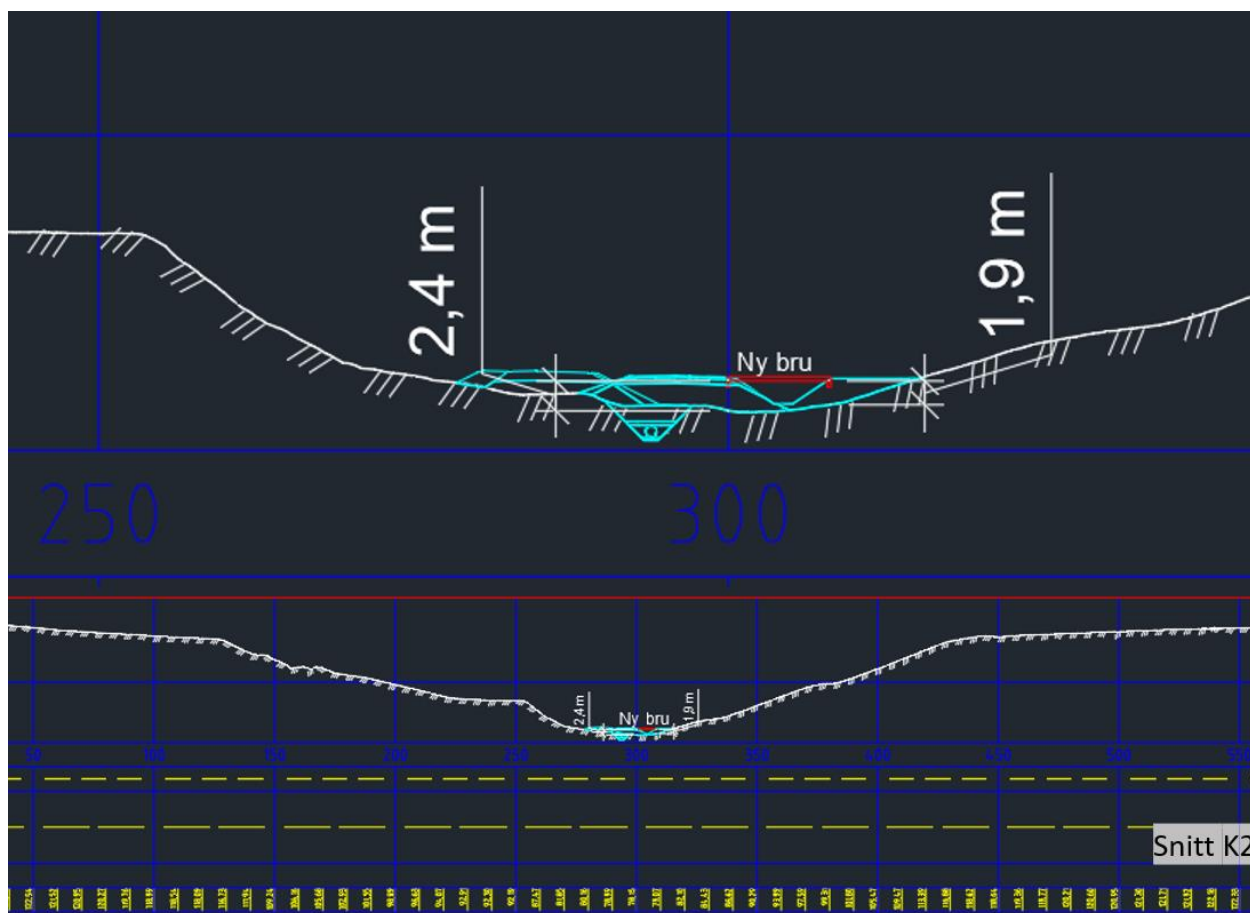
Grunnforhold: nærmeste boring er B18, som viser fast topplag over siltig leire med tynne siltlag og gruskorn. Det er ikke påvist sprøbruddmateriale i dette punktet, men avvik kan ikke utelukkes. Det anbefales å supplere med grunnundersøkelser i byggeplanfasen ved brua for å ha underlag for geoteknisk prosjektering av brua og endelig valg av fundamenteringsløsning.

Stabilitetsforhold: Brua er tenkt fundamentert med stålørpeler, tanken fra konstruksjonsfaget er å unngå utgraving for direktefundamentering. Geoteknisk sett vurderes det på et overordnet nivå at pelearbeid kan påvirke stabiliteten mot øst negativt, da pelearbeid kan føre til poretrykksoppbygging.

Et kritisk snitt (K2) er valgt ved brua for å vurdere stabiliteten og mulige andre fundamenteringsløsning. Plassering er vist på tegning V104. Her er det prosjektert løfting av hele dalen i forbindelse med ny sykkelveg med fortau, som skal heves rundt 2 m, og bilveg med heving over 2 m. Nytt bekkeløp vil ligge høyere enn dagens nivå. Den nye brua skal ligge 1,9-2,4 m over dagens terreng (målt fra underkant brudekke), se Figur 34. Siden den nye brua blir liggende over prosjektet terreng, kan brua direktefundamenteres med landkar istedenfor peler. Geoteknisk sett vurderes direktefundamentering fornuftig, og som en gjennomførbar løsning for å ivareta stabiliteten i anleggsfase. Løsningen er diskutert internt med konstruksjonsfaget, og det skal være mulig å gå for denne løsningen. Etter bygging skal stabiliteten forbedres med begge fundamenteringsløsninger.

Følgende bør hensyntas i byggeplanfase:

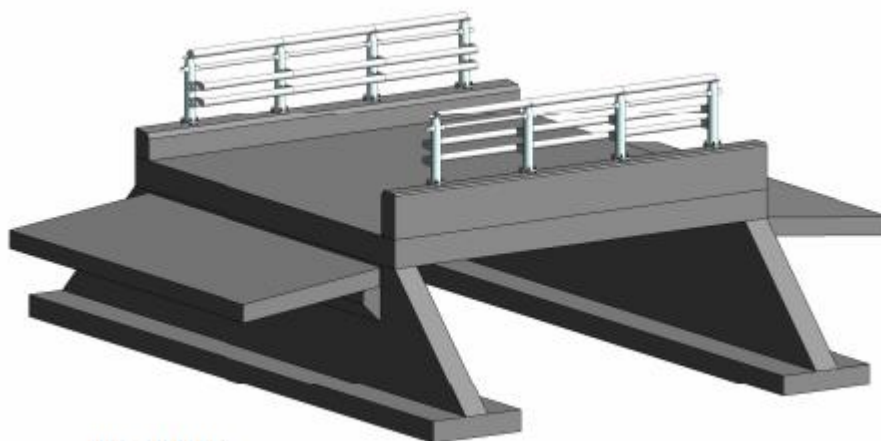
1. Ved pelefundamentering av brua, skal man være nøye med å vurdere poretrykksoppbygging. Det kan kreve å installere flere poretrykksmålere i ulike nivåer i øst-skråningen for poretrykksovervåking. Det må vurderes krav til terskelverdier for poretrykksoppbygging i anleggsfase ved peleinstallasjon for å ivareta stabiliteten.
2. Ved direktefundamentering må det vurderes setninger. På et overordnet nivå vurderes setning å være uproblematisk, siden brua er en enkel konstruksjon for begrenset adkomst til landbruksareal. Alternativt kan det fylles delvis med lette masser mot brukarene, i tilfelle setninger vurderes å bli av betydning.
3. Supplerende grunnundersøkelser bør planlegges for å dekke detaljprosjektering av begge løsninger.



Figur 34: Snitt K2 viser nivå på prosjertert ny bua K2 ved pr.2080, plassering av snitt K2 og brua er vist på plantegning V104.

6.1.3 Ny kulvert (K3) for Fv-kryssing – profil 2260-2280

Nord for Bjørndalsbrua, profil 2260-2280, ligger eksisterende bekk i kulvert som krysser under fylkesvegen. Det er prosjertert en ny kulvert for bekkekryssing, som utformes med et rektangulært betongprofil med topplate og vegger direktefundamentert på såler (stripefundament), se Figur 35. Kulverten er dimensjonert til å ha kapasitet til en 200 års flom.



3D-MODELL

Figur 35: 3D-modell viser den nye kulverten K3 ved profil 2260-2280, hentet fra konstruksjonstegning K103, utarbeidet av Norconsult.

6.1.3.1 Geoteknisk vurdering av ny kulvert (K3)

Grunnforhold: nærmeste borer; K0-6, SVV-24, SVV-24B og 07415-5 viser fast topplag over siltig leire med tynne siltlag. Boringene er vist på tegning V104. Det er ikke påvist sprøbruddmateriale i opptatte prøver fra punkt 5 - rapport 0741-5. Heller ikke sonderingene langs vegen tyder på slike masser, men avvik kan ikke utelukkes. Det anbefales å supplere med grunnundersøkelser i byggeplanfase ved planlagt kulvert for å ha underlag for geoteknisk prosjektering av kulvert K3.

Stabilitetsforhold: Kulverten er prosjektert med stripefundament (direktefundamentering) for ivaretagelse av den naturlige elvebunnen med tanke på for eksempel vandrende fisk.

For stabilitetsvurdering er det tatt to snitt, et kritisk snitt (K3-1) er tatt skrått - dette går gjennom kulverten for å vise riktig plassering/høyde av konstruksjonen. Snitt K3-3 er tatt vinkelrett på høydekoter for å vise riktig terreng. Plassering av snittene er vist på tegning V104. Her er sykkelveg prosjektert med 1-1,2 m høyde over eksisterende sykkelveg. Bilveg og bekk blir ikke endret, som vist i Figur 36.

For fundamentering av kulverten vil det bli behov for utgraving til ca. kote +69 (underkant sålefundament), ca. 3 m under dagens bilveg. Utgraving under dagens nivå vil påvirke stabiliteten negativt, særlig mot øst, se Figur 36. Mot vest er det bedre plass, og her kan utgravingen kompenseres med motfylling i skråningsfot. Geoteknisk sett anbefales det å utføre utgraving med en avstivet spuntgrop, med minimal utstrekning for å ivareta stabiliteten. Utgraving for fundamentering av hele konstruksjonen er i størrelsesorden av en spuntkasse (LxBxD)(18x10x3) m. Siden stabiliteten er anstrengt i østlige skråninger i dette området, anbefales det å utføre utgraving for konstruksjonen på følgende måte:

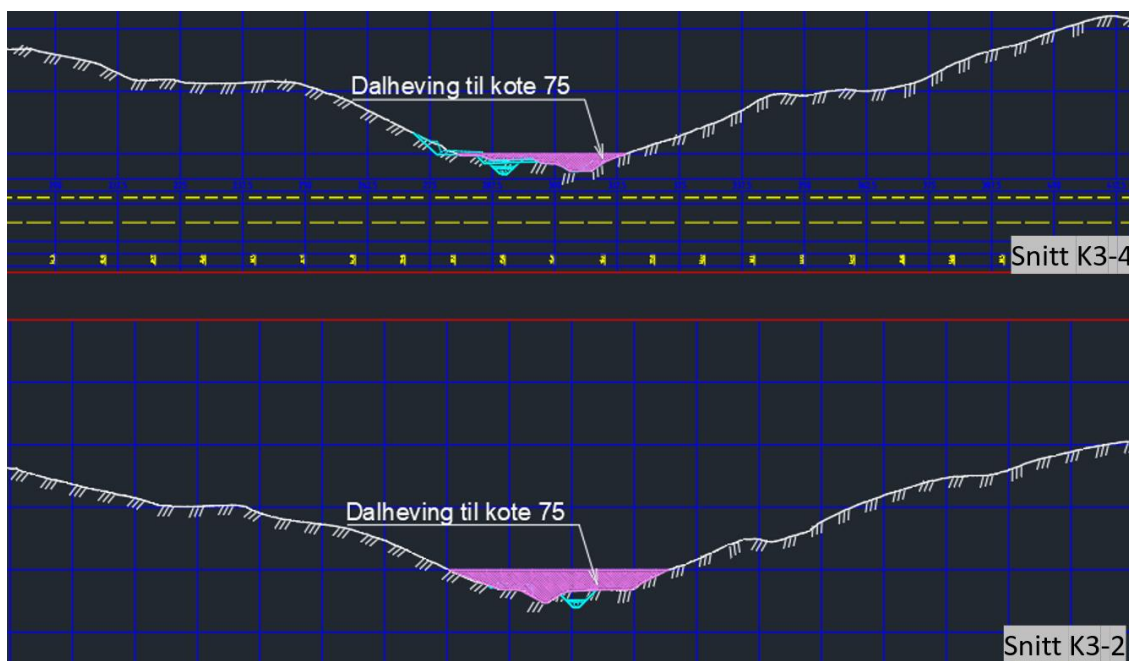
1. Først etableres sykkelveg med fortau, evt. legges motfylling i vest og noe mindre i øst, i den grad det er plass.
2. Fundamenteringsarbeid deles i to ved å etablere spuntkasse 18x5x3 (LxBxD) m for det ene fundamentet, utgraving, fundamentering og så fylle opp igjen før igangsetting av spunting og utgraving for det andre fundamentet. Denne løsningen vil minimere den negative påvirkningen utgravingen får på skråningsstabiliteten i området.

3. For å ha en dokumentert 3D-effekt (sidestøtte), kan man forbedre stabiliteten langs dalen på begge sider av K3-3 ved å fylle hele dalen, omfanget og nivået bestemmes etter detaljerte beregninger i byggeplanfase. Omlegging av bekken, eller å legge bekken i rør, er mulig i vestlig- og østlig del for å forbedre stabiliteten. Hele dalen kan vurderes heve midlertidig i anleggsfase, om nødvendig. Skisse viser foreslåtte tiltak ifm. dalheving er vist i Figur 37.

Foreslått tiltak gir en mer krevende anleggsgjennomføring, både for trafikkavvikling og rent konstruksjonsteknisk. Det bør vurderes å gjøre supplerende grunnundersøkelser før detaljprosjektering, da andre løsninger kan være aktuelle om det kan dokumenteres bedre skråningsstabilitet i området.



Figur 36: Snitt K3-1, som går gjennom kulvert (skrått), viser riktig plassering og nivå på kulvert K3. Snitt K3-3 viser terrengmodell i området der det skal etableres kulvert K3, ca. vegprofil 2265. Plassering av snitt K3-1 og K3-3 og konstruksjon K3 er vist på plantegning V104.



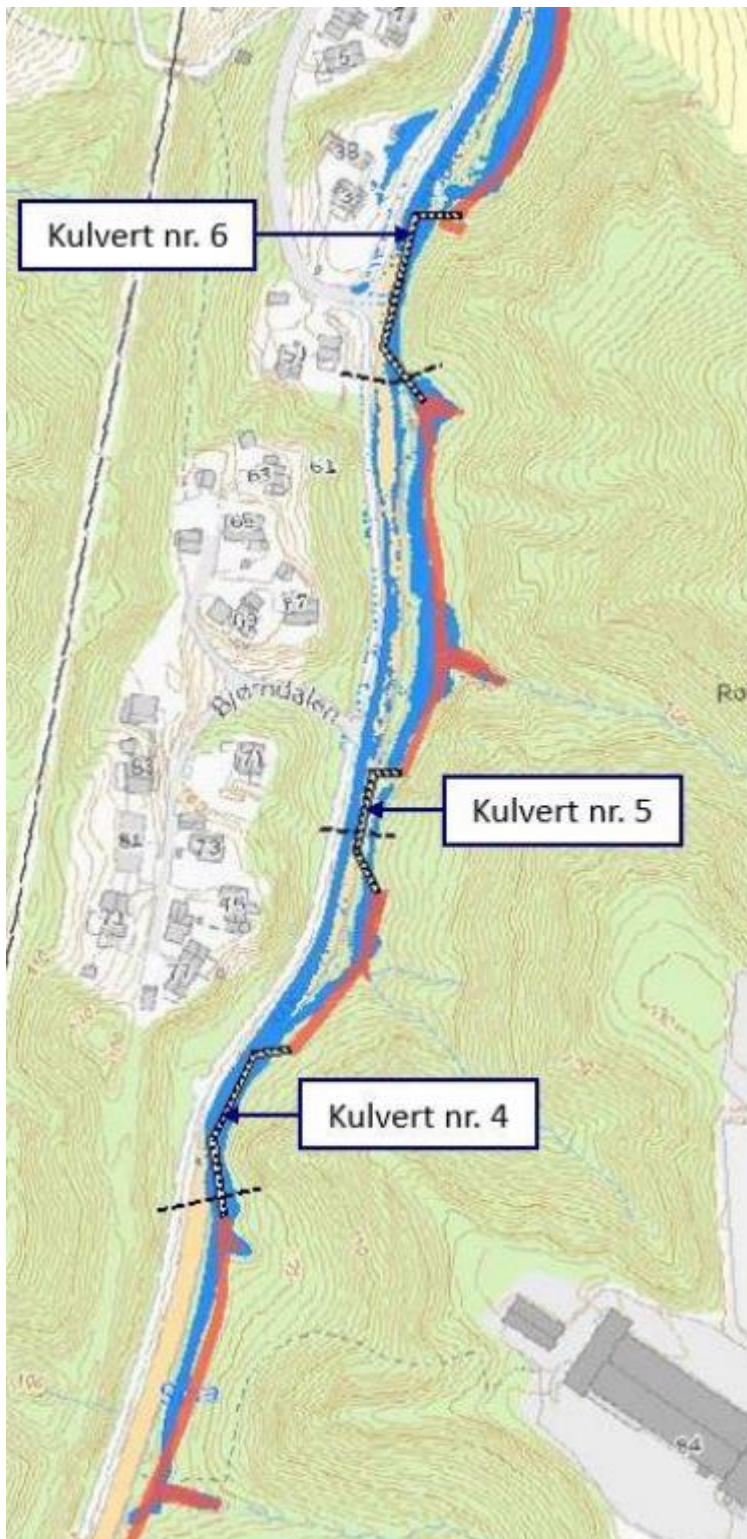
Figur 37: Skisse viser forslag på dalheving i nabosnittene K3-2 og K3-4, heving er bare foreslått til kote +75 for å illustrere hevingen. Plassering av snitt K3-2 og K3-4 er vist på plantegning V104.

6.2 Kulverter

På strekningen hvor dalen skal løftes, skal tre kulverter byttes ut i forbindelse med hevingen. Dette er kulvert nr. 4, 5 og 6, vist i Figur 38. Kulvert nr. 4, 5 og 6 skal byttes ut for å øke dimensjoner i forhold til dagens. Nødvendig dimensjon på kulvertene 4, 5 og 6 er beregnet til 2,4 meter (sirkulær). Eksisterende dimensjon (diameter) på kulvert nr. 4, 5 og 6 er henholdsvis (1,2), (1,6) og (1,9) meter.

For kulvert nr. 2 (profil 860-1150, se tegning O102) er det vurdert å bytte denne ut, men dette ligger ikke inne i planforslaget. Grunnen til at det er vurdert å bytte ut kulvert nr. 2, er at den får stor overdekning og at det ikke er sikkert at den tåler en slik ekstra belastning. I byggeplanfasen må det vurderes om denne kulverten er i god nok stand slik at den kan beholdes, eller om det må legges ny bekkekulvert. Eksisterende kulvert er i betong og er 1,5 m i diameter.

Per nå er det ikke laget endelige modeller på nye kulverter, derfor må dette detaljeres i byggeplanfase. Det må gjøres geotekniske vurderinger for de nye kulverter i byggeplanfase. Det anbefales å supplere med grunnundersøkelser ved alle kulverter som skal byttes ut for å ha underlag for geoteknisk prosjektering og fundamentering av kulverter. Hydraulikk og hydrologi har tatt hensyn til 200 års flom og krav om erosjonssikring i inn- og utløp av kulverter. Dette må detaljeres i byggeplanfase i samråd med geoteknikk.



Figur 38: Plassering av kulvert 4, 5 og 6, hentet fra fagrapport, tekniske fag 52207550-ADM-RAPP-02.

6.3 Bussholdeplasser

Det er i dag flere bussholdeplasser på strekningen, utformet som busslommer:

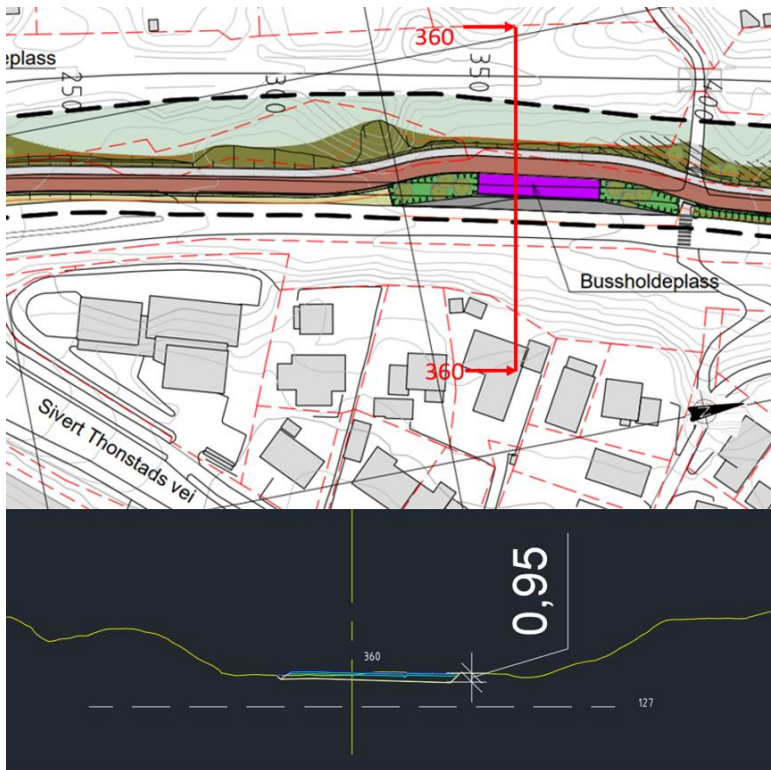
- Kvenild
- Rosten
- Kolstaddalen
- Okstadøy

Holdeplassene Kolstaddalen for busser i nordlig retning, og Okstadøy for busser i begge retninger, har egne plattformer og leskur.

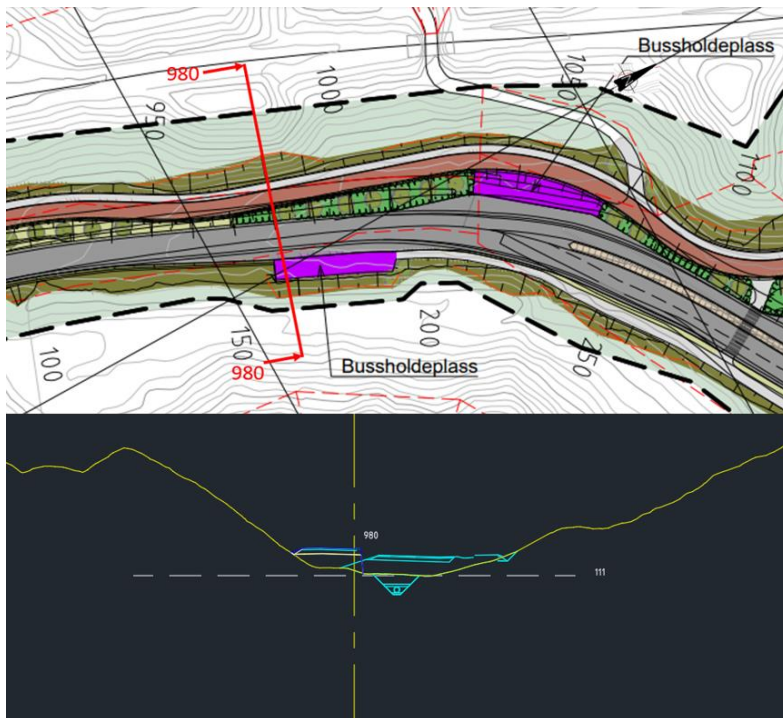
Reguleringsplanen legger opp til nye busslommer der eksisterende busslommer berøres. Prosjektet vurderer dette som den mest trafikksikre løsningen. Bussholdeplass Kvenild bygges om, og nye bussholdeplasser, Rosten og Kolstaddalen etableres. Bussholdeplass Rosten i nordgående retning plasseres noe lengre sør enn dagens holdeplass. Bussholdeplasser like sør for Nyveilia (Kolstaddalen) reetableres med omtrent samme plassering som i dag. Okstadøy bussholdeplass blir ikke påvirket av planlagt tiltak. Nye bussholdeplasser er planlagt som busslomme med plattform. Lengde på plattformen er 30 m og total lengde på bussholdeplass er om lag 70 m.

Geoteknisk vurdering av planlagte nye bussholdeplasser følger under:

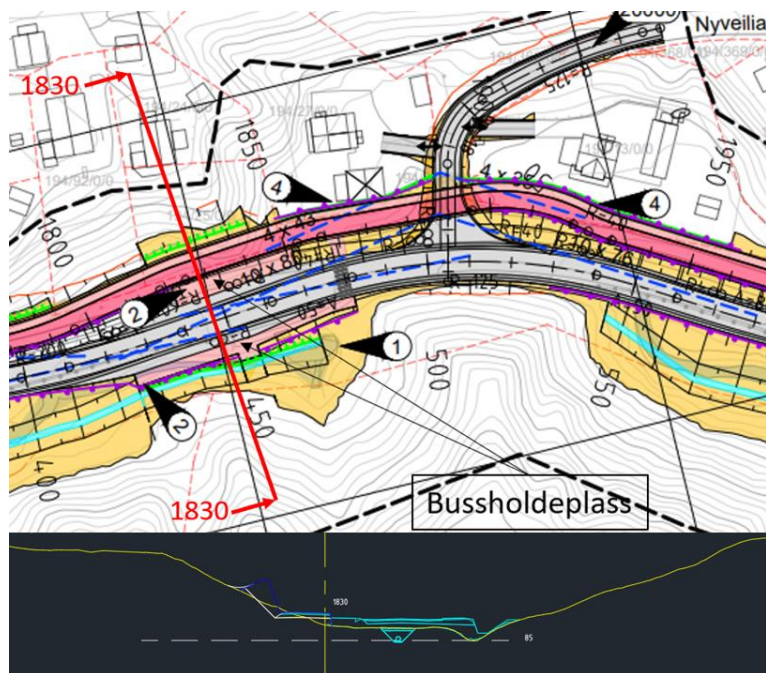
- 1- Kvenild: bussholdeplass ligger mellom vegprofil 330-400, etableres på eksisterende nivå i ferdig situasjon, se Figur 39. I utgravingsfase vil det bli maksimal utskifting av øverste 1 m for etablering av plattformen. Utgravingen foregår litt unna skråningsfot i øst i det flate partiet, evt. kan det utføres seksjonsvis for å unngå forverring av stabiliteten evt. kombinert med motfylling i skråningsfot ved behov.
- 2- Rosten (1 i øst og 1 i vest): bussholdeplass, som ligger i øst langs vegprofil 980-1010, etableres på 0,5-2,5 m høy fylling i ferdig situasjon, se Figur 40. I utgravingsfase vil det bli noe beskjeden skjæring i skråning øst, kun ved profil 980-990. Ved å etablere bilveg med løfting opp til 2,5 m vil dette kompensere den lille skjæringen (30 cm). Bussholdeplass i vest ligger mellom sykkelveg med fortau og kjøreveg, og er planlagt å ligge på ca. 2,5-3 m høy fylling, noe som medfører forbedring av stabiliteten i anleggssituasjonen og ferdig situasjon.
- 3- Kolstaddalen (1 i øst og 1 i vest). Bussholdeplassene ligger mellom vegprofil 1785-1870. Holdeplassene etableres i vest og i øst på ca. 1,5-2,0 m fylling over dagens veg, noe som medfører forbedring av stabiliteten i anleggssituasjonen og ferdig situasjon. se Figur 41.



Figur 39: Bussholdeplass Kvenild, plassering og representativ snitt. Utklippet øverst på figuren er hentet fra O10.



Figur 40: Bussholdeplass Rosten, plassering og representativ snitt. Utklippet øverst på figuren er hentet fra O102.



Figur 41: Bussholdeplass Kolstadsdalen, plassering og representativ snitt. Utklippet øverst på figuren er hentet fra C103.

7 Geoteknisk vurdering av støttemurer

7.1 Generelt

Det planlegges natursteinsmur langs deler av strekningen med varierende høyde 1-5 m som følgende:

- Sykkelveg med fortau etableres med støttemur mot vest
- Sykkelveg med fortau etableres med støttemur mot bekken eller fylkesveg i øst
- Fylkesveg/bussholdeplass etableres med støttemur mot bekken i øst

Murhøyden, som er nødvendig murhøyde over bakkeplan (uten å regne med murfronten), varierer mellom 1 og 5 m. Plassering av alle støttemurer er vist på plantegninger V100-V104.

Hensikten med etablering av tørrmurer er:

- 1- Redusere/unngå skjæring mot boliger og til dels jernbanefylling
- 2- Heve sykkelveg med fortau i trange områder, uten å påvirke bekkeløpet som ligger mellom sykkelveg og bilveg
- 3- Heve bilveg og omlegge bekkene i øst, uten å ha skjæring i bratte skråninger i øst
- 4- Gi bedre plass til etablering av bussholdeplass

Nå, i tidlig fase er det vurdert bæreevne på et overordnet nivå ved å bruke programvaren Profinova – Tørrmur, versjon 23.01.

Beregninger og resultater presenterer i følgende delkapitler.

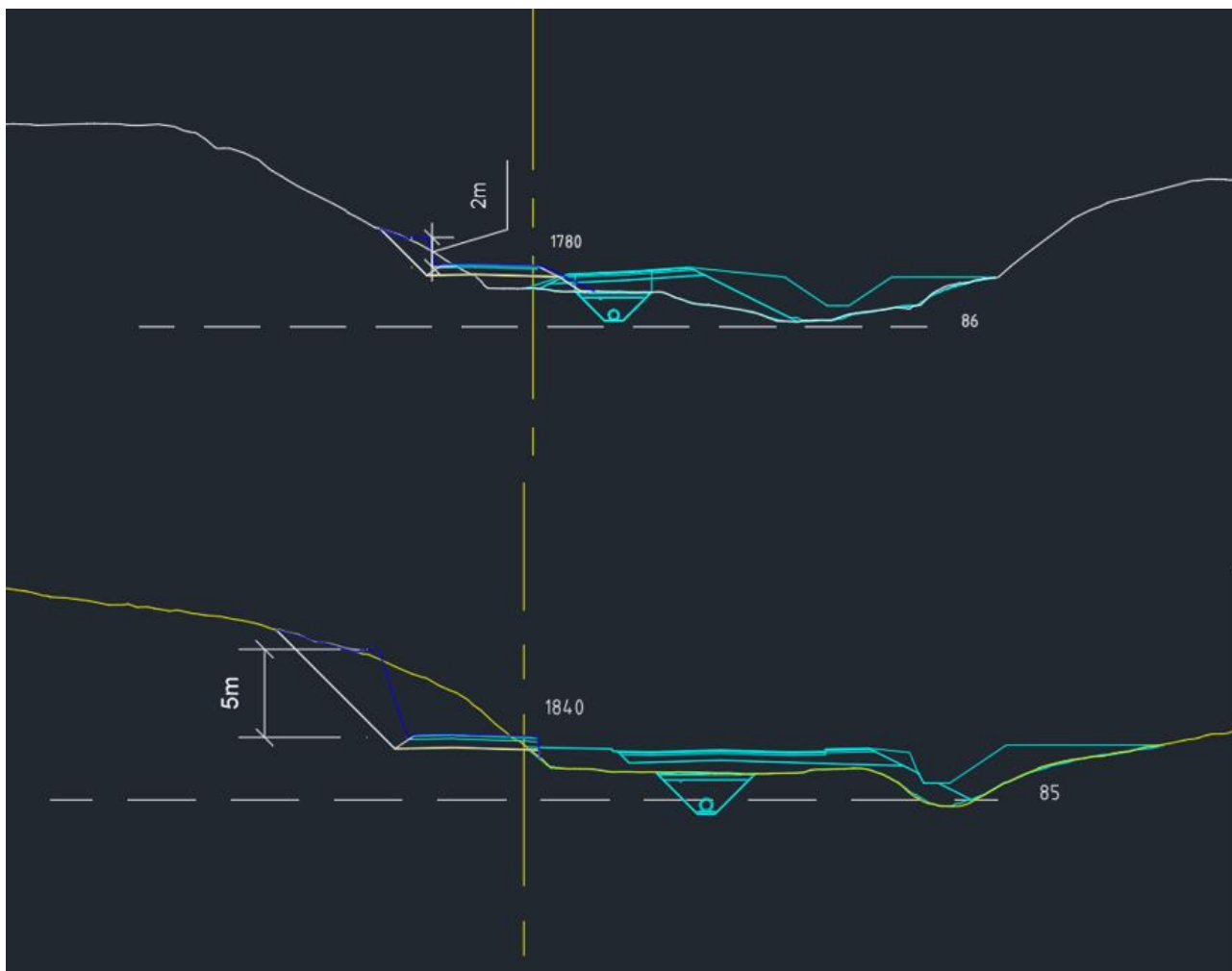
7.2 Krav til sikkerhetsfaktor (materialfaktor)

Det er, som nevnt i delkapittel 5.2, ulike krav til sikkerhetsfaktor langs hele strekningen. For å kunne kjøre beregninger på et overordnet nivå, har Norconsult foreløpig forenklet vurdering rundt valg av sikkerhetsfaktor.

For bæreevnevurderinger er det lagt til grunn totalspenningsanalyse med materialfaktor $\gamma_m=1,4$.

7.3 Beregningsresultater og dimensjoner på tørrmurer

Det er valgt gjennomsnittlig høyde 2 m og maksimal høyde 5 m for vurdering av kapasitet og dimensjoner på tørrmur. Et representativ snitt for murhøyde 2 m er fra profil 1780, og et representativ snitt for murhøyde 5 m er fra profil 1840, se Figur 42.



Figur 42: Utsnitt fra profil 1780 (murhøyde 2 m) og profil 1840 (murhøyde 5 m).

I beregninger er det lagt til grunn samme materialparametere og beregningsforutsetninger som er anvendt i stabilitetsberegninger. For vurdering av lokalstabilitet er dette vurdert i stabilitetsberegninger som er presentert i beregningssnitt 1840, se delkapittel (5.4.16 pr.1840) og tegninger V213-V215.

Beregninger med Profinova viser følgende foreløpige dimensjoner, vist i Tabell 16. Utskrift fra beregningsprogrammet er vist i vedlegg C.

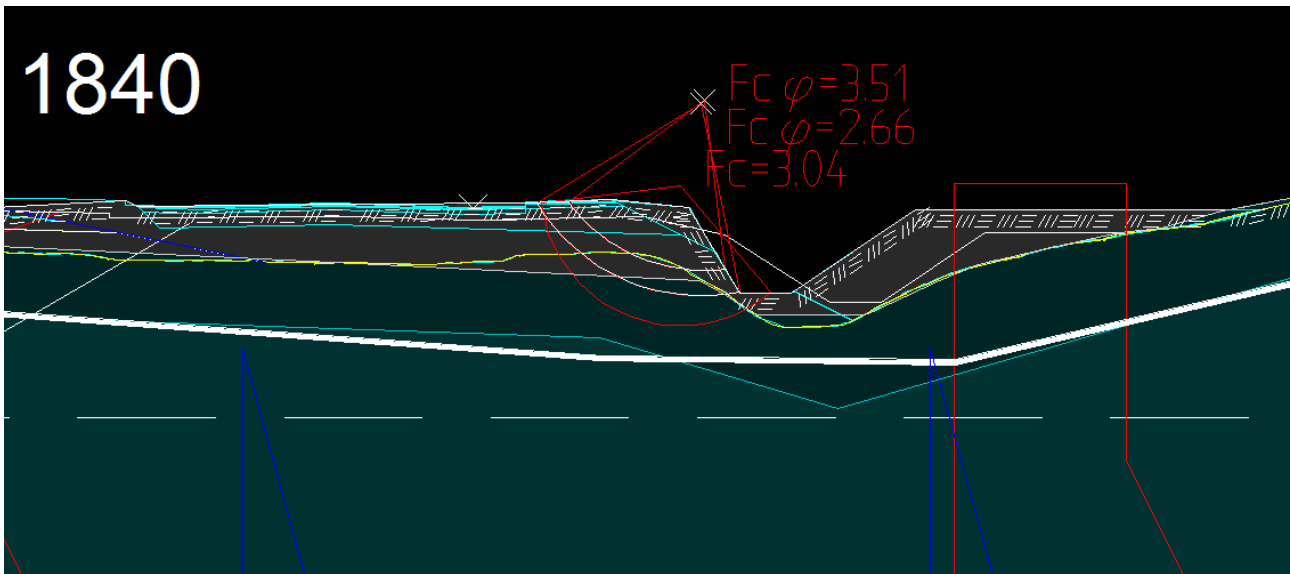
Tabell 16: Dimensjoner på tørrmurer med valgte høyde 2 og 5 m.

Profil	Murhøyde, H*	Nødvendige sålebredde (bunnbredde)	Nødvendig toppbredde
1780	2 m	1,3 m	1,2 m
1840	5 m	3 m	2 m

*Murhøyden H angir nødvendig murhøyde over bakkeplan på murfronten

Fyllinger ved pr. 1840-1850 og andre tilsvarende fyllinger ned mot bekkeløpet i øst kan ikke vurderes som tørrmur. Det er foreløpig vurdert lokalstabilitet med GeoSuite, og beregninger viser tilstrekkelig sikkerhetsfaktor lokalt - som vist Figur 43. Ved senere detaljprosjektering må det vurderes mer nøyaktig oppbygging av fylling, eventuelt med annen helning. Fyllingen er nå modellert med helning som ikke er vanlig for tradisjonelle fyllinger eller tørrmurer. Mulige løsninger:

Flytte bekkeløpet ved pr. 1840-1850 og tilsvarende profil mot øst slik at man klarer å legge fylling med helning 1:1,5, eller etablere fylling på tørrmur med helning 3:1 eller brattere.



Figur 43: Utklipp fra beregningssnitt 1840, viser lokal stabilitetsvurdering ved fylling mot bekket i øst. Helning på fylling er 1,7:1.

7.4 Konklusjon og videre arbeid – støttemurer

Basert på overordnet beregninger, mener Norconsult at planlagte tørrmurer er mulig å gjennomføre. Det er stort sett beskjedne høyder; store deler har høyde omtrent 1 m, gjennomsnittlig høyde er 2 m, og noen få strekninger har 4-5 m høyde.

Støttemur mellom bilveg og bekk i øst kan i noen tilfeller havne oppå nåværende bekk, se Figur 42. Derfor kan det bli utfordrende å bygge tørrmur før bekket er lagt om, det vurderes foreløpig følgende løsningsprinsipp for dette:

1. Fylle opp med nokså tette masser i dagens bekkeløp (på et tidspunkt med liten vannføring), evt. legge bekket i rør der den renner i dag, og fylle over disse.
2. Erosjonssikre planlagt bekkeskråning mot øst.
3. Bygge steinmur og erosjonssikre bunn av ny bekk, så legge om bekket før tetting av opprinnelig bekkeløp.
4. Fylle opp med kvalitetsmasser bak muren over bekketnivå.
5. Etablere veioverbygning.

I detaljprosjekteringsfase anbefales det å gjøre følgende vurderinger:

1. Supplerende grunnundersøkelser i aktuelle plasseringer av høye tørrmurer for bedre kartlegging av grunnforhold under fundamentet og i skjæringen i bakkant av støttemur. Dette kan bidra til sikrere parametere i beregninger og evt. optimalisering av dimensjoner på tørrmurer.
2. Bruke et annet beregningsprogram som f.eks. Plaxis FEM (i tillegg til Profinova), som gir mulighet for mer detaljerte beregninger. Dette kan gi bedre kontroll på beregningsforutsetninger og modelloppbygging.
3. Det skal i detaljprosjekteringsfase vurderes flere kritiske snitt der ulike høyder skal vurderes, og det skal tas hensyn til terrenget og belastningen bak muren. Dette er allerede hensyntatt i utførte beregninger, men varierende helning og andre forutsetninger kan forekomme.
4. Der tørrmur bygges opp mot eksisterende bekk, må erosjonssikringen vurderes over hele bekkens tverrsnitt for å sikre tilstrekkelig mot erosjon. Dette utføres i samarbeid med fagspesialist(er) innen hydraulikk og hydrologi.
5. I detaljprosjekteringsfase; hvis krav til sikkerhetsfaktor ikke kan oppfylles etter gjeldende regelverk, skal arbeidet med etablering av tørrmurer utføres seksjonsvis. Andre restriksjoner i byggefase fastsettes i detaljprosjekteringen.
6. Mer detaljer om utbygging av tørrmurer og produksjon av arbeidstegninger blir utført i detaljprosjekteringsfase.
7. Det er mulig å vurdere i detaljprosjekteringsfase andre type mur som f.eks. betongmur, med tanke på mindre utgraving og bedre kapasitet.

8 Geoteknisk vurdering av VA – ledninger i detaljreguleringsfase

8.1 Kort om tiltaket

Planlagt tiltak hovedsykkelveg langs Bjørndalen vil berøre et viktig overføringsnett for avløp, kommunen har dermed uttalt at det må utarbeides et forprosjekt i samråd med kommunalteknikk VA langs Bjørndalen. Dette innebærer å erstatte eksisterende overføringsnett AF med ny avløpsledning med tilstrekkelig kapasitet. I tillegg må overvann fra planområdet håndteres i forbindelse med ny sykkelveg iht. Trondheim kommunes VA-norm.

Eksisterende fellesledning for avløp langs Bjørndalen erstattes med ny spillvannsledning.

I forbindelse med forprosjekteringsarbeidet for ny spillvannsledning langs Bjørndalen, har kommunen gitt innspill på at det samtidig skal prosjekteres nytt vann- og avløpsnett ved vegkrysset Nyveilia og Bjørndalen.

8.2 Innledning

I denne versjonen av geoteknisk rapport J02 er det lagt til grunn detaljerte geotekniske vurderinger av planlagt VA-traseer over hele strekningen, hvor det blir VA-anlegg. I geotekniske snitt vises begge planlagte hoved tiltak; sykkelveg med fortau og VA-anlegg.

Store deler av nytt planlagt VA-anlegg var tenkt lagt under ny hovedsykkelveg innenfor planområdet. Geotekniske vurderinger viser at dette var utfordrende, grunnet er at dette vil medføre store inngrep mot skråninger i vest (mot Dovrebanen) og dermed påvirker stabiliteten negativt.

Det er derfor foreslått endring av plasseringen til VA-traseer, slik at det lar seg gjennomføre grøftegraving med tradisjonelle, stabiliserende, midlertidige tiltak - uten forverring av dagens stabilitet langs dalen. Ny plassering av VA-anlegg er i det meste under fylkesveg.

Nytt VA-anlegg vil generelt ligge med grøftedybder på ca. 2-4 meter under dagens terreng, selv om dagens terreng er hevet langs store deler av strekningen. Dette er grunnet ivaretagelse av eksisterende ledninger som skal tilknyttes, og som krysser under Heimdalsbekken.

8.3 Tiltakskategori og krav til sikkerhetsfaktor

For VA-ledninger ligger tiltaket i tiltakskategori K1 iht. NVE, s kvikkleireveilederen [1]. Siden tiltaket ligger langs planlagt veg, legger vi til grunn samme krav til sikkerhet og prosjektering ellers som for hovedsykkelveg.

8.4 Geoteknisk vurdering av VA-anlegg

Gjeldende krav for tiltakskategori K1 er «ikke forverring», hele tiltaket er plassert i dalen og dermed er det utgravingsfase som kan være utfordrende. Planlagte tiltak etter endring av plassering ligger nå stort sett under fylkesvegen. Graveskråninger for grøfter er planlagt i VA-modell med helning 1:1, men i geotekniske vurderinger og beregninger er den lagt med 2:1 og er tenkt å utføres med grøftekasse for å minimere utgraving.

Generelt er topplaget langs dalen fast og utførte grunnundersøkelser tyder ikke på bløte/sensitive masser under topplaget. Geotekniske beregninger og vurderinger viser at den med ny plasseringer er mulig å gjennomføre uten å forverre dagens stabilitet, med følgende geotekniske forutsetninger:

1. Behov for midlertidig stabiliserende tiltak i form av motfylling på en eller begge sider av dalen i forkant av utgraving. I byggeplanfase kan man vurdere å kunne grave for VA-grøft og fylle samtidig.
2. Grøftarbeid utføres suksessivt i seksjoner
3. I alle strekninger er det langt inn en rekkefølge som skal følges for å ivareta stabiliteten
4. I noen strekninger er det foreslått å gjennomføre arbeid med rørpressing, hvor det kan være vanskelig å flytte traseen
5. I noen strekninger er det foreslått å flytte traseer som ligger tett i foten av skråning i øst, for å ha bedre plass til motfyllingen. Hvis dette ikke er mulig, kan man bruke rørpressing

Beregninger og vurderinger i detaljer for VA-anlegg er presentert for hele strekningen i kap. 5.

I detaljprosjektering, skal det vurderes behov for supplerende grunnundersøkelser langs planlagte VA-traseer.

9 Erosjon

9.1 Innledning

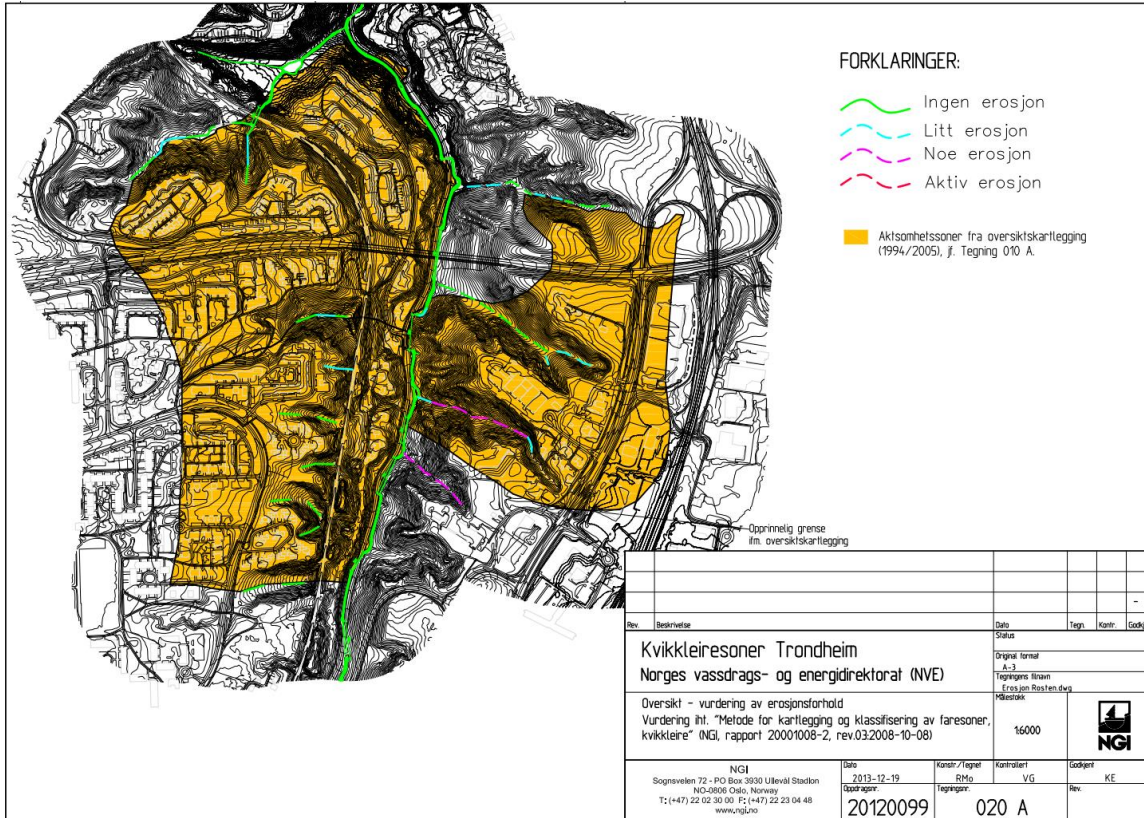
Krav iht. NVE,s kvikkleireveleder [1] for K1 tiltak er: erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.

Bjørndalen er en ravinedal som er kjent med et stort bekkesystem. Heimdalsbekken renner nordover fra Heimdal sentrum gjennom Bjørndalen og løper ut i Leirelva i Forsøkslia. Bekken ligger delvis som åpen bekk og delvis i kulvertør langs vegen. Kulverten krysser under vegen flere steder. Heimdalsbekken har tilsig fra flere mindre bekker nedover dalen på strekningen til den renner inn i Leirelva, blant annet fra Saupstad og Flatåsen.

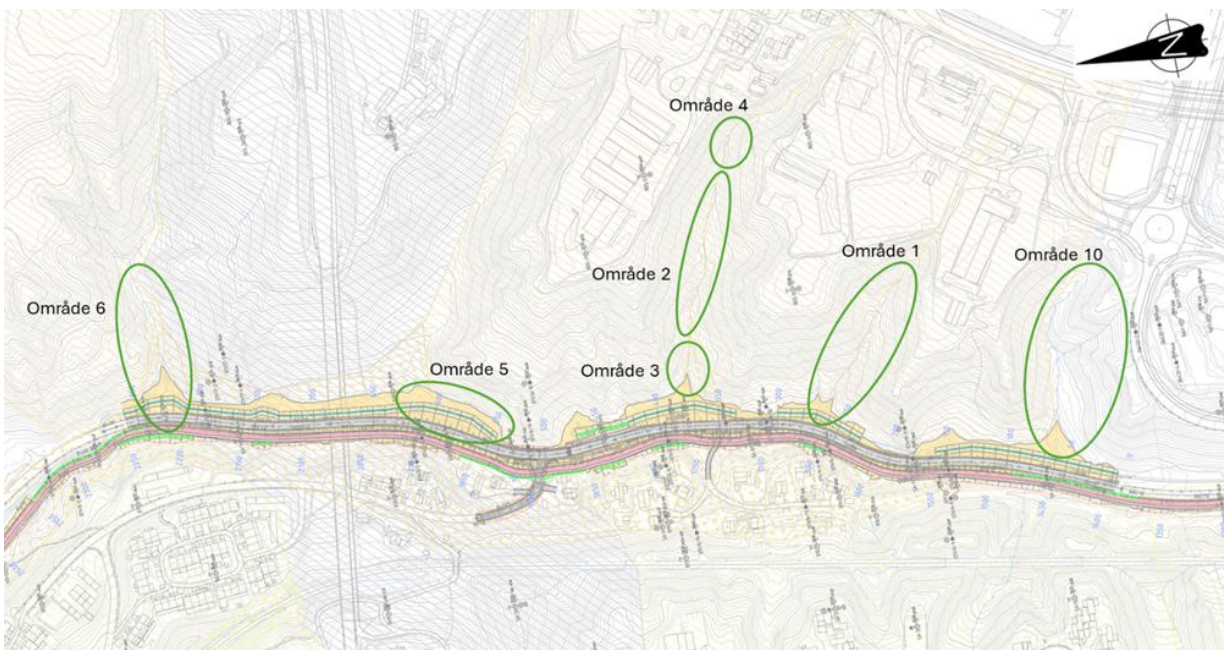
NGI har vurdert erosjon langs bekkesystemet i området ifm. utredningsarbeid av kvikkleiresonene Rosten, Kostad og Saupstad i 2012 [10]. Kartlegging av erosjonsforhold er utført langs hovedbekken; Heimdalsbekken og Leirelva, samt sidebekker som renner inn fra sideraviner. Kartleggingen, se Figur 44 , viser ingen aktiv erosjon eller fare for at erosjon kan påvirke stabiliteten i området. Mer detaljer og bilder om erosjonskartlegging er vist i NGI rapport [10], vedlegg G.

Flere befaringer i området er gjort av geoteknikere i forbindelse med planlegging- og gjennomføring av grunnundersøkelser, og det ble blant annet gjort observasjon langs hovedbekkene med tanke på erosjonsforhold. Ingen tegn til pågående erosjon er observert langs Heimdalsbekken og Leirelva. I august 2024 gjennomført befaring for å kartlegge erosjon i sidebekkene langs deler av Heimdalsbekken. Befart områder er vist i Figur 45.

Erosjonsvurdering presenteres i detaljer i vedlegg D. Konklusjon presenteres i neste delkapittel 9.2.



Figur 44: Utklipp fra NGI rapport [10], viser kartlegging av erosjon i tiltaksområdet



Figur 45: Oversikt og nummerering over befarte områder, befaring Norconsult august/2024.

9.2 Konklusjon

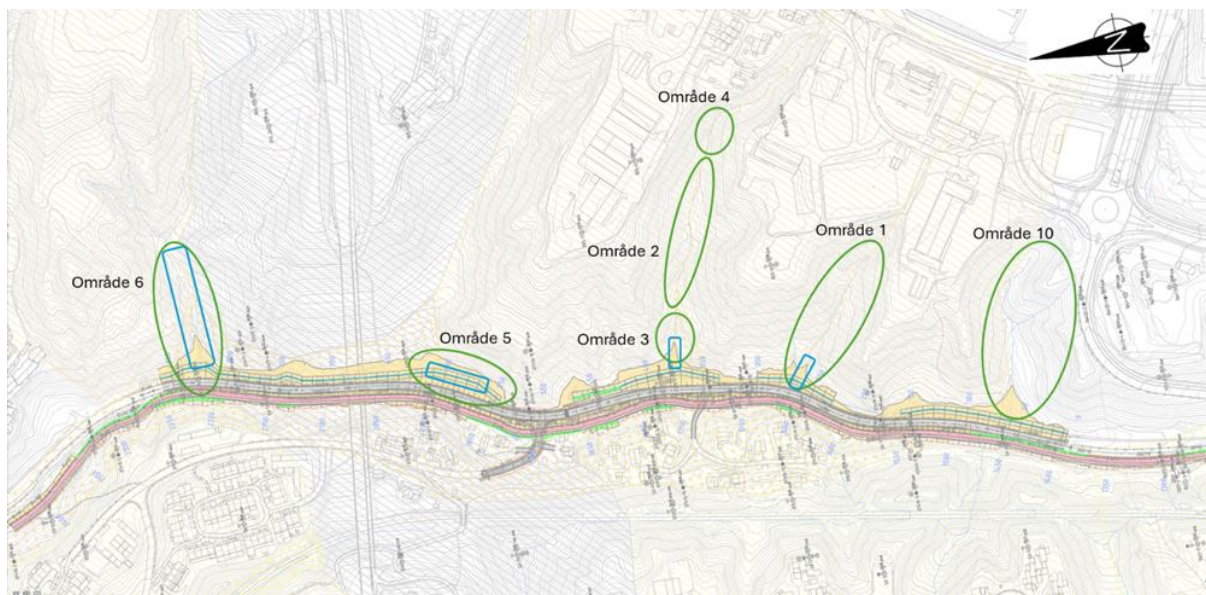
Generelt er sidebekkene svært små og hadde lav vannføring på befaringstidspunktet. Det var i hovedsak kohesjonsmasser (siltig leire) i bunn og sidene av bekkeløpet. Noen steder var det et beskjedent steindekke over leira.

Stort sett var det intakt vegetasjon helt ned til bekkeløpet. Noen skakke trær kan indikere bevegelser i grunnen, men dette er trolig forårsaket av jordsig som følge av bratt terreng.

Det vurderes at det i nedre del av sidebekken i område 1 pågår «litt» erosjon. Lenger opp i bekkeløpet er det bedre forhold. I område 5 lokalt ved yttersving av Heimdalsbekken, samt i område 6, vurderes det at det pågår «noe» erosjon.

I områdene hvor det er observert «noe» erosjon, anbefales det erosjonssikring i form av steinsetting. Stablemuren i område 5 må ryddes opp i og det anbefales å plastre yttersvingen for å forebygge ytterligere erosjon. I sidebekkene i område 1 og 3, anbefales steinsetting ned mot utløpet som forebyggende tiltak.

Områder som anbefales steinsatt, er markert på Figur 46. I forbindelse med heving av sykkelveg og bilveg, vil bekken heves enkelte plasser. Ved heving av Heimdalsbekken, forutsettes det at Heimdalsbekken og sidebekkene kobles sammen på en skånsom måte med minst mulig inngrep i sidebækker - og uten at dette reduserer vannføring i Heimdalsbekken. Dette er blant annet for å unngå evt. endring av poretrykksforhold i dalen, som kan påvirke stabiliteten negativt. Hevede bekkeløper skal utformes erosjonssikkert. Ytterligere utbedring med steinsetting må planlegges i sammenheng med dette i byggefase. Det gjelder også inn- og utløp til omlagte kulverter.



Figur 46: Oversiktskart. Områder der det anbefales steinsetting er markert med blått.

10 Oppsummering, videre arbeid og behov for supplerende grunnundersøkelser

Tiltaket; ny sykkelveg med fortau og oppgradering av bilveg, som den er planlagt nå, vil hovedsakelig etablert med fylling langs dalens i store deler av strekning, opptil 2,5-3 m. Dette medfører i prinsippet forbedring av områdestabilitet i sin helhet langs Bjørndalen.

Det er lagt inn K1 for valg av tiltakskategori iht. NVE veileder [1] og kravet til sikkerhet er «ikke forverring». Prinsippet lagt til grunn for planlegging og utforming av vegmodellen er «forbedring»/ «ikke forverring». Grunnen er å ta hensyn til Bane NOR sitt krav om forbedring. Modellen som er utarbeidet i reguleringsplanfase nå, har tatt med de foreslåtte avbøtende tiltak som i hovedsak gir «forbedring»/ «ikke forverring» av stabilitet i området, særlig mot Dovrebanen.

I byggefase blir det noe midlertidig forverring av stabiliteten i noen områder, særlig knyttet til utgraving for VA-anlegg. Slik forverring er forsøkt unngått/reduert til et minimum ved å foreslå tradisjonelle stabiliserende tiltak, og sikre en forsvarlig anleggsmessig gjennomføring. Foreslåtte stabiliserende midlertidige tiltak er motfylling (er) før utgravingsarbeid, særlig før utgraving for VA-grøfter, seksjonsvis utførelse, flytting av VA-traseer evt. å etablere enkelte VA-strekninger med rørpressing - der skråningsstabiliteten er for anstrengt/det ikke er plass til nødvendige stabiliserende tiltak. Det kan være behov for særlige tiltak for etablering av konstruksjoner.

Det er angitt forslag på rekkefølge for gjennomføring av arbeid langs hele strekningen. Norconsult gjør oppmerksom på at disse foreslåtte rekkefølgene er veldig konservative og lagt til grunn for å ha «forbedring» eller «ikke forverring» av stabilitet i alle faser. I første omgang, for å vise at det kan være mulig å oppnå forbedring til og med i anleggsfasen. Videre er det gjort geotekniske vurderinger uten beregninger i en del områder, det har da måttet legges til grunn en mer konservativ antagelse. Slike begrensninger er naturlig for reguleringsplanfasen, for begrensning av omfang av geoteknisk prosjektering som er av stort omfang – gitt krevende grunn- og terrengforhold. Det er også foreslått rekkefølge på arbeidsprosesser der det ikke ligger stabilitetsberegninger til grunn. Disse er basert på utførte beregninger i andre delområder. Beregninger tyder på at foreslått rekkefølge for arbeidsoperasjoner, kan være mulig å endre på i enkelte områder – men slike vurderinger bør baseres på oppdaterte vurderinger og beregninger i byggeplanfase. Det bør også vurderes supplerende undersøkelser, der dette kan tenkes å gi bedre geotekniske parametere, slik at det evt. kan dokumenteres bedre stabilitet. Dette kan i noen tilfeller gi mindre restriksjoner/andre løsninger i utførelsesfasen.

For øvrig er det lagt til grunn noen permanente terrengstiltak i form av avlastning og motfylling for å ha mer «forbedringsprosent» av dagens stabilitet, etter Bane NOR sine krav. I byggeplanfase kan det vurderes nærmere, om de foreslåtte tiltak kan reduseres noe. Foreslåtte terrenginngrep er vist på tegning O102 mellom pr. 650-1250.

På generelt grunnlag ventes behov for å bruke seksjonsvis utgraving (og tilbakefylling/muring og VA-anlegg) i flere områder. Det er viktig at dette prinsippet ikke benyttes, om det påvises kvikkleire/sprøbruddmateriale i et område. Norconsult har anbefalt dette der det ikke er grunn til å forvente slikt materiale. Men det er viktig å kjenne restrisikoene i og med at det ikke foreligger grunnundersøkelser for alle skjæringer. For alle områder som får forverring i midlertidig fase, og denne forverringen skal begrenses ved bruk av seksjonsvis utgraving, skal sikkerhet dokumenteres ved geoteknisk detaljprosjektering før arbeidene settes i gang.

Det var planer om å åpne bekker på østlige deler i området ved Nyveilia og forbi Bjørndalsbrua. Siden stabilitet i østlige skråninger er anstrengt, tillates derfor ikke skjæringer i foten av skråningen. Det er derfor planlagt å utforme bekkeåpning med heving slik at planlagt bekkebunn ligger i dagens nivå.

Overordnede beregninger viser at planlagte tørrmurer er mulig å gjennomføre, men det må gjennomføres beregninger for alle planlagte støttemurer i detaljprosjekteringsfase.

Detaljerte geotekniske vurderinger og beregninger viser at planlagt VA-anlegg er gjennomførbart, med noen geotekniske restriksjoner.

I senere detaljprosjektering skal fundamenteringsarbeid ifm. etablering av konstruksjoner og kulverter detaljprosjektertes.

For videre arbeid anbefaler Norconsult følgende fokuspunkter:

I byggeplanfase bør det vurderes behov for supplerende grunnundersøkelser og evt. installering av poretrykksmålere. Dette er nevnt underveis i rapporten. Setningsmålinger kan også være aktuelt.

Planlagte tiltak for sykkelveg med fortau 4+2 vurderes å være gjennomførbart, og vil medføre økt sikkerhet mht. skråningsstabilitet i området - på begge sider. Norconsult vurderer løsningen 4+2 som mer robust, og at den gir større forbedring av områdestabilitet enn løsningen 3+2. Norconsult presiserer at det må detaljprosjektertes i byggeplanfase for å bestemme restriksjoner og rekkefølge for utførelse i de forskjellige områdene.

Store deler av tiltaket ligger i geoteknisk kategori PKK3, grunnet nærheten til jernbane. Beregninger viser i hovedtrekk at det er utfordrende å oppfylle krav til sikkerhetsfaktor for lokalstabilitet iht. gjeldende regelverk [6] og [5]. Dette løser dermed krav til utvidet kontroll av prosjektering i klasse PKK3. Multiconsult AS er involvert som uavhengig foretak for å gjøre uavhengigkontroll.

11 Tegninger

Tegningsnr.	Tittel	Revisjon
O102	Illustrasjonsplan med snitt. Pr. 600 – 1350	E02
K101	Oversiktstegning, plan, snitt og oppriss. GS-Trebru	E02
K102	Oversiktstegning, plan, snitt og oppriss. Landbruksovergang	E02
K103	Oversiktstegning, plan, snitt og oppriss. Kulvert Under Fylkesveg	E01
V100	Plankart. Forslag til avbøtende tiltak – sykkelveg med fortau pr. -56 - 2435	E01
V101	Plankart. Forslag til avbøtende tiltak – sykkelveg med fortau pr. 0 - 600	E01
V102	Plankart. Forslag til avbøtende tiltak – sykkelveg med fortau pr. 560 - 1380	E01
V103	Plankart. Forslag til avbøtende tiltak – sykkelveg med fortau pr. 1330 - 2130	E01
V104	Plankart. Forslag til avbøtende tiltak – sykkelveg med fortau pr.1860 - 2435	E01
V201a	Pr.330. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V201b	Pr.330. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V202	Pr.330. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase	E01
V203	Pr.330. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V204	Pr.860. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V205a	Pr.860. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase a	E01
V205b	Pr.860. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase b	E01
V206	Pr.860. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V207a	Pr.1120. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V207b	Pr.1120. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V208a	Pr.1120. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Anleggsfase a	E01
V208b	Pr.1120. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Anleggsfase a	E01
V208c	Pr.1120. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase b	E01
V209a	Pr.1120. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V209b	Pr.1120. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V210	Pr.1140. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V211a	Pr.1140. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase u/oppfylling	E01

V211b	Pr.1140. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase m/oppfylling	E01
V212	Pr.1140. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V213	Pr.1840. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V214a	Pr.1840. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase før fylling (a)	E01
V214b	Pr.1840. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase etter VA (b)	E01
V214c	Pr.1840. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase utgraving tørrmur (c)	E01
V215	Pr.1840. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V216a	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V216b	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V217a	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Anleggsfase 1	E01
V217b	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Anleggsfase 1	E01
V217c	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Anleggsfase 2	E01
V217d	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Anleggsfase 2	E01
V218a	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Effektivspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V218b	Pr.2000. Stabilitetsberegninger. Totalspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01
V219	Pr.2220. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Eksisterende situasjon	E01
V220a	Pr.2220. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase etter VA (a)	E01
V220b	Pr.2220. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Anleggsfase utgraving tørrmur (b)	E01
V221	Pr.2220. Stabilitetsberegninger. Total- og effektivspenningsanalyse. Ferdig situasjon	E01

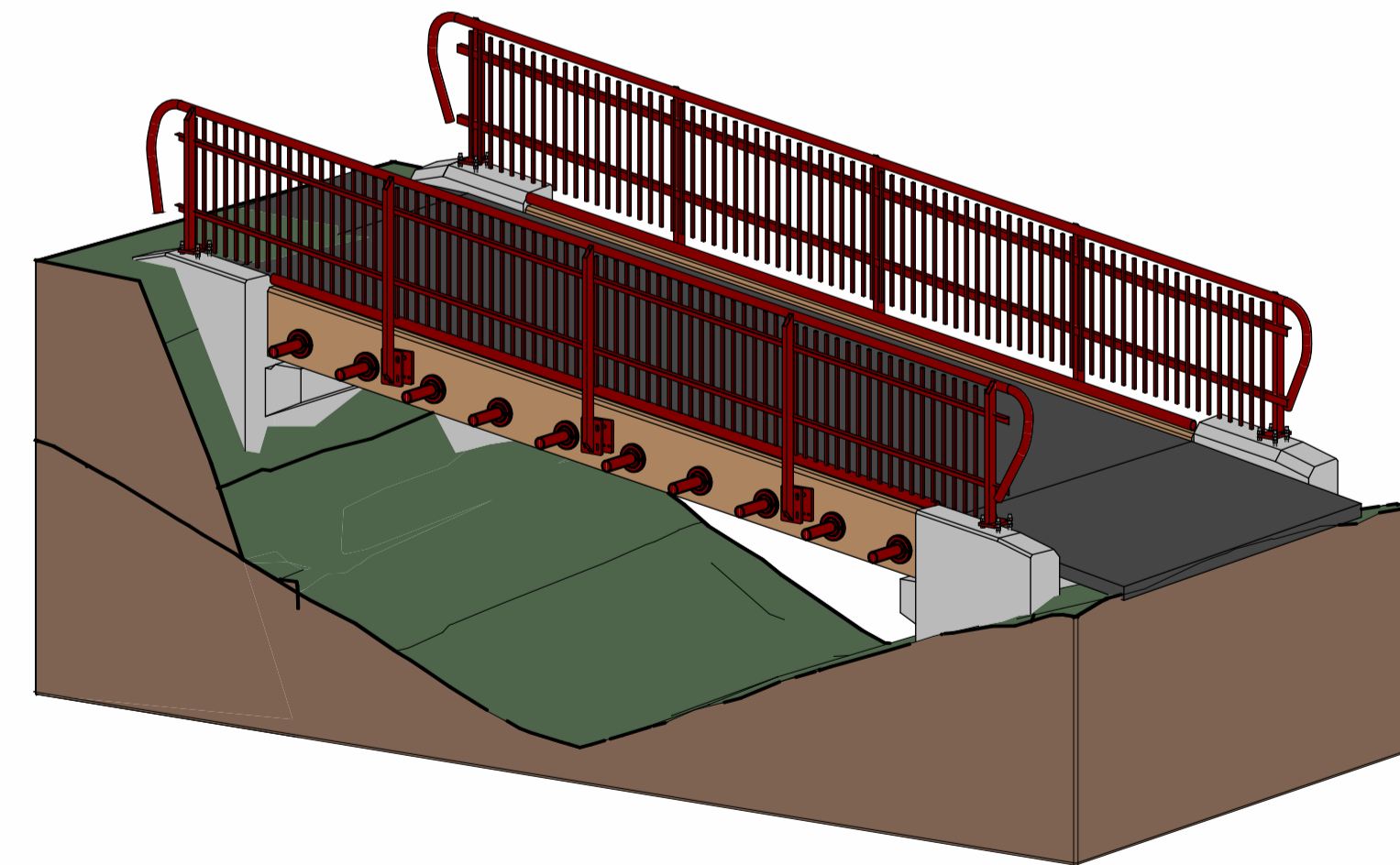
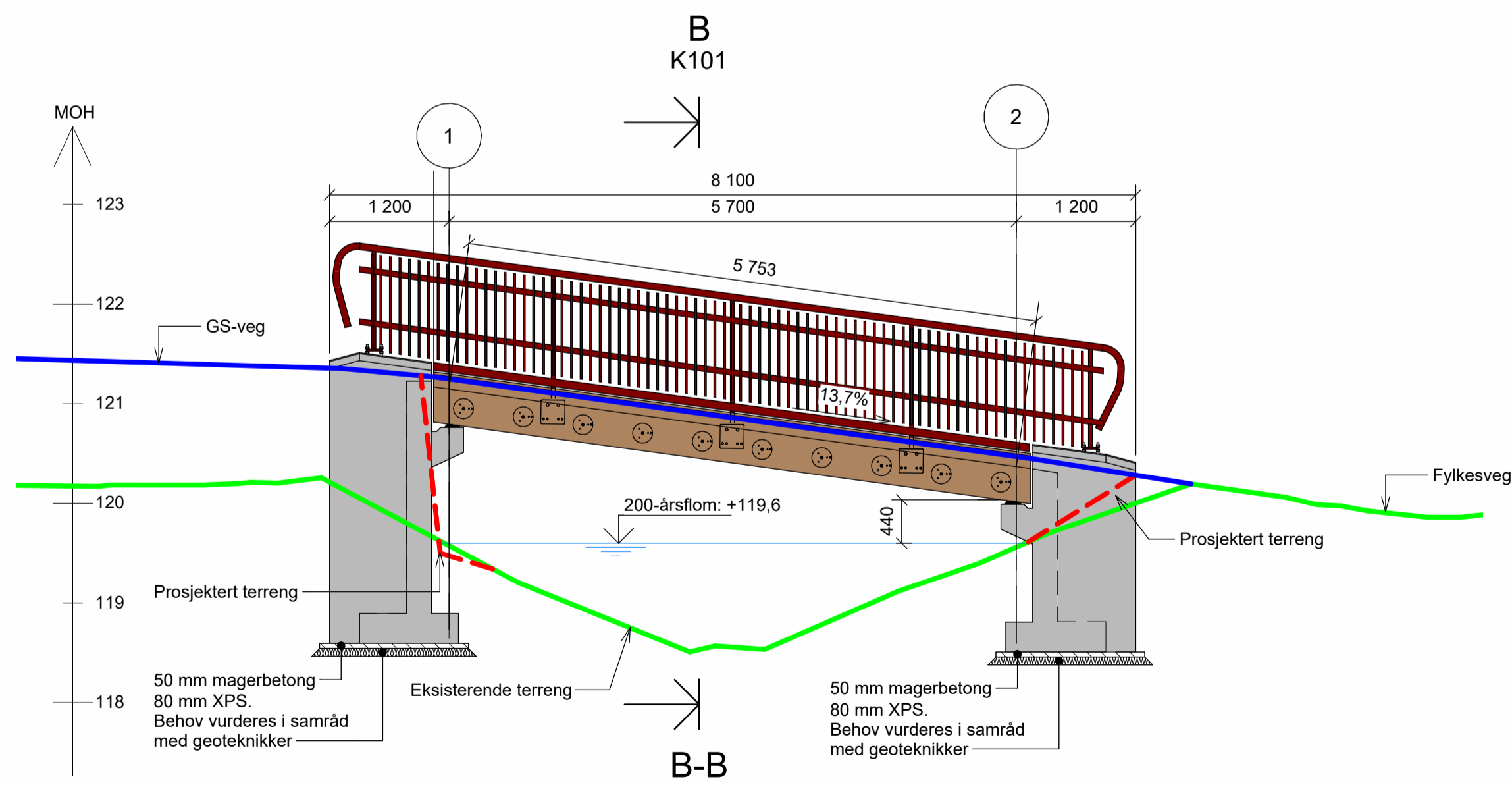
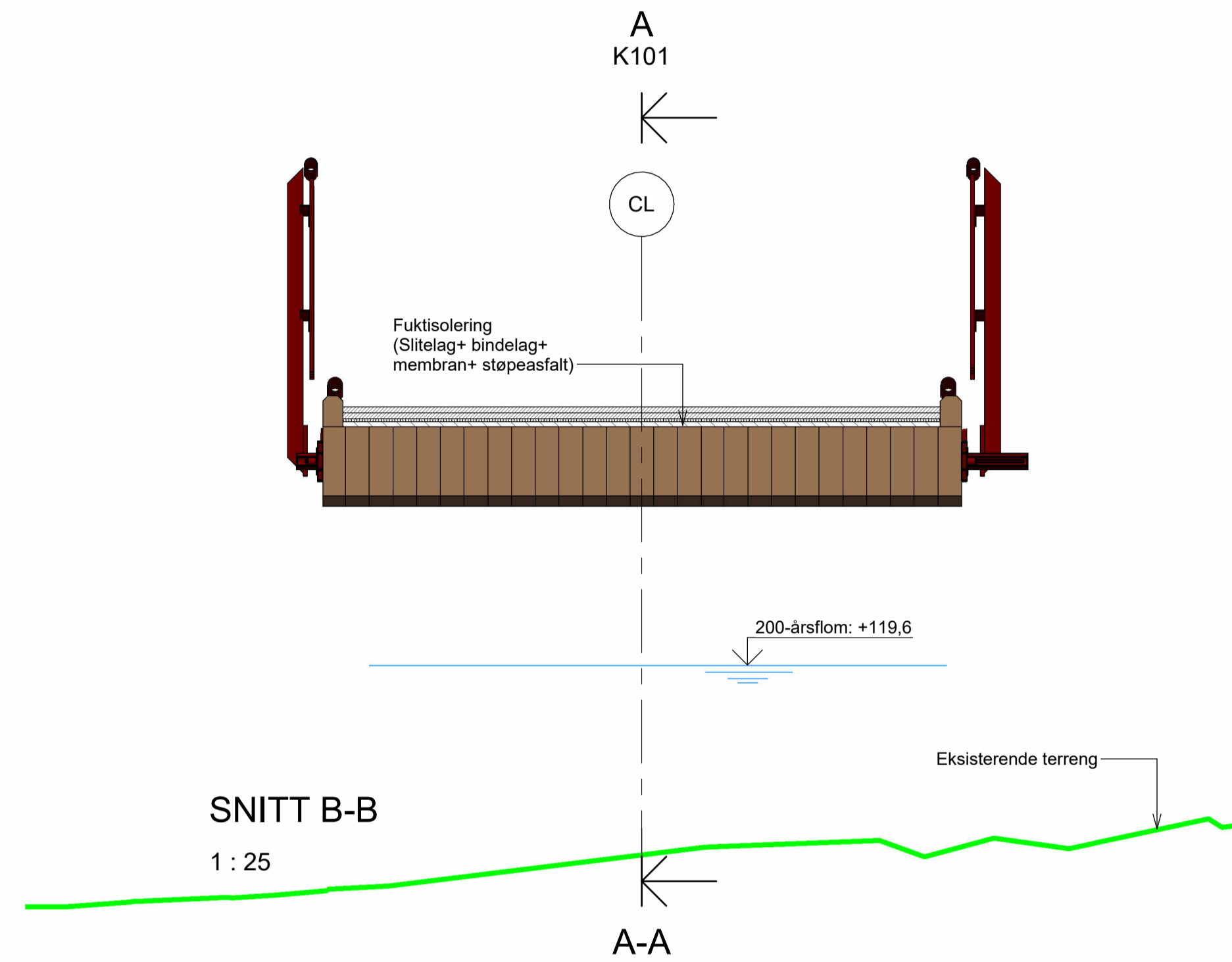
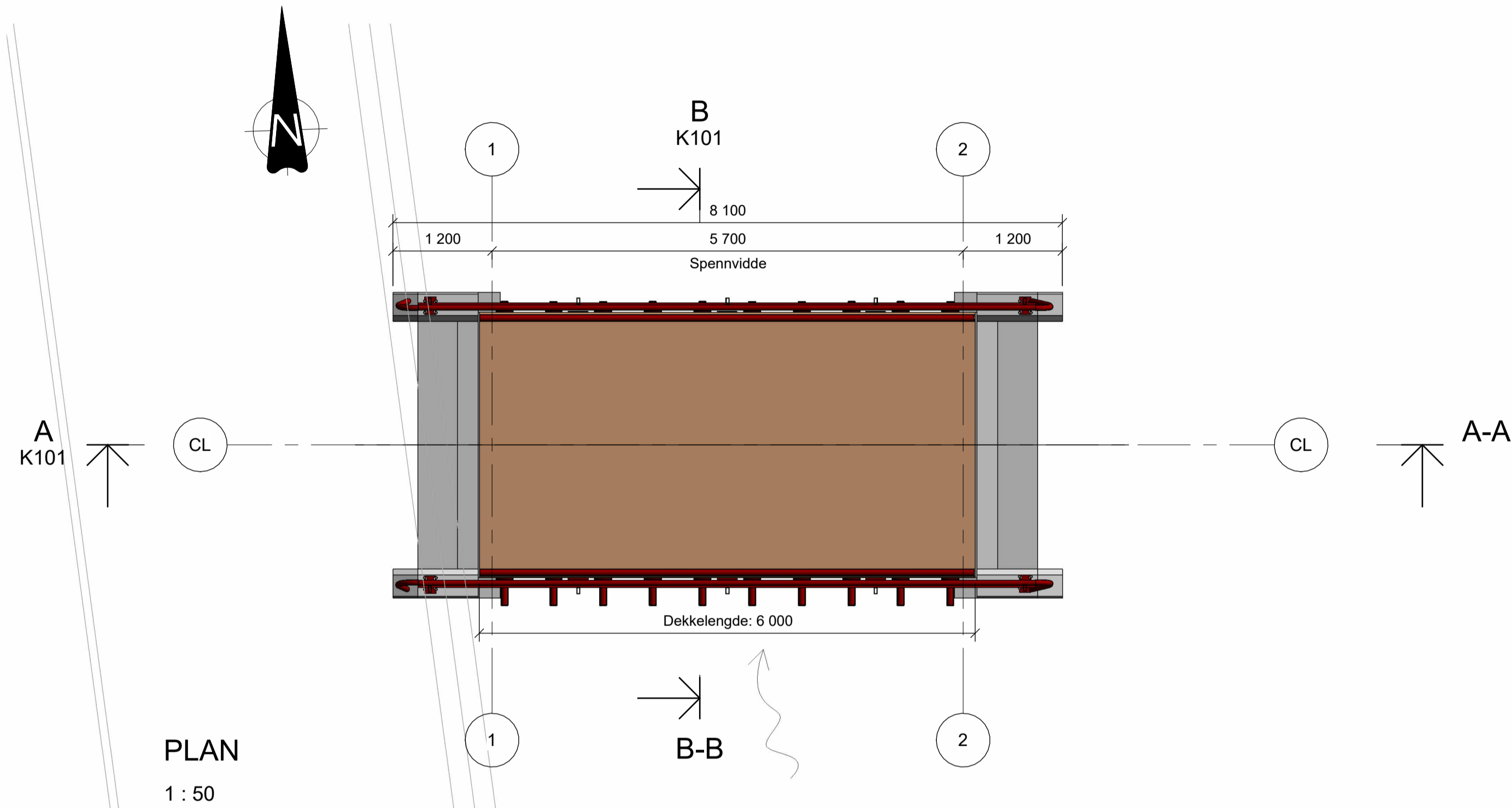
12 Vedlegg

Vedlegg A	52207550-RIG-05: «GSV Bjørndalen – geotekniske materialparametere»	Rev. 01
Vedlegg B	52207550-RIG-04: «Hovedsykkelveg langs fv 6682 Heimdal - Okstadøy. Prosjekteringsforutsetninger i detaljreguleringsfasen»	Rev. D03
Vedlegg C	Utskrift av beregningsprogram Profinova for mur høyde 5 og 2 m	Rev. 01
Vedlegg D	Befaring – vurdering av erosjon i sidebekker til Heimdalsbekken	Rev. 01

13 Referanser

- [1] NVE, «Veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» 2019.
- [2] GSV Heimdal – Selsbakk. Oppdragsnr:1350055661, rapportnr. 01. Utarbeidet av Rambøll AS, datert 28.09.2023.
- [3] «Naturfareprosjektet Dp. 6 Kvikkleire (2014); «En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer». Rapport 14-2014».
- [4] Statens vegvesen. V220 Geoteknikk i vegbygging, 2023.
- [5] Statens vegvesens Håndbok N200 – Vegbygging, 2022.
- [6] Bane NOR teknisk regelverk; <https://trv.banenor.no>. versjon 14.09.2023.
- [7] NS-EN-1997-1:2004+NA:2021: Eurocode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler.
- [8] NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016: Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.
- [9] Statens vegvesen V221 Grunnforstrekning, fyllinger og skråninger.
- [10] 20120099-01-R.Rev. nr. 1: "Kvikkleiresoner Trondheim, Rosten, Kolstad og Saupstad" Utarbeidet av NGI, datert 16.12.2015.

GS-veg	Profil nr.	Pr. 0	Pr. 1	Pr. 2	Pr. 3	Pr. 4	Pr. 5	Pr. 6	Pr. 7	Pr. 8	Pr. 9	Pr. 10
Profilhøyde	121.35											120.05
Vertikalkurvatur							13.7%					
Horisontalkurvatur							R = ∞					
Breddeutvidelse												
Tverrfall												
HS	0%											
VS												



MERKNADER

- Generelt:
Arstall for ferdigstillelse: 202x
Veg på bru: Gang- og sykkelveg

Under bru: Bekk

Ettspenns platebru i tverrspent limtre, kreosotimpregnert.
Nøyaktighetsklasse B i henhold til håndbok R762 prosesskode 2, for kantdragere benyttes nøyaktighetsklasse A.
Utførelsesklasse 3 i henhold til NS-EN 13670:2009+NA2010
- Regelverk:
Håndbok N400 Bruprojektering (2024-01-01)
Håndbok N100 Veg- og gateutforming (2023-10-06)
Håndbok N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (2022-12-21)
Håndbok R762 Prosesskode 2 (2018)
Eurokoder, NS-EN 1990-1998
- Lastdata
SVV 2010 (Eurokoder)
Dimensjonerende last:
Tjenestekjøretøy: 60+40 kN aksellast
Gang/sykkeltrafikk: 5 kN/m²
Snølast: 4.5 kN/m² (virker ikke samtidig med trafikklast)

Dimensjonerende beleggsvikt: 2.5 kN/m²
- Typiske materialkvaliteter:
Betong: B45 SV-Standard
Armering: B500NC
Spennliner: Kvalitet: $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$
 $f_{p0.1k} = 1640 \text{ N/mm}^2$
Tre: GL 30c, Klimaklasse 2. NS-EN 1995-1-1, 2010
- Fundamentering:
Salefundamenter fundamenteres på stedlige masser i akse 1 og 2.
- Belegning:
Fuktisolering A3-4 iht. prosesskode 2. Asfaltslite- og bindelag, fuktisolering med Pmb-basert materiale støpeasfalt, t=100mm.
- Rekkverk:
Gang- og sykkelrekkverk iht. Håndbok N101.
- Fuger og lager
Fuger: I akse 1 og 2.
Lager: Ingen
Direkte opplegg på betongkonsoll i akse 1 og 2.
- Eksponeringsklasse:
Over/under bru: XD1/XD1
- Koordinatsystem og høydegrunnlag:
Koordinatsystem: EUREF89 NTM10
Høydegrunnlag: NN2000

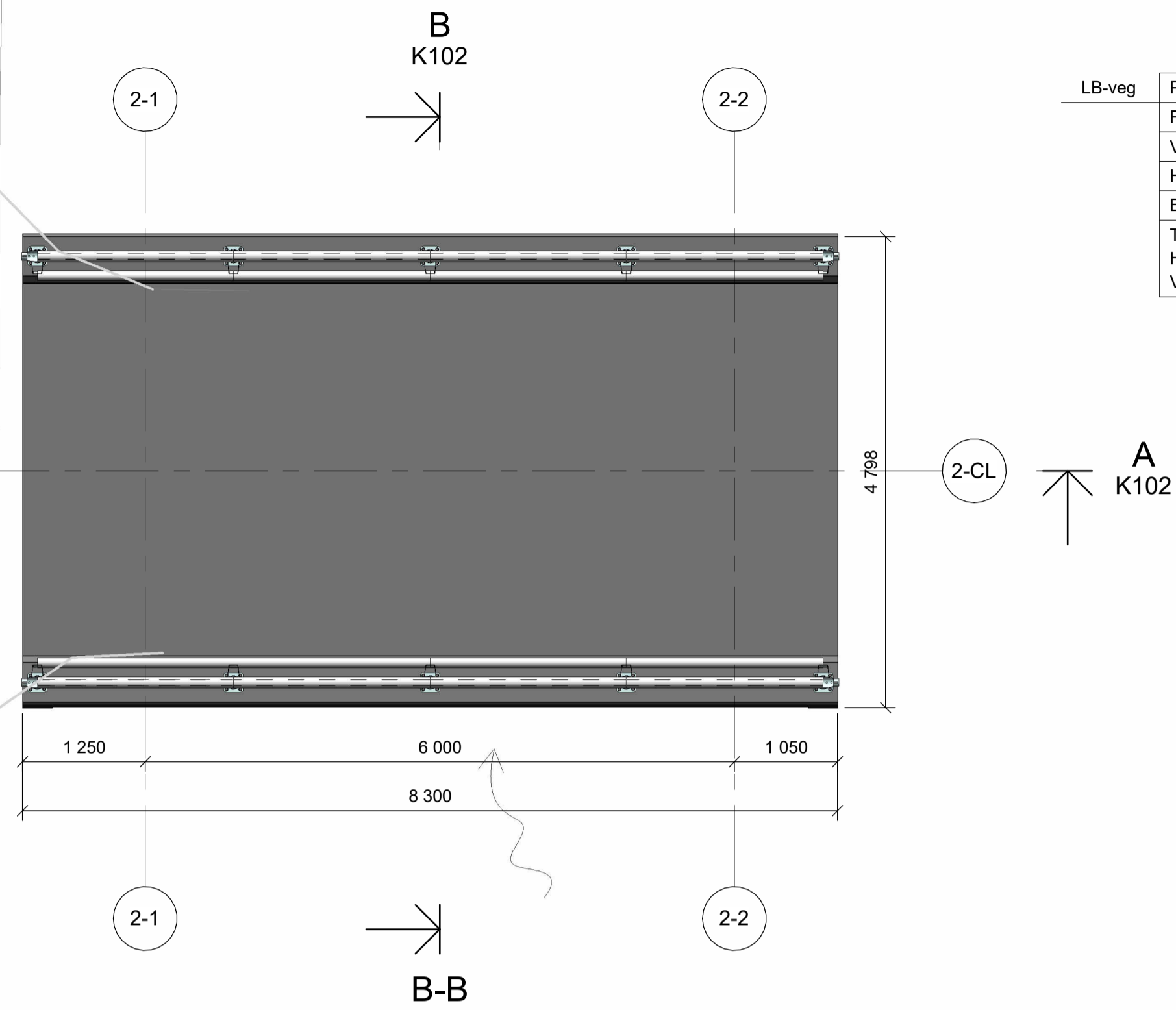
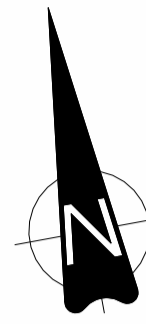
HENVISNINGER

Revisjon	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
E02	Høringsmateriale til offentlig ettersyn			2024-09-04
	Revisjonen gjelder			
	MalHa	BFLin	LILun	2024-09-04
				Arktivet
				Tegningsdato
				2024-09-04
				Bestiller
				Bernt Arne Helberg
				Produsert for
				Trøndelag fylkeskommune
				Produsert av
				Norconsult
				Prosjektnummer
				409074
				Kontraksnummer
				Byggeværksnummer
				Koordinatsystem
				EUREF89 NTM10
				Høydesystem
				NN2000
				Målestokk
				Som vist
				Tegningsnummer/
				revisjonsbokstav
				K101
				E02

pr. 695

pr. 690

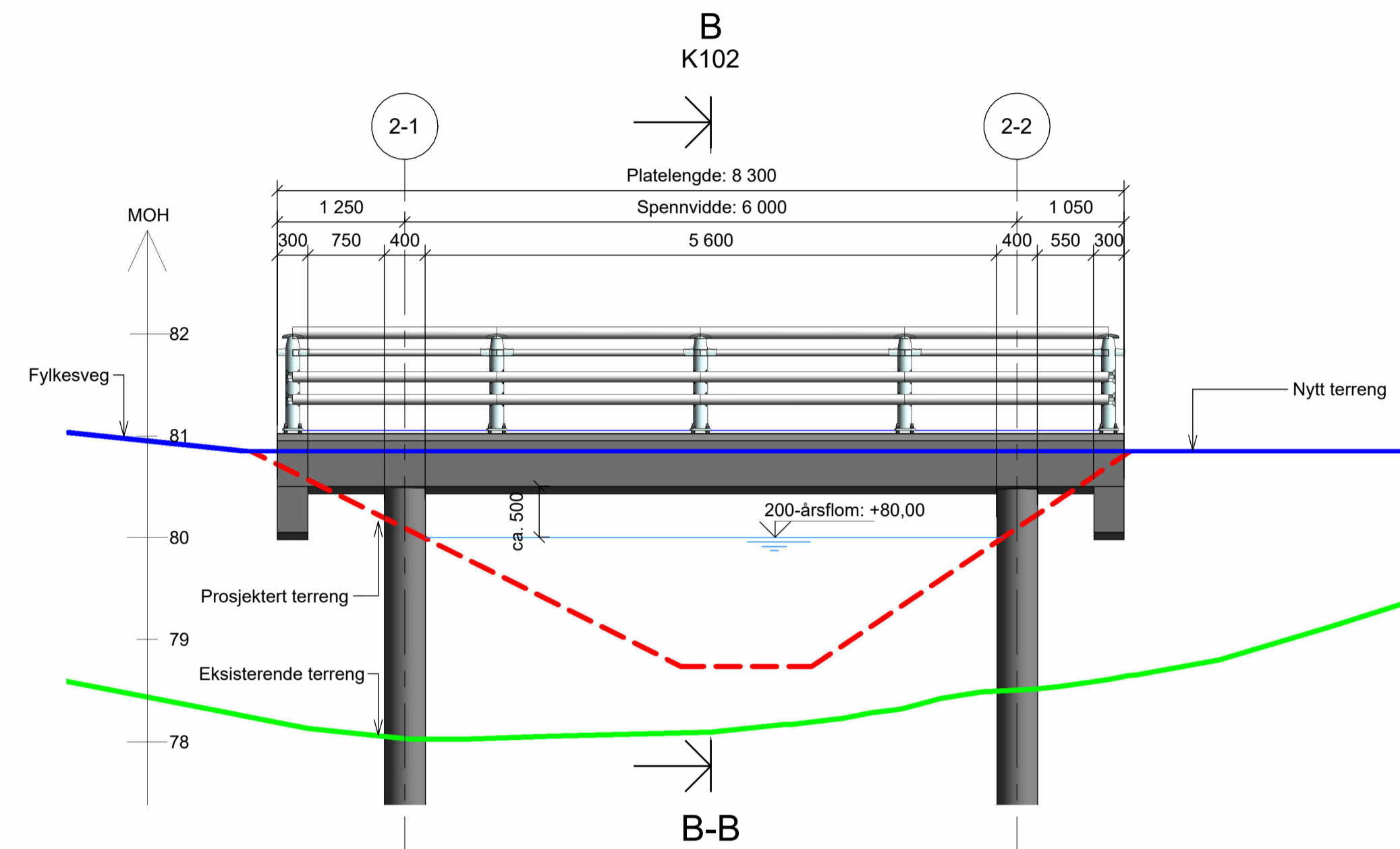
pr. 685



PLAN

1 : 50

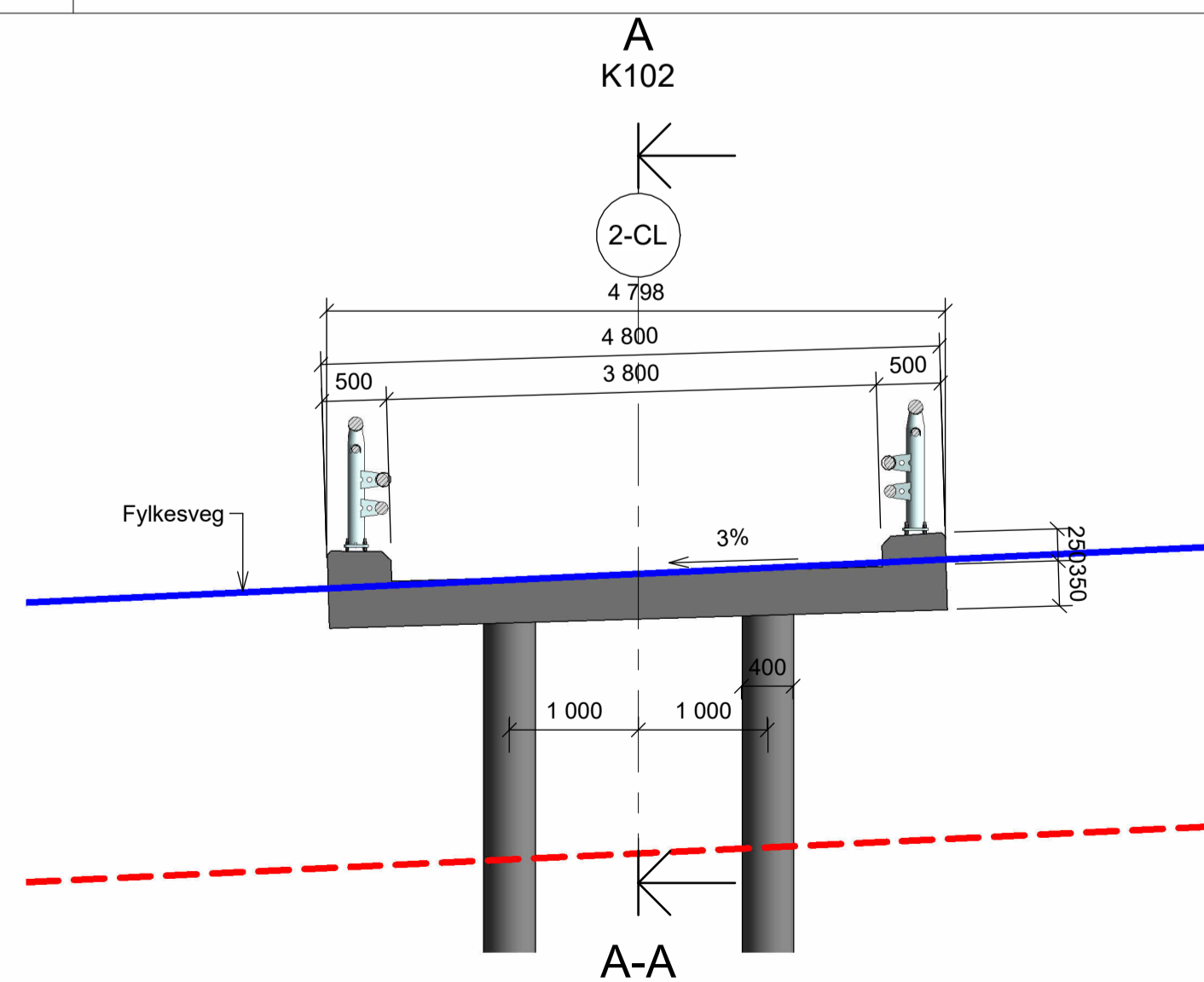
LB-veg	Profil nr.	Pr. 0	Pr. 1	Pr. 2	Pr. 3	Pr. 4	Pr. 5	Pr. 6	Pr. 7	Pr. 8	Pr. 9
	Profilhøyde	80.85									80.85
	Vertikalkurvatur					0.00%					
	Horisontalkurvatur					3.00%					
	Breddeutvidelse										
	Tverrfall										
	HS	0%									
	VS										



LENGDESNITT A-A

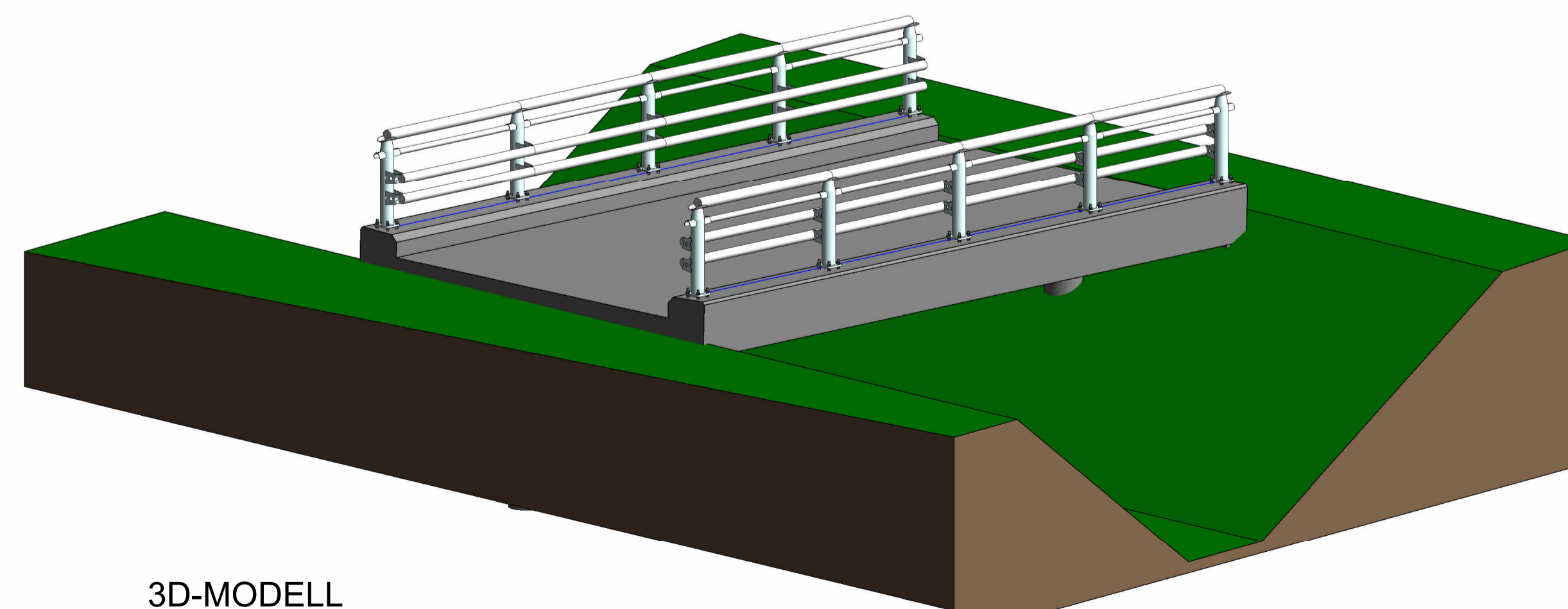
1 : 50

Fylkesveg	Profil nr.	Pr. 695	Pr. 690	Pr. 685
	Profilhøyde	80.7		81.2
	Vertikalkurvatur		-4.15%	
	Horisontalkurvatur	Klotoide tilpasset R = 300 m		R = ∞
	Breddeutvidelse			
	Tverrfall			
	HS	-4.0%	-3.0%	-2.2%
	VS	0%		



SNITT B-B

1 : 50



3D-MODELL

MERKNADER

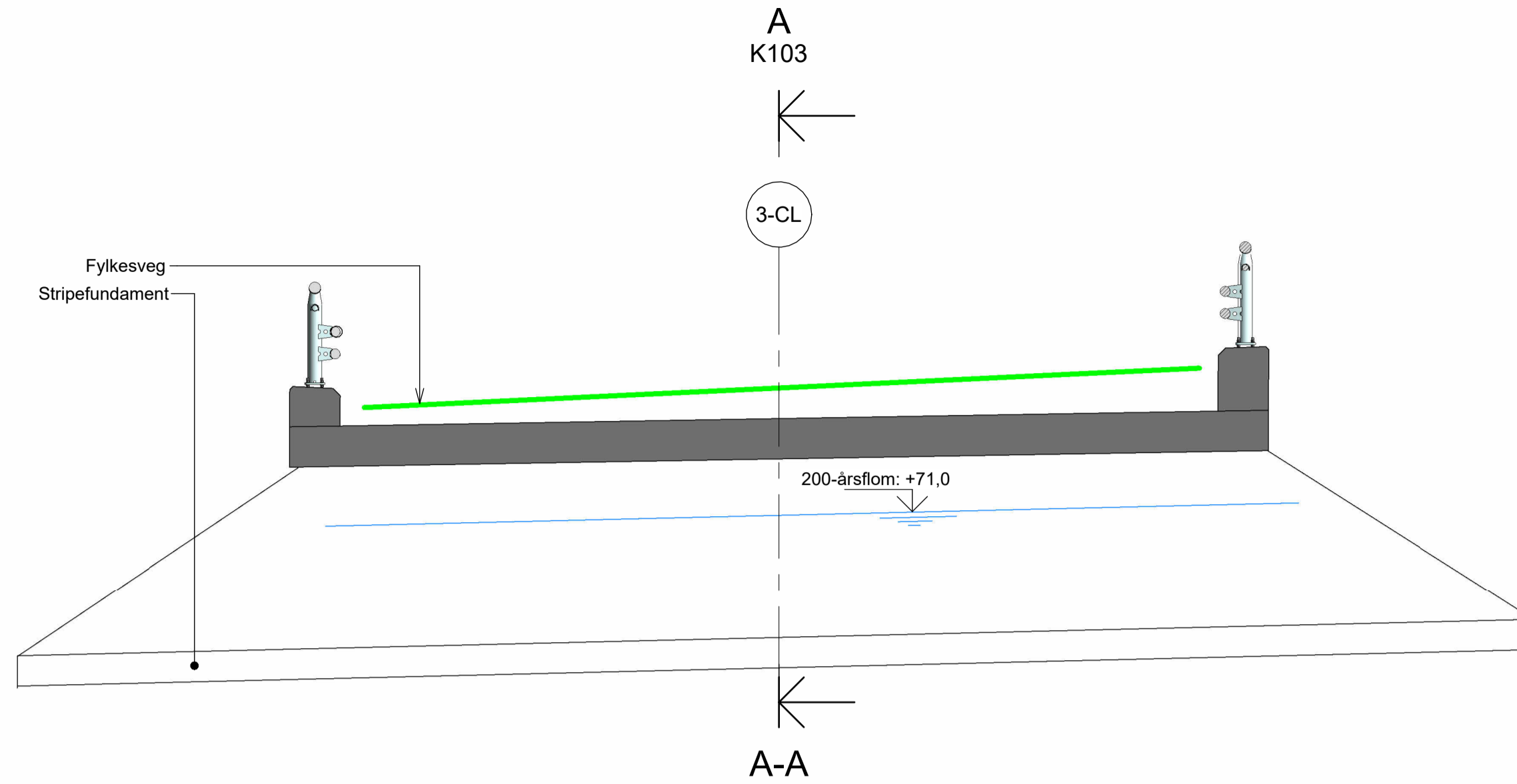
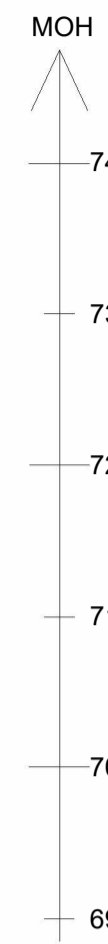
- Generelt:
Arstall for ferdigstillelse: 202x
Veg på bru: Landbruksveg

Under bru: Bekk

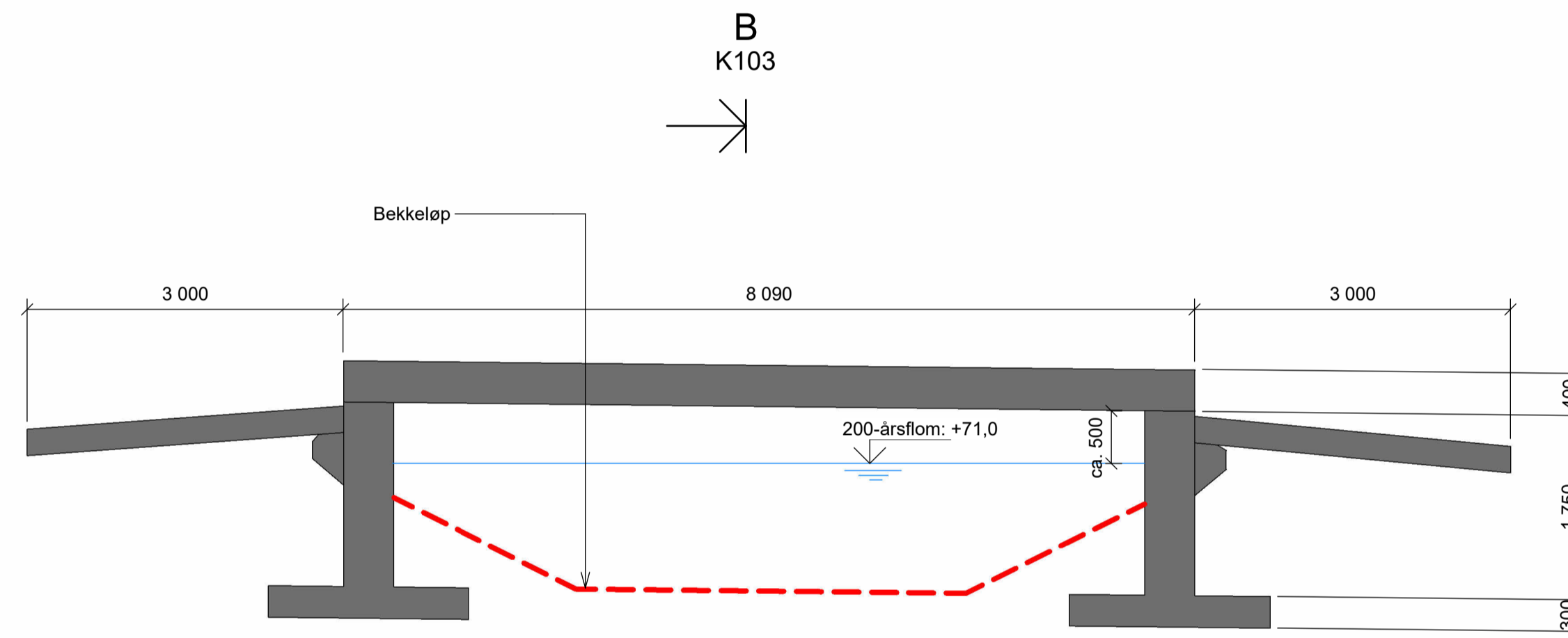
Ettspenns platebru i betong.
Nøyaktighetsklasse B i henhold til håndbok R762 prosesskode 2, for kantdragere benyttes nøyaktighetsklasse A.
Utførelsesklasse 3 i henhold til NS-EN 13670:2009+NA2010
- Regelverk:
Håndbok N400 Bruprosjektering (2024-01-01)
Håndbok N100 Veg- og gateutforming (2023-10-06)
Håndbok N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (2022-12-21)
Håndbok R762 Prosesskode 2 (2018)
Eurokoder, NS-EN 1990-1998
- Lastdata
SVV 2010 (Eurokoder)
Dimensjonerende last:
Tjenestekjøretøy: 60+40 kN aksellast
Snølast: 4.5 kN/m² (virker ikke samtidig med trafikklast)
- Typiske materialkvaliteter:
Betong: B45 SV-Standard
Armering: B500NC
- Fundamentering:
2 Ø500 HM stålørspeler i hver ende. Fyllt med armert betong.
- Belegning:
30 mm betong som slitelag
- Rekkverk:
H2-Rekkverk iht. Håndbok N101
- Fuger og lager
Fuger: ingen
Lager: Ingen
Direkte opplegg på betongkonsoll i akse 1 og 2.
- Eksponeringsklasse:
Over/under bru: XD1/XD1
- Koordinatsystem og høydegrunnlag:
Koordinatsystem: EUREF89 NTM10
Høydegrunnlag: NN2000

HENVISNINGER

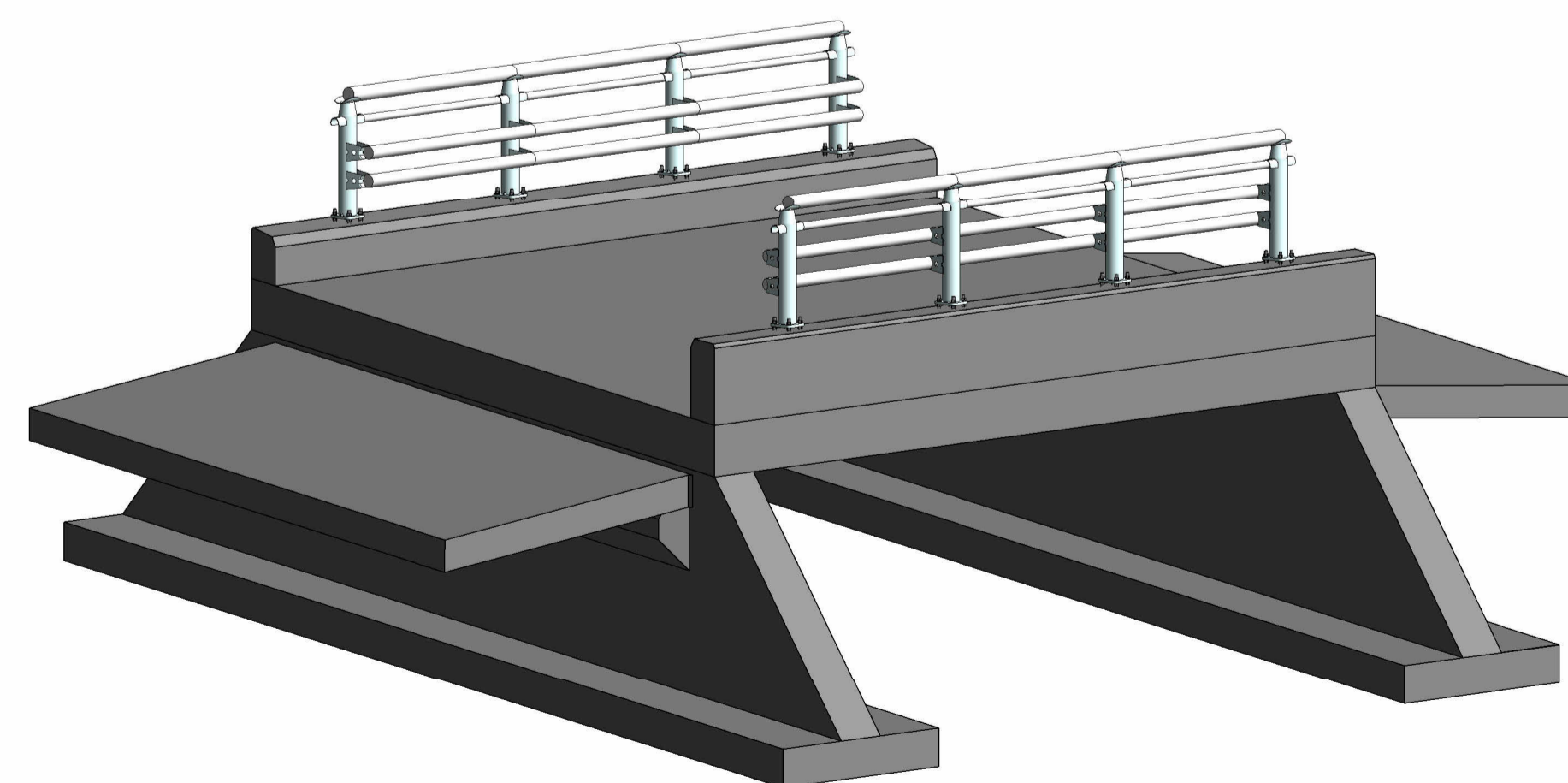
Revisjon	Utarbeid	Kontr	Godkjent	Rev. dato
E01	Høringsmateriale til offentlig ettersyn			2024-09-04
	Revisjonen gjelder			
	Utarbeid	Kontr	Godkjent	
	Aktivert			
	Tegningsdato			2024-09-04
	Bestiller			Bernt Arne Helberg
	Produsert for			Trøndelag fylkeskommune
	Produsert av			Norconsult
	Prosjektnummer			409074
	Kontrakt nummer			
	Byggenummer			
	Koordinatsystem			EUREF89 NTM10
	Høydesystem			NN2000
	Målestokk			1 : 50
	Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv
	MaLHa	BFLin	Approver	52201042
	Tegningsnummer/			revisjonsbokstav
				K102
				E01



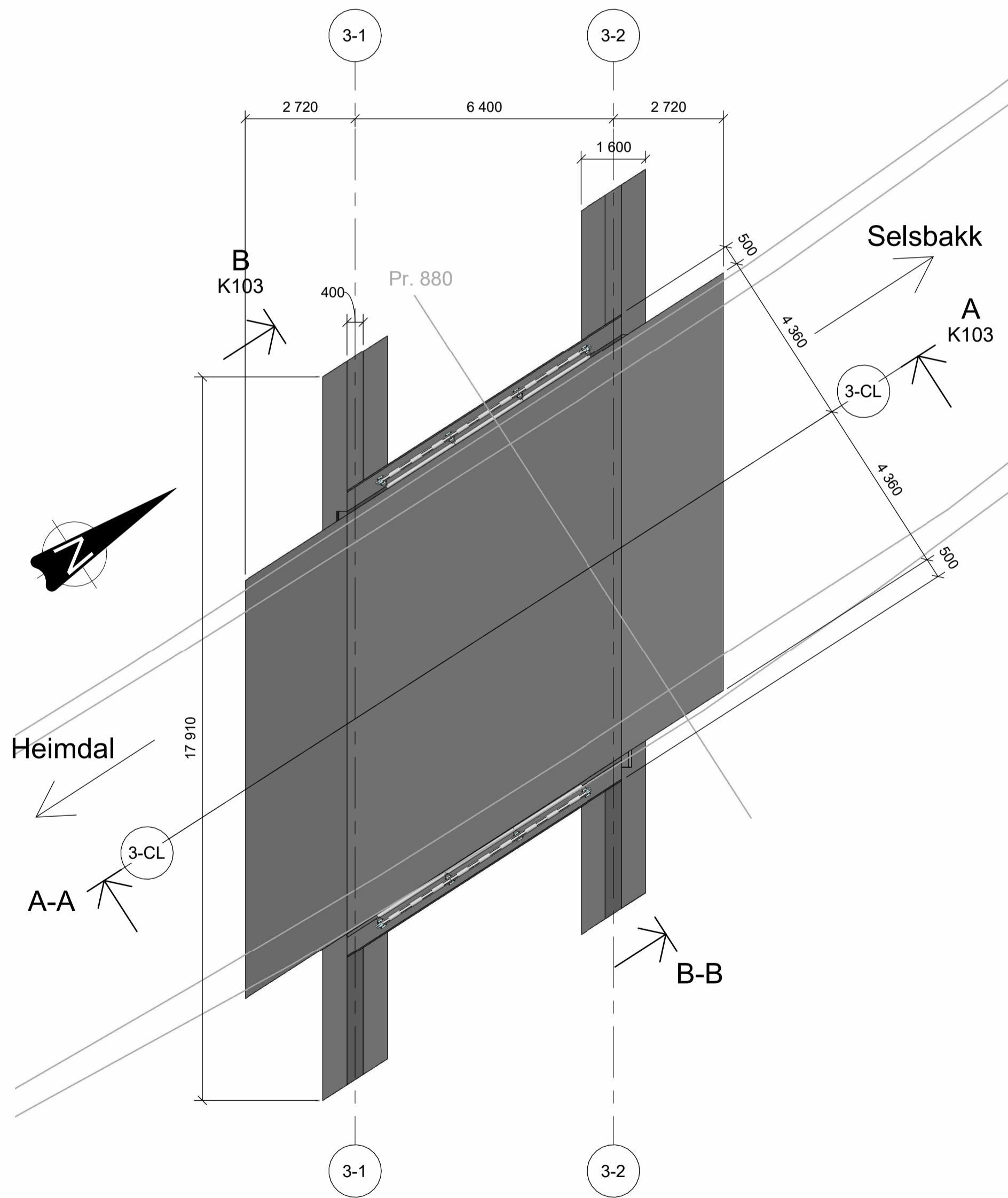
SNITT B-B
1 : 50



LENGDESNITT A-A
1 : 50



3D-MODELL



PLAN
1 : 100

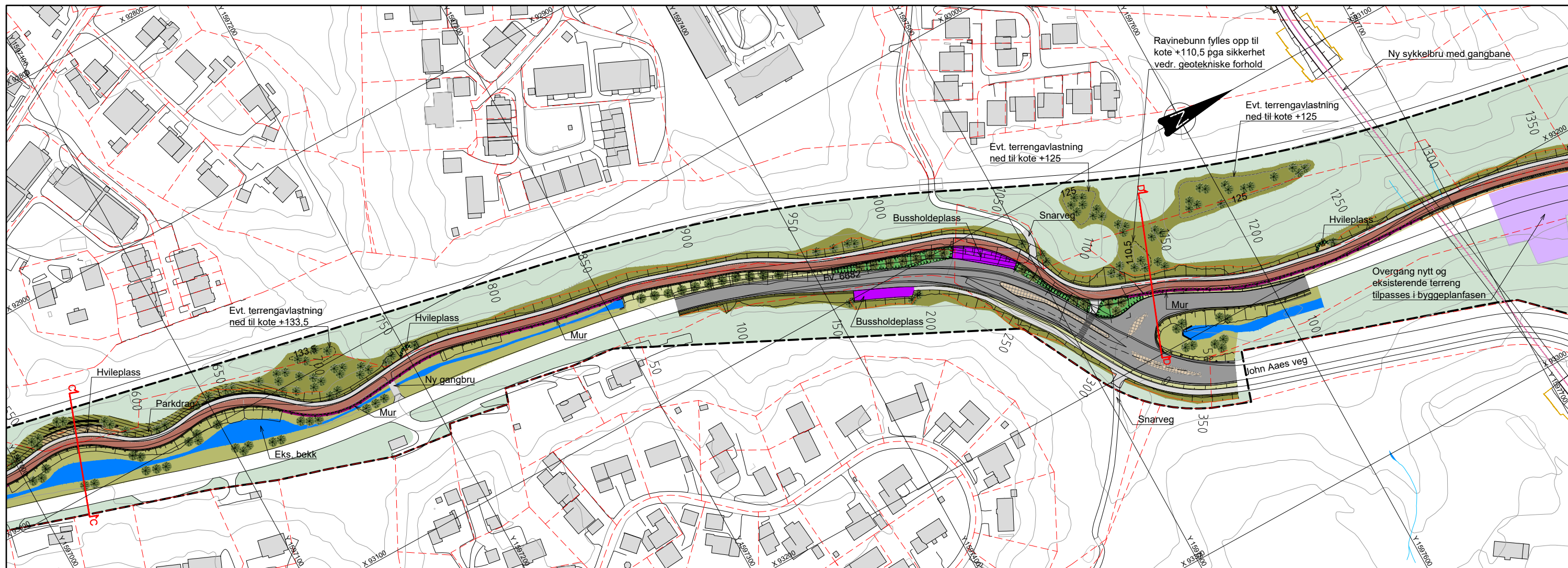
MERKNADER

- Generelt:
Arstall for ferdigstillelse: 202x
Veg på bru: Fylkesveg, vegklasse HØ1
ADT: 2600
Under bru: Bekk

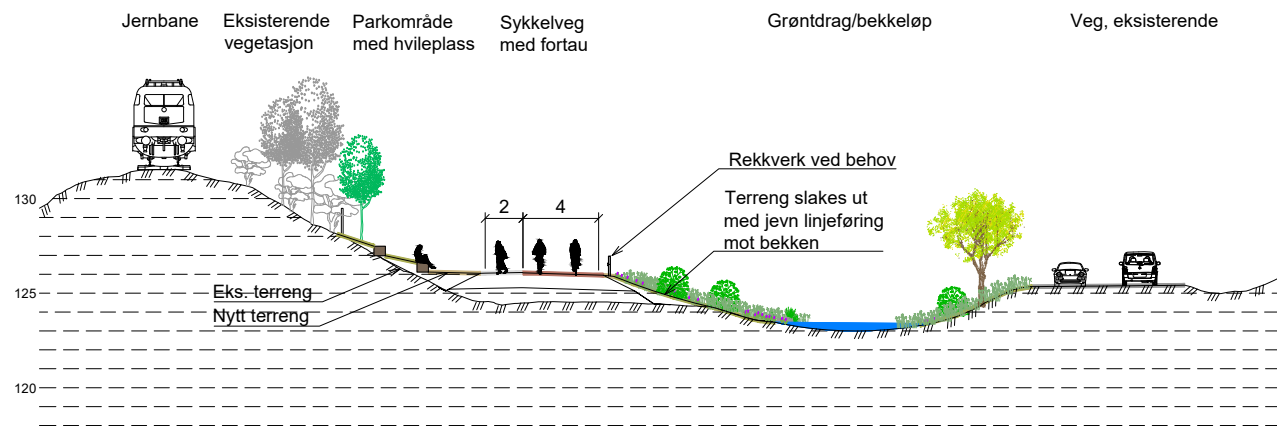
Plasstøpt, rektangulær betongkulvert. Fundamentert på stripefundament.
- Regelverk:
Håndbok N400 Bruprosjektering (2024-01-01)
Håndbok N100 Veg- og gateutforming (2021-06-22)
Håndbok N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr (2021-06-22)
Håndbok R762 Prosesskode 2 (2018)
Eurokoder, NS-EN 1990-1998
- Lastdata
Brua er dimensjonert for LM3, uten restriksjoner.
Maksimal overfyllingsvekt inkl. belegning, 6 kN/m²
- Typiske materialkvaliteter:
Betong: B45 SV-Standard
Armering: B500NC
- Fundamentering:
Sålefundamenter fundamenteres på stedlige masser i akse 1 og 2.
- Belegning:
Fuktisolering A3-4 iht. prosesskode 2. Asfaltslite- og bindelag, fuktisolering med Pmb-basert materiale støpeasfalt, t=100mm.
- Rekkverk:
H2-Rekkverk iht. Håndbok N101.
- Fuger og lager
Fuger: ingen
Lager: Ingen
- Eksponeringsklasse:
Over/under bru: XD1/XD1
- Koordinatsystem og høydegrunnlag:
Koordinatsystem: EUREF89 NTM10
Høydegrunnlag: NN2000

HENVISNINGER

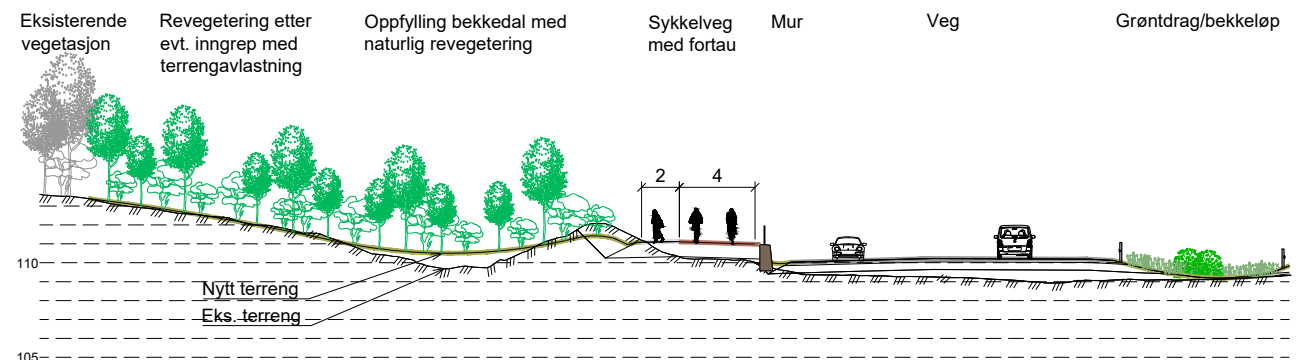
E01	Høringsmateriale til offentlig ettersyn	MaLHa	BFLin	LILun	2024-09-04
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
		Aktivert			
		Tegningsdato: 2024-09-04			
		Bestiller: Bernt Arne Helberg			
Detaljregulering for hovedsykkelveg langs fv. 6682 Heimdal - Okstadøy		Produsert av: Norconsult			
		Prosjektnummer: 409074			
		Kontraktnummer:			
		Byggeværnummer:			
Oversiktstegning, plan, snitt og oppriss		Koordinatsystem: EUREF89 NTM10			
Kulvert Under Fylkesveg		Høydesystem: NN2000			
Reguleringsplan		Målestokk: As indicated			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/	
MaLHa	BFLin	LILun	52201042	revisjonsbokstav	K103 E01



Prinsippnitt C profil 570 gjennom parkområde
M=1:200



Prinsippnitt D profil 1140 med oppfylling i bekkedal
M=1:200



Photoshoppilustrasjon av krysset Bjørndalen - John Aaes veg basert på vegmodell.

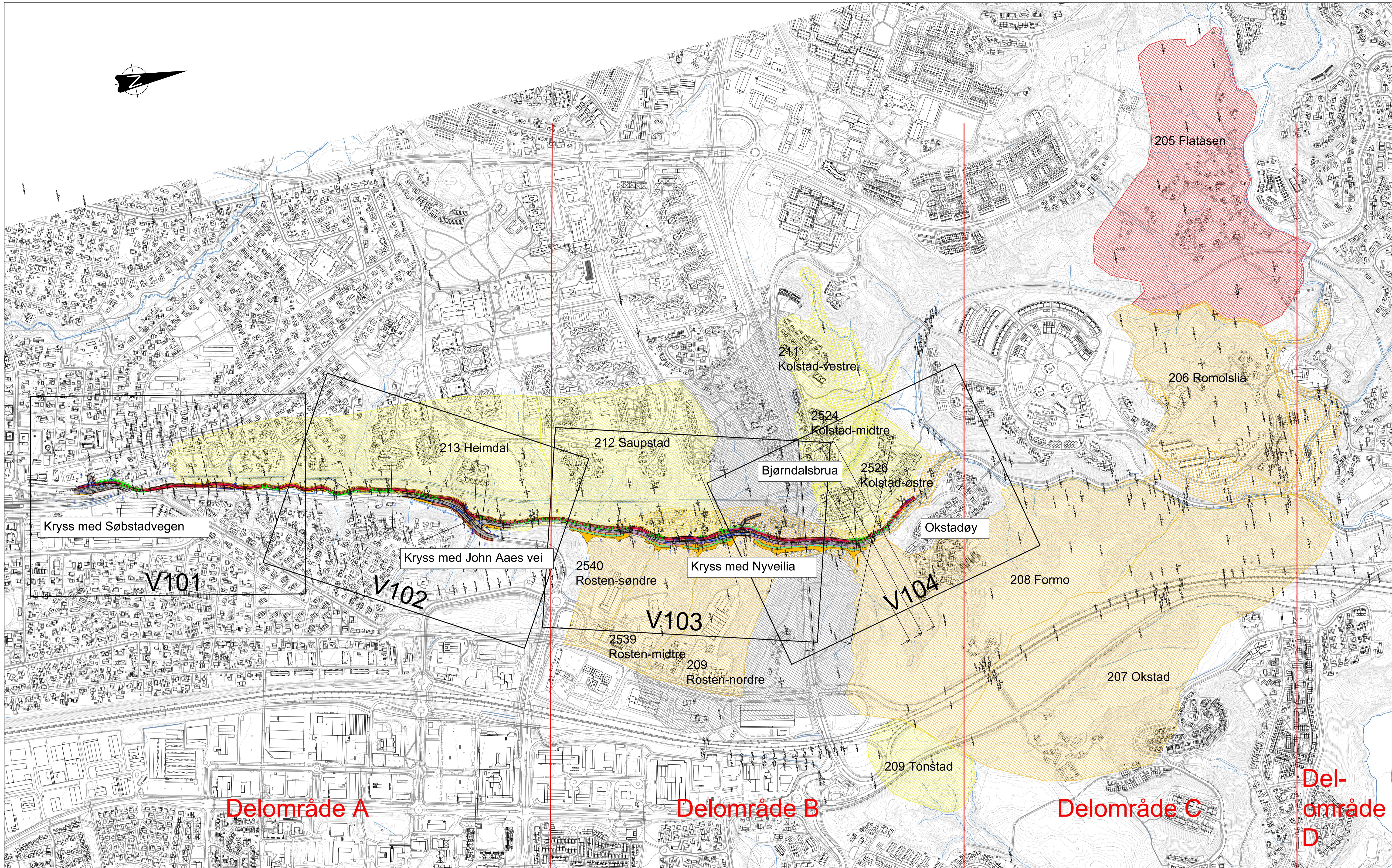
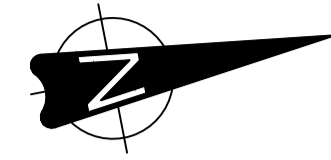
Tegnforklaring

	Eiendomsgrense		Asfalt, gangveg		Grasbakke/plen		Inn-/utløp bekk
	Reguleringsgrense		Asfalt, kjøreveg		Vegetasjonsdekke langs bekk		Bekk, eks.
	Mur		Asfalt, sykkelveg		Naturlig revegetering		Koter, eks. 5 m
	Rekkverk		Oppholdssone, fast dekke		Parkdrag		Tre, nytt
	Ytre graveskråning		Busslomme inkl. møblering		Plantefelt, nytt		Terreng tilpasses i byggeplanfasen
	Gangfelt		Granittsteinsdekke, rabatter		Eks. beplantning innenfor reguleringsgrense		Sittekant/mur parkdrag

Se tegning O101, O103 og O104 for illustrasjonsplan hele strekningen.

Se tegning C101, C102, C103 og C104 for plan og profil sykkelveg med fortau.

E02	Høringsmateriale til offentlig ettersyn	JunSto	AG0st	Lilun	2024-09-04
B01	For kommentar fra oppdragsgiver	JunSto	AG0st	Lilun	2024-05-16
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saknr.	2024-05-16		
Detaljregulering Bjørndalen fra Søbstadkrysset til Okstady		Tegningsdato	2024-05-16		
Illustrasjonsplan med snitt		Bestiller	Berni Anne Helberg		
Sykkelveg med fortau Pr. 600 til 1350 Reguleringsplan		Produsert for	Trøndelag fylkeskommune		
Utarbeidet av JunSto		Prosjektnummer	409074		
Kontrollert av AG0st		Kontraksnummer			
Godkjent av Lilun		Byggevaksnummer			
Konsulentarkiv 52207550		Koordinatsystem	EUREF89 NTM10		
Tegningsnummer/ revisjon 0102		Høydesystem	NN2000		
		Målestokk A1	1:1000/1:200		



Delområde A

Delområde B

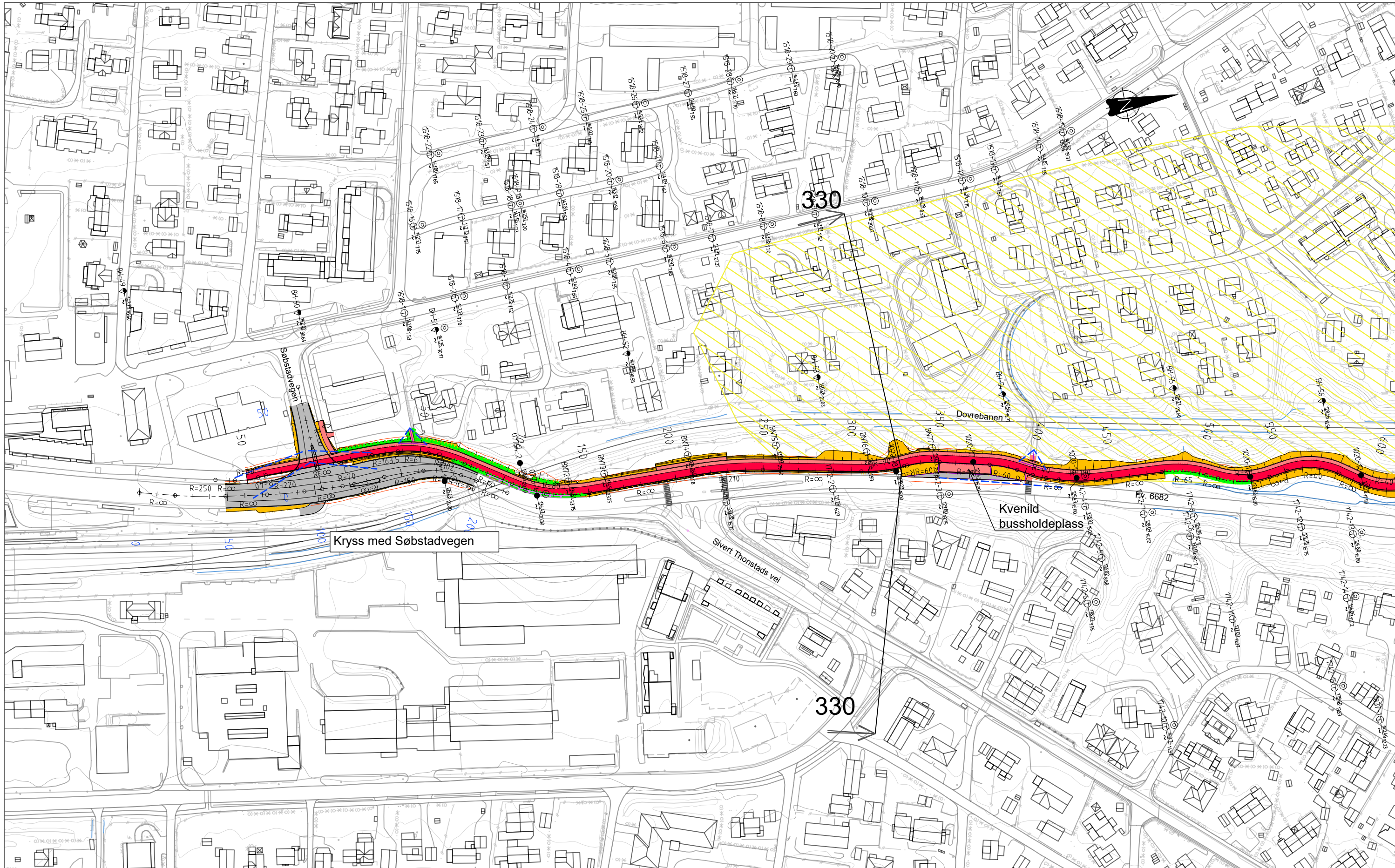
Delområde C

Delområde D

FORKLARINGER


- Lav faregrad, løseområde
- Lav faregrad, utløpsområde
- Middels faregrad, løseområde
- Middels faregrad, utløpsområde
- Høy faregrad, løseområde
- Ingen faregrad


E01	Høringsmateriale til offentlig ettersyn	AndSI	ShaAI	Lilun	2024-10-04
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utlarb	Kontr	Godkjent	Rev dato
		Saknr: 2024-10-04 Tegningsdato: 2024-10-04 Bestiller: Bernt Arne Helberg Produsent for: Trøndelag fylkeskommune Produsent av: Norconsult Prosjektnummer: 409074 Kontraktnummer: Byggevaksnummer: Koordinatsystem: EUREF89 NTM10 Geofekniske bninger, beregningsprofiler og kvikkleiresoner: N2000 Reguleringsplan: Målestokk A1 1:5000			
Plankart		Forslag til avbøtende tiltak - sykkelveg med fortau pr. -56 - 24:35			
Utarbeidet av: AndSI		Kontrollert av: ShaAI		Godkjent av: Lilun	
Konsulentarkiv: 52207550		Tegningsnummer/ revisjon: V100		E	

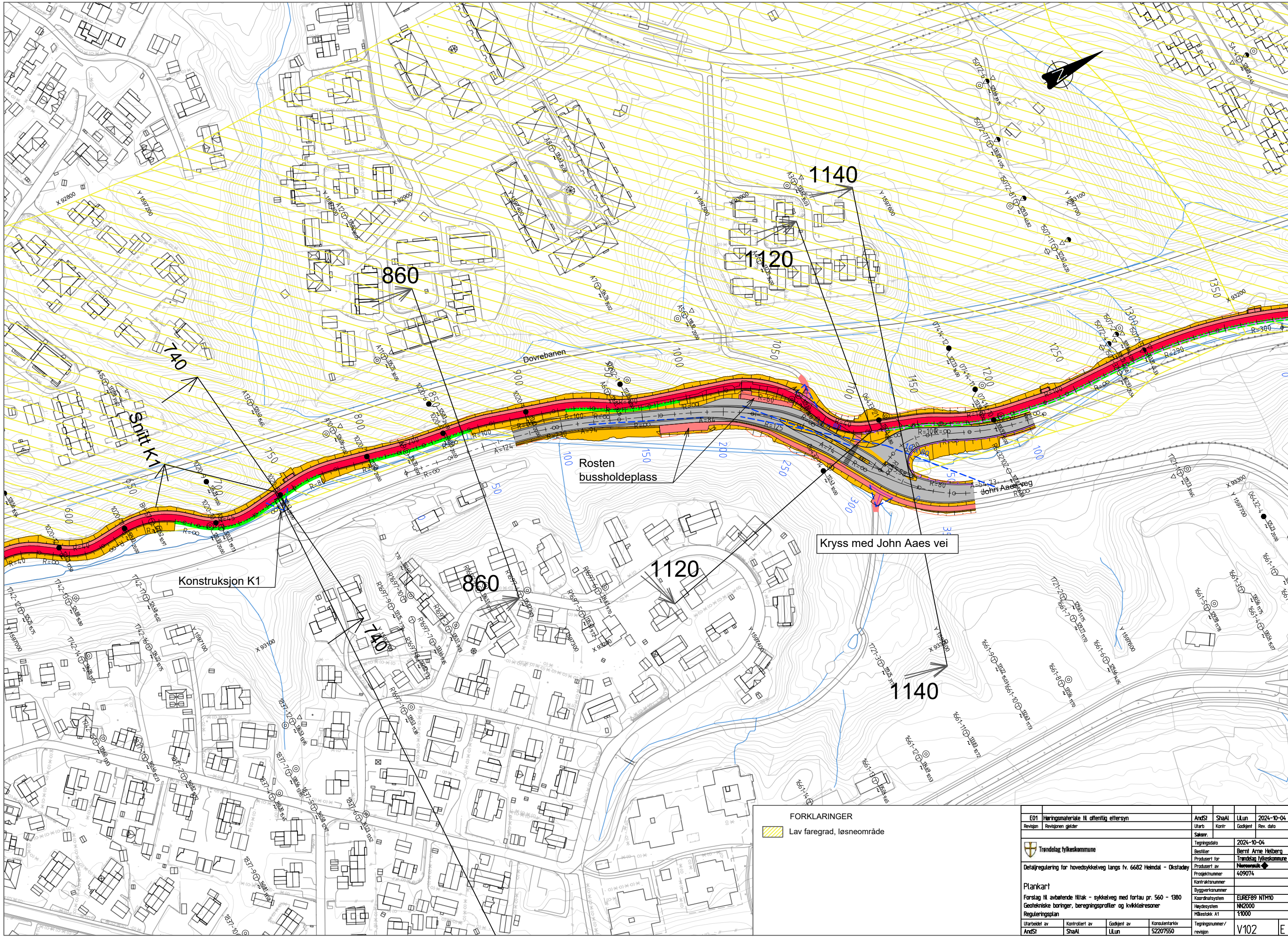


Kryss med Søbstadvegen

Kvenild bussholdeplass

FORKLARINGER
 Lav faregrad, løseområde

E01	Høringsmateriale til offentlig ettersyn	AndSI	ShaAl	LILun	2024-10-04
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
 Trøndelag fylkeskommune		Saknr.	2024-10-04		
Detaljregulering for hovedsykkelveg langs fv. 6682 Heimdal - Økstadøy		Tegningsdato	2024-10-04		
Plankart		Bestiller	Bertil Anne Helberg		
Forslag til avbøtende tiltak - sykkelveg med fortau pr. 0 - 600		Produsert for	Trøndelag fylkeskommune		
Geotekniske boringer, beregningsprofiler og kvikkleiresoner		Produsert av	Noreamul		
Reguleringsplan		Prosjektnummer	409074		
Utarbeidet av		Kontraktnummer			
AndSI		Byggesaksnummer			
Kontrollert av		Koordinatsystem	EUREF89 NTM10		
ShaAl		Hydrosystem	NK2000		
LILun		Målestokk A1	1:1000		
Godkjent av		Tegningsnummer/	revisjon		
Konsulentarkiv		52207550	V101		
			E		



1140

1120

860

740

Rosten bussholdeplass

Kryss med John Aaes vei

Konstruksjon K1

860

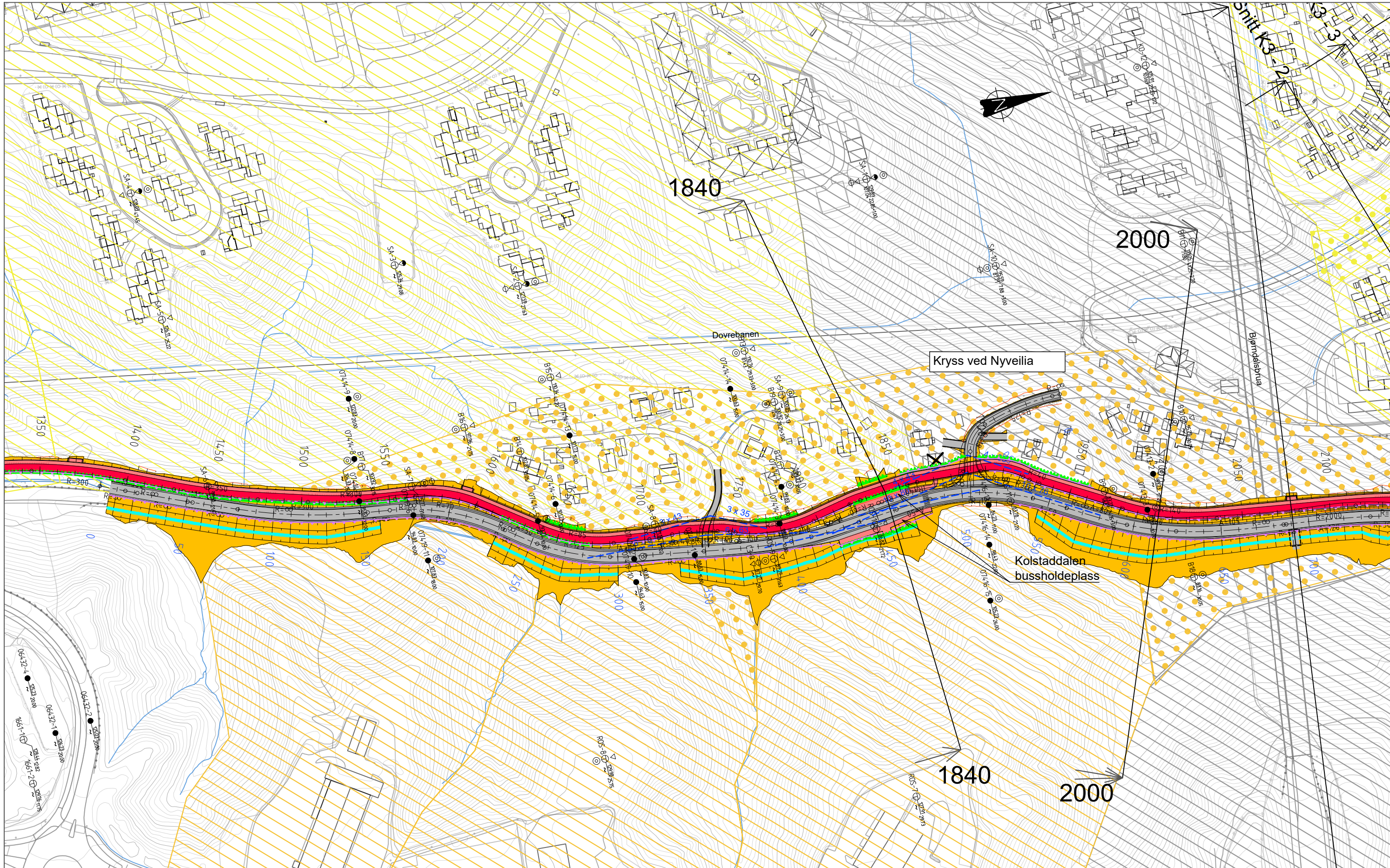
1120

1140

FORKLARINGER

Lav faregrad, løseområde

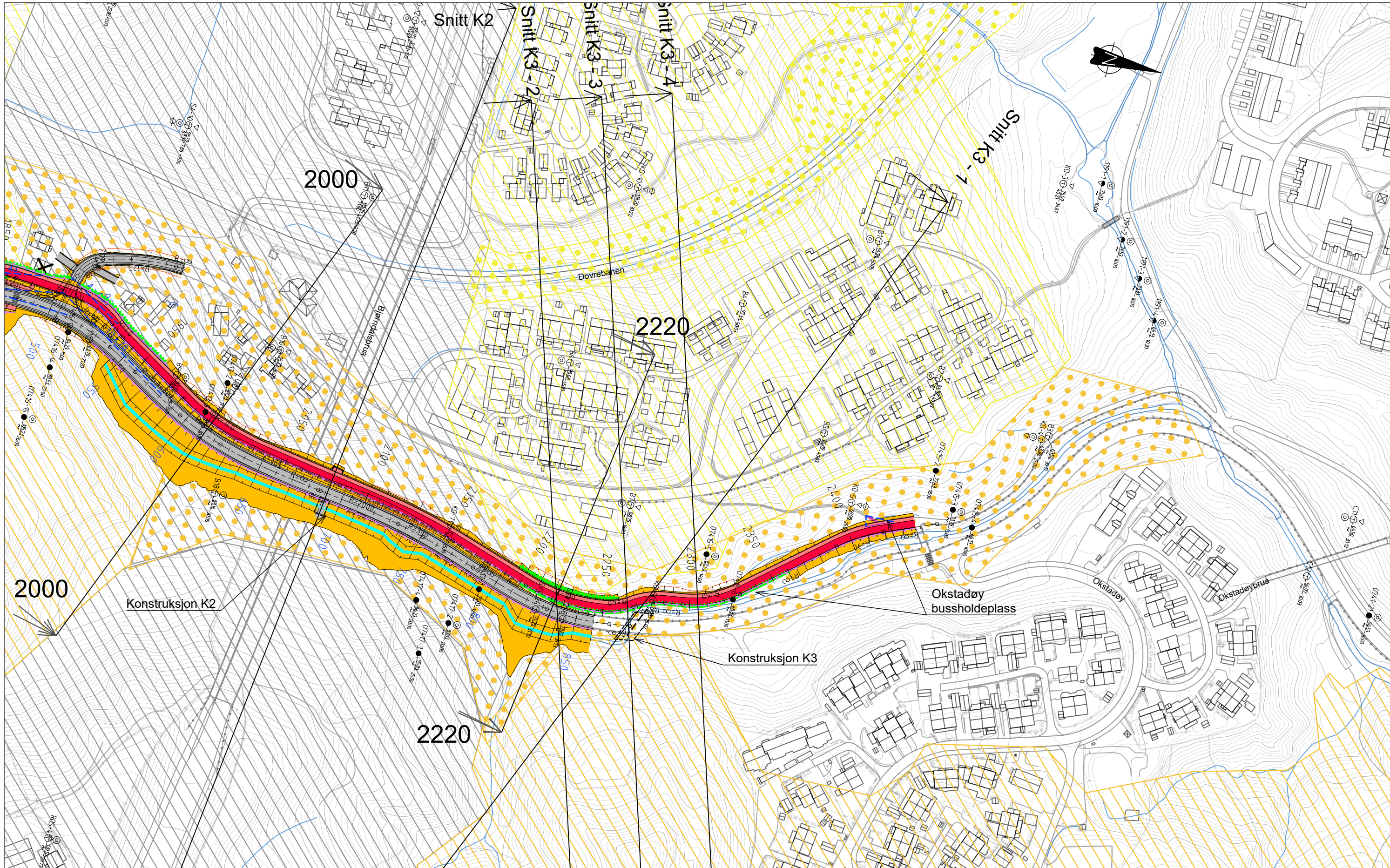
E01	Høringsmateriale til offentlig ettersyn	AndSI	ShaAl	LiLun	2024-10-04
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Saknr.	2024-10-04		
Detaljregulering for hovedsykkelveg langs fv. 6682 Heimdal - Økstadøy		Bestiller	Berni Anne Helberg		
Plankart		Produsert av	Noreconsult		
Forslag til avbetende tiltak - sykkelveg med fortau pr. 560 - 1380 Geotekniske boringer, beregningsprofiler og kvikkleiresoner Reguleringsplan		Prosjektnummer	409074		
Utarbeidet av		Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/
AndSI	ShaAl	LiLun	52207550		revisjon
					V102
					E



FORKLARINGER

- Lav faregrad, løseområde
- Lav faregrad, utløpsområde
- Middels faregrad, løseområde
- Middels faregrad, utløpsområde
- Ingen faregrad

E01	Høringsmateriale til offentlig ettersyn	AndSI	ShaAI	LILun	2024-10-04
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Trøndelag fylkeskommune		Saknr.	2024-10-04		
Detaljregulering for hovedsykkelveg langs fv. 6682 Heimdal - Økstadøy		Tegningsdato	2024-10-04		
Plankart		Bestiller	Børnli Anne Helberg		
Forslag til avbøtende tiltak - sykkelveg med fortau pr. 1330 - 2130		Produsert for	Trøndelag fylkeskommune		
Geotekniske boringer, beregningsprofiler og kvikkleiresoner		Prosjektnummer	409074		
Reguleringsplan		Kontraktnummer			
		Byggesaksnummer			
		Koordinatsystem	EUREF89 NTM10		
		Haydesystem	NN2000		
		Målestokk A1	1:1000		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/	
AndSI	ShaAI	LILun	52207550	revisjon	V103 E



FORKLARINGER

- Lav faregrad, løseområde
- Lav faregrad, utløpsområde
- Middels faregrad, løseområde
- Middels faregrad, utløpsområde
- Ingen faregrad

E01	Høringsmateriale til offentlig ettersyn	AndSI	ShaAI	LILun	2024-10-04
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utørt	Kontr	Godkjent	Rev. dato
Trøndelag fylkeskommune		Saknr.	2024-10-04		
Detaljregulering for hovedsykkelveg langs fv. 6682 Heimdal - Okstadøy		Tegningsdato	2024-10-04		
Plankart		Bestiller	Bertil Anne Helberg		
Forslag til avbøtende tiltak - sykkelveg med fortau pr. 1860 - 2435		Produsert for	Trøndelag fylkeskommune		
Geotekniske boringer, beregningsprofiler og kvikkleiresoner		Prosjektnummer	409074		
Reguleringsplan		Kontraktnummer			
		Byggesaksnummer			
		Koordinatsystem	EUREF89 NTM10		
		Høydesystem	NN2000		
		Målestokk A1	1:1000		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/	
AndSI	ShaAI	LILun	52207550	revisjon	
				V104	E

Oppdragsgiver: **Trøndelag fylkeskommune**
Oppdragsnr.: **52207550** Dokumentnr.: **52207550-RIG-05**

Til: Trøndelag fylkeskommune
Fra: Norconsult AS v/ Egil A. Behrens
Dato 2024-05-29

► GSV Bjørndalen - geotekniske materialparametere

Innhold

1	Innledning	1
2	Topografi	2
3	Lagdeling	2
4	Kvalitet av utførte grunnundersøkelser	2
5	Tyngdetetthet	3
6	Grunnvann og poretrykk	4
7	Historisk overlagring som grunnlag for styrkevurdering	4
8	Styrkevurdering – udrenert skjærstyrke	6
8.1	Styrke fra rutineforsøk	6
8.2	Styrke fra treaksialforsøk	6
8.3	Styrke fra trykksonderinger og blokkprøvekorrelasjoner	7
8.4	Styrke fra ødometerforsøk og Shansep-prinsippet	7
8.5	Sammenstilling av udrenert aktiv skjærstyrke	8
8.6	Anisotropiforhold ved udrenert skjærstyrke	13
9	Styrkevurdering – drenert skjærstyrke	14
10	Referanser	15

1 Innledning

Trøndelag fylkeskommune har engasjert Norconsult for bistand med detaljreguleringsplan for oppgradering av sykkelvei i Bjørndalen i Trondheim kommune. Sykkelveiutvidelsen vil medføre behov for terrenginngrep i stabilitetsutsatte løsmasseskråninger. Geoteknisk prosjektering, i hovedsak skråningsstabilitetsberegninger, er en nøkkelfaktor for å vurdere gjennomførbarheten og nødvendige terrengarbeider ifbm detaljreguleringen. Dette notatet sammenstiller geotekniske vurderinger rundt styrke og stivhet av løsmassene, som grunnlag for geotekniske beregninger og vurderinger i detaljreguleringsfasen. Punktnummereringen for grunnundersøkelsespunktene med delområder A-D og løpenummer er iht. opprinnelige benevnelse A-D for de nå 5 delstrekningene S1-S3 og N1-N2.

2 Topografi

Bjørndalen mellom Heimdalen i syd og Selsbakk i nord er en V-formet dal med jevn, slak helning ned mot nord. Dalbunnens bredde varierer noe, men er relativt liten. Skråningene ned mot dalen (på øst- og vestsiden) blir generelt høyere mot nord. Lengst syd nær Heimdalen er skråningene 10-15 m høye, midtveis ved Bjørndalsbrua/Nyveilla omtrent 40 m høye og i nordre del cirka 20 m på vestsiden (mot Romolslia/Selsbakk) og inntil cirka 60 m på østsiden. Dalsidene har stedvis mindre sideraviner. Helningen i dalsidene er omtrentlig 30 grader (1:1,7), naturligvis med en del variasjoner.

3 Lagdeling

Løsmassene i Bjørndalen (i dalsidene og i dalbunnen) består i hovedsak av mektig lag marin siltig leire. Det er topplag av tørrskorpeleire og stedvis enkelte lag av grovere løsmasser (sand) med noen meters tykkelse. Tynne silt/sandlag forekommer stedvis i ellers mektige leirelag. Leirmassene er mange steder relativt faste og lite sensitive. I enkelte dybder og posisjoner er leira mer sensitiv og klassifiserer som kvikkleire/sprøbruddmateriale.

Dybden til fjell er generelt stor og ukjent, men enkelte steder er fjellet påtruffet relativt grunt under dalbunnen og i dalsidene (særlig i nordre del på vestsiden av dalen).

4 Kvalitet av utførte grunnundersøkelser

Det er utført grunnundersøkelser i mange posisjoner både i dalen der sykkelveien planlegges samt i og over skråningene på begge sider av dalen. Utførte grunnundersøkelser for prosjektet [1] og [2] utfyller tidligere utførte grunnundersøkelser som vi er kjent med.

Grunnundersøkelsene består av totalsonderinger, samt trykksonderinger, prøveserier og poretrykksmålinger (piezometere). I mange punkt er det både utført trykksonderinger og tatt opp prøveserier. De fleste prøvene er 54 mm sylindreprøver, mens enkelte er 72-76 mm. Det er utført rutineforsøk på prøvene, samt utført totalt 62 ødometerforsøk og 19 treksialforsøk i tillegg til en del forsøk på prøver fra tidligere prosjekter i området.

Vurdering av kvalitet på utførte treksialforsøk er basert på prosentvis volumendring i konsolideringsfasen. Iht. NIFS-rapport ([3]) anses <2% volumendring som gode forsøk, mens 2-4% er akseptable og >4% er dårlige. I tillegg er det utført en skjønnsmessig kvalitetsvurdering ut fra forsøksresultatene (skjærforsøkene). Ut fra dette er 4 av 19 treksialforsøk forkastet, se Figur 1. Gode og akseptable forsøk er vurdert videre.

Det er utført trykksonderinger (CPTU) i totalt 27 posisjoner. De aller fleste av trykksonderingene har små nullpunktsavvik før versus etter sondering og klassifiseres dermed som anvendelsesklasse 1. I mange av sonderingene er det målerfeil som punktvis gir ekstreme helningsavvik eller temperaturavvik. Dette er ikke reelle avvik og vurderes ikke å påvirke resultatene.

Treaksialforsøk Bjørndalen			
Kvalitetssjekk ift volumendring under konsolidering			
Dato	2024-01-31		
Utført	Egil A. Behrens		
Posisjon	Dybde, m	Volumendring kons, %	Kommentar
A9	4,5	2,2	
A9	8,5	2	
A11	2,85	1,6	Rar kurve
A11	4,65	1,9	
A11	6,65	2,5	
B8	11,6	3	
B11	14,65	4,3	Kurven ser fin ut
C4	8,5	1,7	
C6	6,45	4,6	Store tøyninger før brudd
C6	12,6	1,9	
C9	6,5	2,7	
C9	9,35	3,2	Greit nok forsøk ut fra kurve
C11	4,7	1,1	
C11	6,75	1,5	
C11	13,5	1,9	
D1	5,45	4,3	Kurven ser fin ut
D1	7,75	1,8	
D2	4,4	1,4	
D2	10,5	2,9	Greit nok forsøk ut fra kurve

Prøvekvalitet måles ofte gjennom utpresset porevann under konsolideringen. Det finnes flere ulike forslag til klassifisering. Et eksempel fra NGF melding 11, ref. /16/, er vist i tabell 2.1. For andre forslag se også SVV (2014) /17/, NVE (2014) /18/, Lunne m.fl. (1997) /19/.

Tabell 2.1: Betegnelse av forsøkskvalitet ut fra utpresset porevann under konsolidering (ref. /17/)

Utpresset porevann cm ³	Utpresset porevann Volum % *	Klassifisering
0-5	0-2	Godt forsøk
5-10	2-4	Akseptabelt forsøk
>10	>4	Dårlig forsøk

* Tallene gjelder 54 mm prøver med ca. 10 cm prøvehode.

Figur 1: Oversikt over utførte treaksialforsøk og tolket forsøkskvalitet.

5 Tyngdetetthet

Tyngdetetthet er målt i rutineforsøk på opptatte prøver. For løsmasselag som det ikke er tatt prøver av, er tyngdetetthet anslått ut fra erfaringsverdier i Statens vegvesens håndbok V220 ([4]). Aktuelle verdier er gjengitt i Tabell 1.

Målt tyngdetetthet i leirmassene er typisk omkring 20 kN/m³. De aller fleste forsøkene viser en tyngdetetthet innenfor 19,0 – 21,5 kN/m³. Det er en liten tendens til lavere tyngdetetthet i område A (S1) nærmest Heimdal. Gjennomgående mener vi at tyngdetetthet 20 kN/m³ vil være representativt i stabilitetsberegningene og for tolkning av spenningsnivå.

Tabell 1: Tyngdetetthet for løsmasse

Løsmasse	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]
Sprengsteinsfylling	19	11
Topplag/tørrskorpe	20	10
Leire, siltig	20	10
Friksjonsmasse/faste lag	19	9
Morene	19	9

6 Grunnvann og poretrykk

Det er installert elektriske poretrykksmålere (piezometere) med minne i 13 posisjoner. De fleste posisjoner har målere i 2 dybder/nivå. Totalt 25 piezometere i tillegg til tidligere installerte poretrykksmålere ifbm. andre prosjekt. Poretrykksmålerne har registrert/lagret poretrykk 2 ganger per døgn i en måleperiode på omtrent et halvt år.

Poretrykksmålerne viser overhydrostatisk trykkfordeling ved de fleste posisjoner i bunn av Bjørndalen, mens det er hydrostatisk eller noe underhydrostatisk fordeling ved de fleste posisjoner i og ved toppen av sideskråningene til Bjørndalen. Generelt estimeres nullnivået for poretrykk i bunnen av dalen omtrent 2 m under terreng (omtrentlig i nivå med bekken), mens nullnivået ved skråningstopp varierer stort sett i området 2-5 m under terreng.

Målerresultatene samsvarer godt med måleresultater i delområder tidligere kartlagt av NGI ([5]). I bunn av dalen øker poretrykket opptil 14 kPa/m, dvs 40% overhydrostatisk. Ved tolkning av trykksonderinger i posisjoner uten poretrykksmåling, benyttes interpolasjon fra nærliggende punkt med kjente poretrykk. Interpolasjon gjøres fortrinnsvis langs dalen (bunn til bunn) heller enn på tvers av dalen (bunn til topp), ettersom poretrykksforholdene varierer mer på tvers av enn langs dalen.

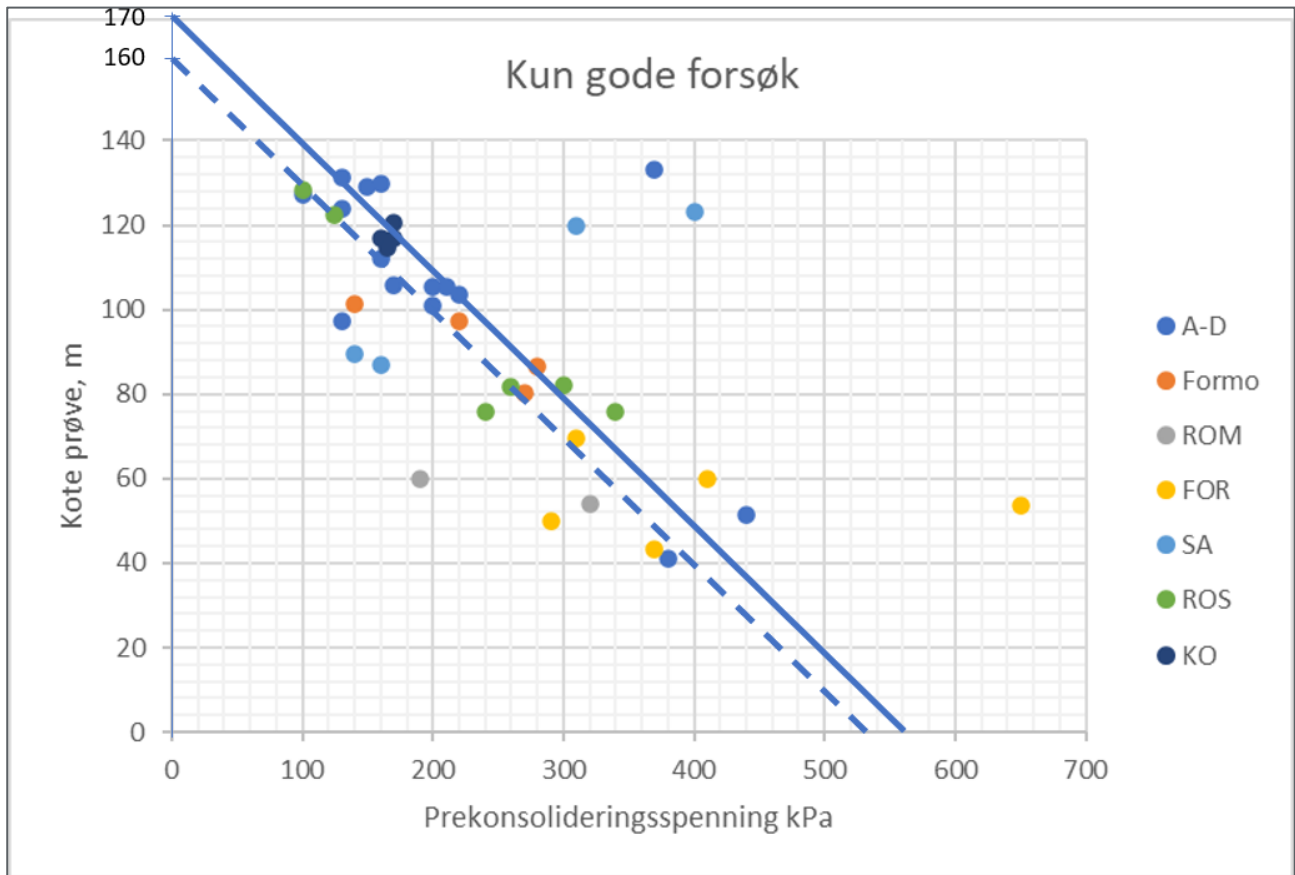
7 Historisk overlaging som grunnlag for styrkevurdering

Ut fra de mange utførte ødometerforsøkene ifbm. prosjektet samt tidligere stabilitetsvurderinger, har vi gjort en sammenstilling av tolket prekonsolidering mot kotehøyde. Ødometerforsøk som ikke viser tydelig overkonsolidering er forkastet. Sammenstillingen av resterende forsøk viser en tydelig tendens til større tolket prekonsolideringstrykk mot synkende kotehøyde, det vil si at prøver fra lav kotehøyde har hatt større historisk overlaging enn prøver fra større kotehøyde. Tilsvarende er det knapt noen sammenheng mellom tolket prekonsolidering og dybde fra nåværende terreng.

Sammenhengen mellom tolket prekonsolidering og kotehøyde ser ut til å være noenlunde den samme for de forskjellige delområdene, selv om det er betydelige variasjoner i tolket prekonsolidering i enkeltforsøk. Sammenlagt indikerer ødometerresultatene at hele området historisk har hatt en nokså jevn terreng høyde. Dette tilsier at styrken av de undersøkte leire-/siltmassene omtrentlig vil følge kotehøyden. Lavtliggende prøver (posisjonene i Bjørndalen, og særlig mot nordre del) vil i større grad enn høytliggende prøver kunne ha mistet noe av styrken fra tidligere overlaging.

Visuell regresjon tilsier at historisk terrengnivå kan være cirka kote +160 - +170.

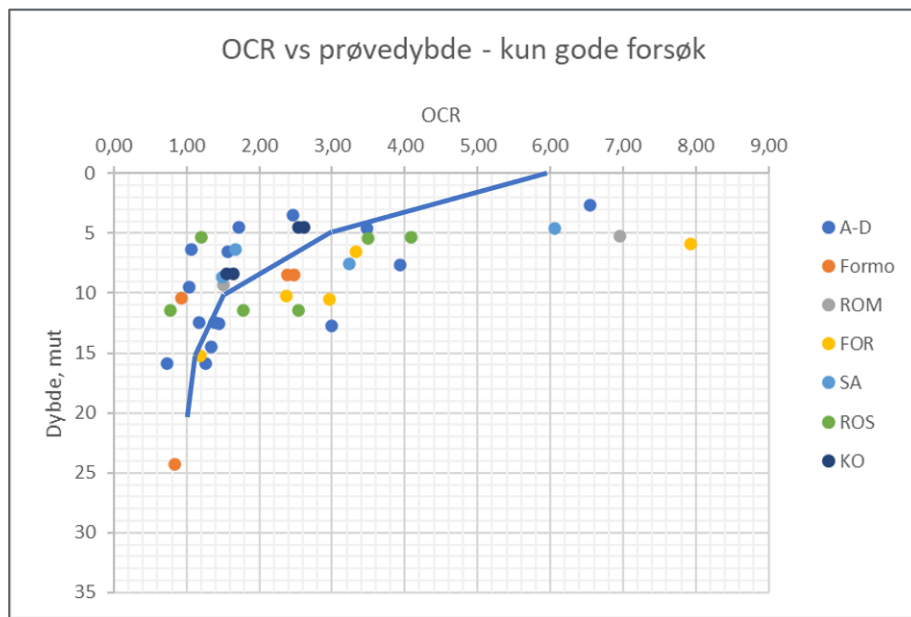
Prekonsolideringsspenningen ser ut til å øke minst 3 kPa/m ned fra dette kotenivået. Se Figur 2. En forsiktig regresjonslinje gir prekonsolideringsspenning lik 533 kPa minus 3,3 kPa per meter (fra kote +0), mens en tøffere tolkning gir 560 kPa minus 3,3 kPa/m.



Figur 2: Sammenstilling av tolket prekonsolideringsspenning fra ødometerforsøk mot kotehøyde for prøve. Forsiktig tolkning med stiptet linje og tøffere tolkning med heltrukket linje.

Dersom grunnvannsnivået både historisk og nå var tilnærmet i terrengnivå, og styrken skulle bestå fullt ut, burde prekonsolideringsspenningen økt omtrent 10 kPa med synkende kotehøyde, snarere enn 3,3 kPa som forsøksresultatene indikerer. Deler av forskjellen antas å være pga overhydrostatisk poretrykk nær bunn av dalen, og deler vil være på grunn av tap av styrke over tid etter den historiske avlastningen. En del vil nok også være på grunn av middels dårlige laboratorieresultater (forringelse pga. 54 mm prøver og ventetid fra opptak til forsøk).

En visuell regresjon på data fra overkonsolideringsgrad ($OCR = pc'/p0'$) mot prøvenes dybde under nåværende terreng er vist i Figur 3. OCR er beregnet ut fra tolket pc' i ødometeret og $p0'$ estimert fra kjente/estimerte poretrykk og tyngdetetthet. Nokså høye poretrykk er lagt til grunn ved beregning av $p0'$ der poretrykksmålinger ikke gir eksakte svar, og dermed er $p0'$ heller underestimert enn overestimert. Enkelte prøver får en tolket OCR under 1,0. Dette indikerer at tolket pc' er for lav (dårlige forsøk), ettersom in-situ-spenningen $p0'$ bevisst ikke er overdrevet, men heller underdrevet.



Figur 3: Sammenstilling av estimert OCR fra ødometerforsøk, mot dybde av prøve ift. dagens terrengnivå.

8 Styrkevurdering – udrenert skjærstyrke

Udrenert skjærstyrke er vurdert ut fra en helhetsvurdering fra trykksonderinger med erfaringsmessige korrelasjoner mot blokkprøvedata fra andre områder i Norge, utførte ødometerforsøk tolket med SHANSEP-prinsipper for styrke fra historisk forbelastning (prekonsolidering, ref. forrige kapittel), utførte treaksialforsøk, samt utførte rutineforsøk (enaksialforsøk og konusforsøk). Trykksonderingstolkningen er korrigert for poretrykksforhold og tyngdetetthet så langt vi har data for dette, og ved skjønnsmessig sammenligning mot naboliggende posisjoner der slike forhold er kjent. Vi har sammenholdt tolket styrkeprofil i hver trykksondering, delområde for delområde, for å vurdere generelle tendenser i forhold til topografi og geologisk belastningshistorie.

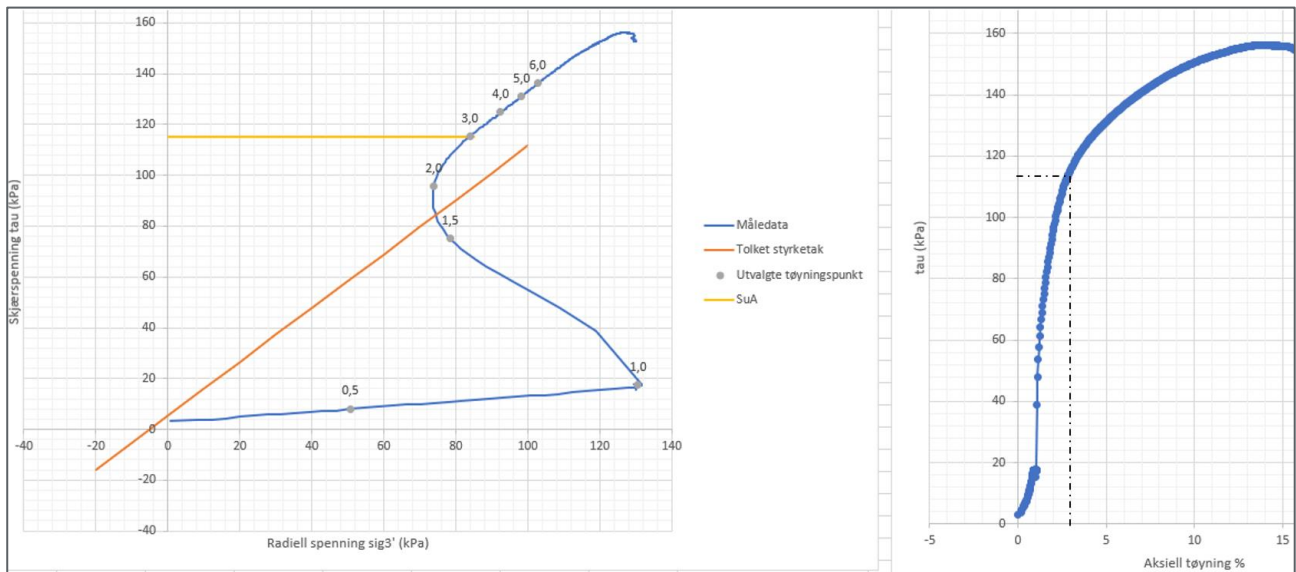
8.1 Styrke fra rutineforsøk

I tråd med vanlig praksis er målte styrkeverdier fra enaksialforsøk og konusforsøk skalert opp med anisotropifaktor som om disse målte direkte skjærstyrke.

8.2 Styrke fra treaksialforsøk

14 av 15 utførte treaksialforsøk er dilaterende.

For dilaterende forsøk har vi tatt ut udrenert skjærstyrke ved maksimalt 4% aksiell tøyning. Det er ulik praksis for maksimal tøyning som bør legges til grunn. SVV V220 ([4]) anbefaler maksimalt 5%, og NIFS ([3]) anbefaler maks 10%. Vi har vurdert hvordan skjærstyrken øker med økende aksiell tøyning, og tatt ut styrken før tøyningene «eskalerer» selv der dette er mindre enn ved 4% tøyning (dvs «knekkpunkt» der styrken øker lite mot større tøyning). Se eksempelillustrasjon i Figur 4.



Figur 4: Eksempel på udrenert styrketolkning fra treaksialforsøk (pos. D2 10,5 m dybde). Tolket ut ved 3% aksial tøyning som tilsvarer der tøyningene eskalerer litt ift. videre styrkeøkning ("knekkpunkt").

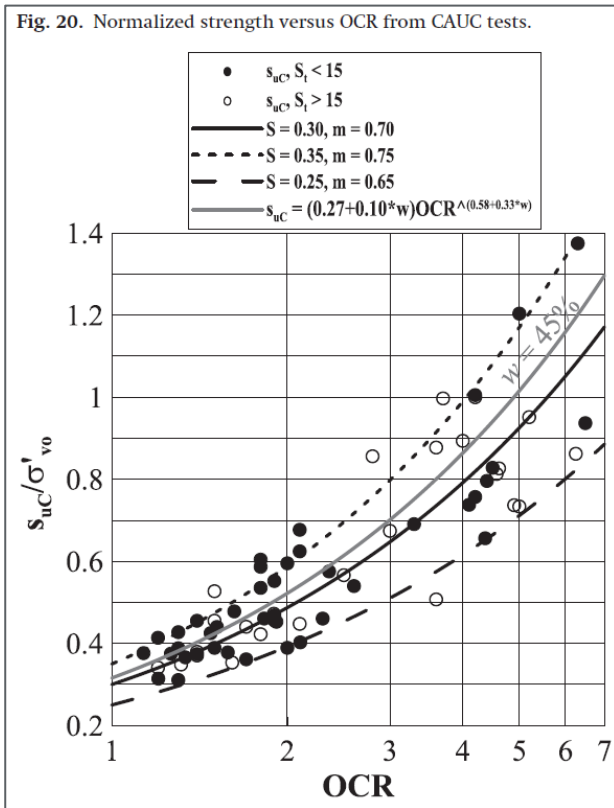
8.3 Styrke fra trykksonderinger og blokkprøvekorrelasjoner

For tolkning av trykksonderingsresultatene ser vi gjennomgående at Karlsruds spissmotstandstolkning er den som gir resultater som passer best med erfaringsmessige N-faktorer. I enkelte av trykksonderingene er det drenerende lag som gjerne gir tap av metning ved poretrykkmåling under sondering, og dermed fører til for lavt målt poretrykk i etterfølgende dybde. For disse er dermed tolkning basert på målt poretrykk mindre pålitelig, og vektlegges lite.

8.4 Styrke fra ødometerforsøk og SHANSEP-prinsippet

Erfaringstall for udrenert skjærstyrke i forhold til effektiv in situ overlaging som funksjon av OCR er sammenstilt i SHANSEP-prosjektet og vist i [6]. For alle de utførte forsøkene er aktiv udrenert skjærfasthet (sua) minst 0,30 ganger effektiv vertikal overlaging. En gjennomsnittlig regresjonslinje $sua = \alpha \cdot OCR^m \cdot p_0'$ gir $\alpha=0,3$ og $m=0,7$, mens en minimumsline gir $\alpha=0,25$ og $m=0,65$, se Figur 5.

Laboratorieforsøk utført i temperatur tilsvarende in situ temperatur har generelt vist høyere styrke enn laboratorieforsøk ved romtemperatur (vanlige forsøk). Denne effekten er ikke tatt inn i SHANSEP-tallene. Sammenlagt mener vi derfor at den gjennomsnittlige regresjonslinjen ($\alpha=0,30$ og $m=0,70$) gir en forsiktig middelverditolkning, dvs en karakteristisk udrenert aktiv skjærfasthet.



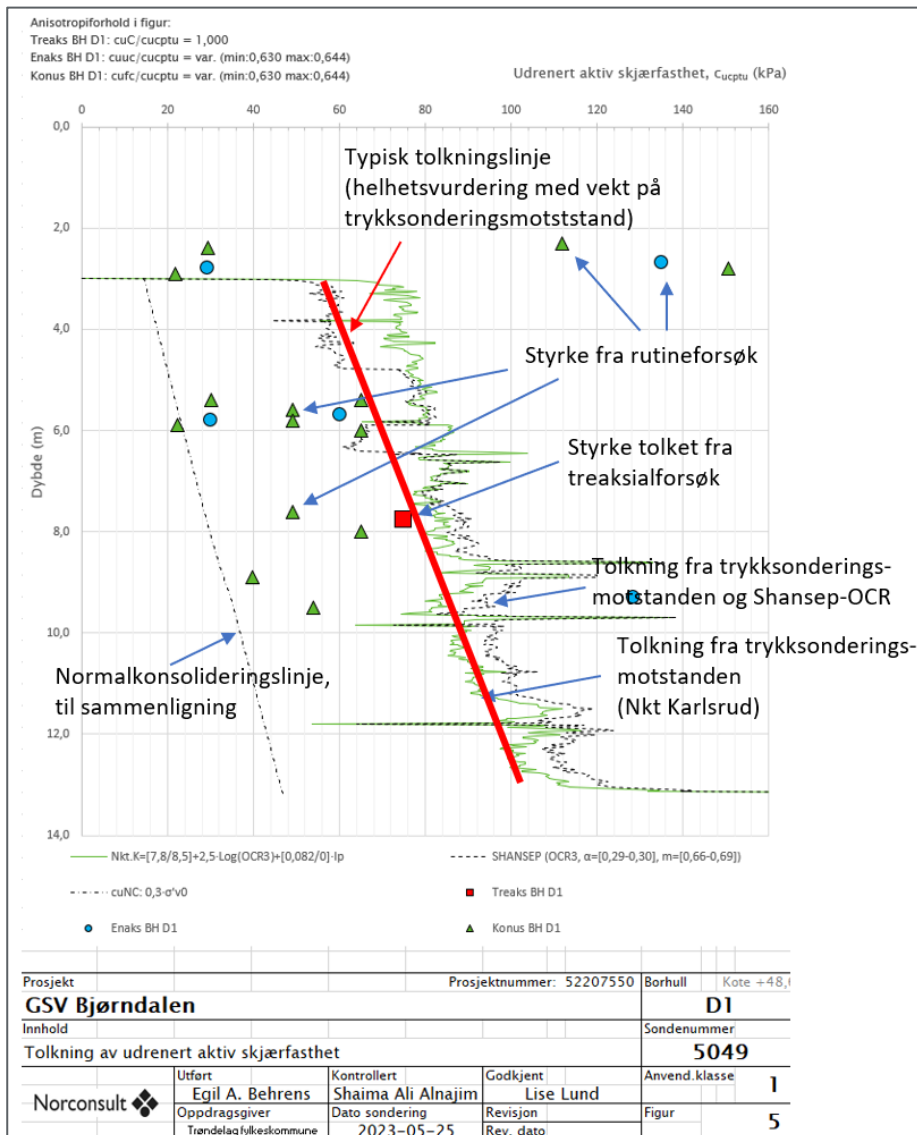
Figur 5: Sammenstilling av udrenert skjærstyrke som funksjon av OCR og in situ effektiv overlageringsstress, fra SHANSEP-prosjektet [6].

I tillegg har leiras vanninnhold en statistisk innvirkning på styrken. Vi benytter derfor SHANSEP-korreksjon mot vanninnhold der vi har prøvedata for vanninnhold (dette er innarbeidet i Statens vegvesens CPTU-tolkningsark som benyttes i prosjektet).

Tolkning av styrke alene ut fra SHANSEP-prinsippet gitt ovenfor og tolket prekonsolideringsstress fra ødometerforsøkene har i mange av undersøkelsesposisjonene vist betydelig lavere styrke enn tolkning ut fra trykksonderingsmåledataene korrigert mot SHANSEP-prinsippet (Karlsrud Nkt). Vi tilskriver dette nokså dårlige ødometerforsøk (blant annet pga. den lave tolkede økningen i prekonsolidering mot lavere kotehøyde, 3,3 kPa/m). Vi legger derfor liten vekt på denne overordnede styrkevurderingen ut fra prekonsolideringsstresser anslått fra ødometerforsøk på 54 mm sylinderprøver.

8.5 Sammenstilling av udrenert aktiv skjærstyrke

Tolkning av udrenert skjærstyrke mot dybden sammenstilles for hver undersøkt posisjon i Statens vegvesens tolkningsark for CPTU. Her legges data fra laboratorieforsøk inn i samme diagram. Et typisk eksempel er vist i Figur 6. Tolkede måledata fra CPTU i anvendelsesklasse 1 vektlegges tungt da disse anses pålitelige.

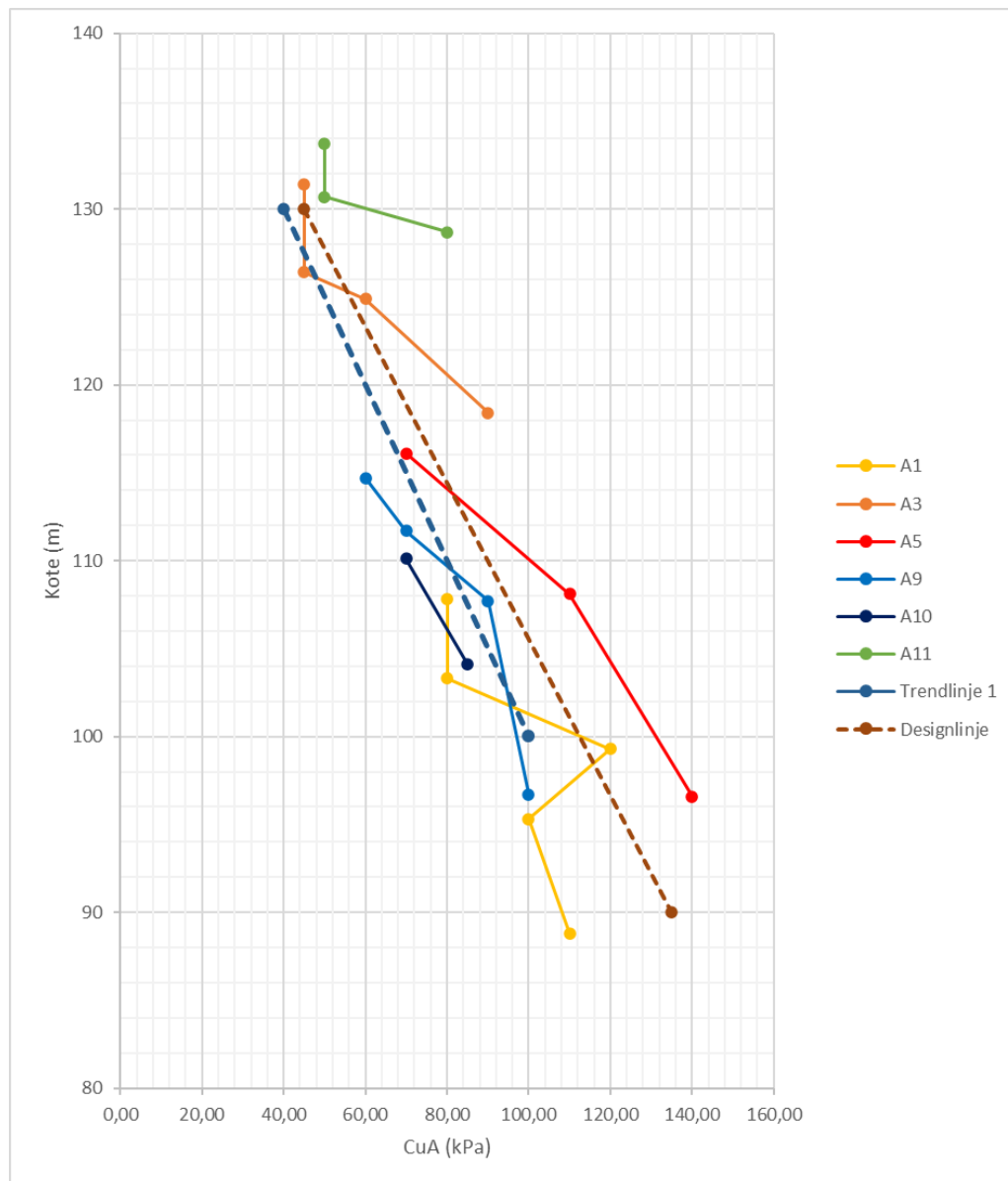


Figur 6: Typisk tolkning av udrenert aktivt skjærstyrkeprofil.

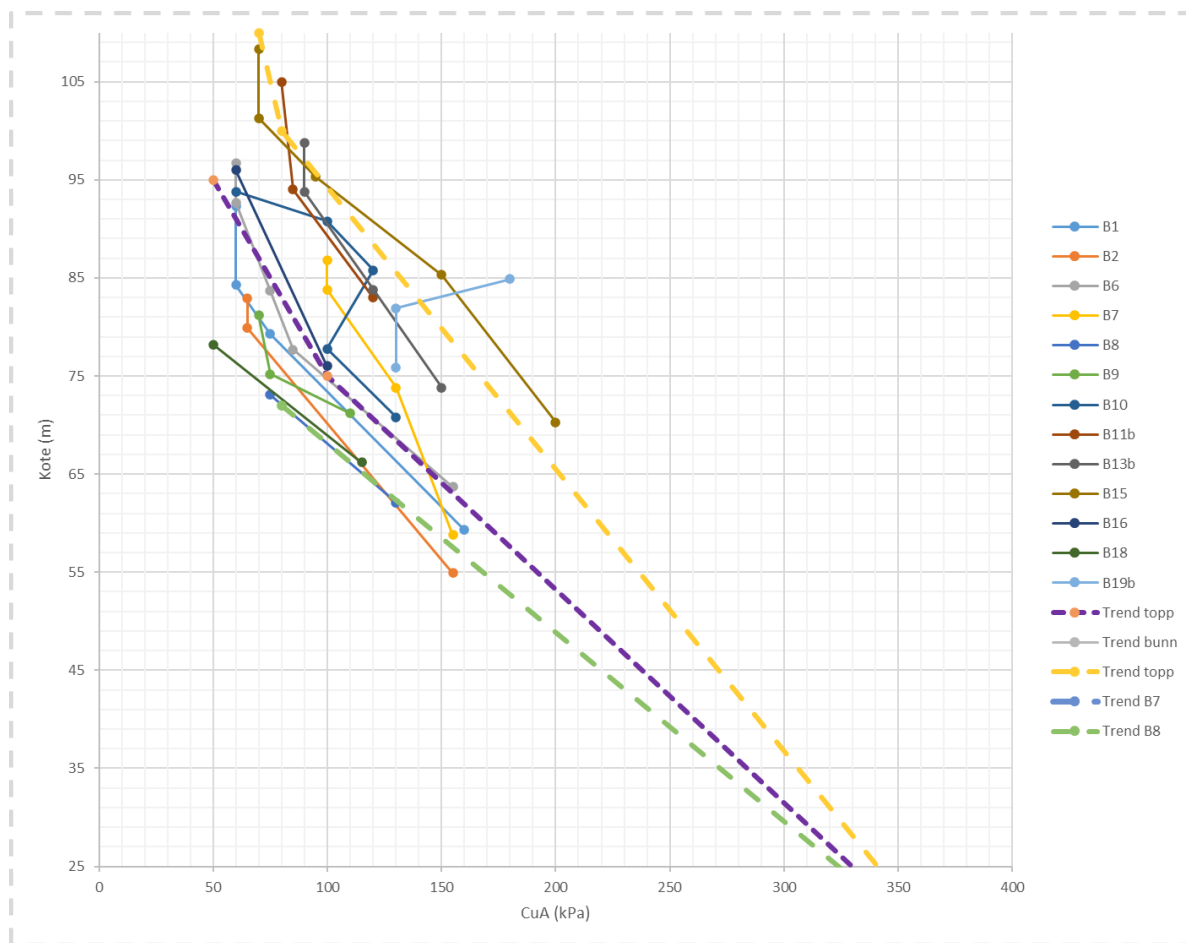
Alle trykksonderinger er tolket separat (og vurdert opp mot labdata i samme område), og deretter er tolket styrkeprofil fra hver sondering sammenstilt i felles diagram. Regneark med tolkning av enkeltsonderinger er så omfattende at det ikke vedlegges her (men er tilgjengelig ved behov).

En innledende sammenstilling av alle trykksonderinger (utført for prosjektet) plottet mot kotehøyde i alle delområdene viste betydelige forskjeller mellom hvert delområde. Vi fant det derfor mer fornuftig å sammenstille delområde for delområde. Se Figur 7, Figur 8, Figur 9 og Figur 10.

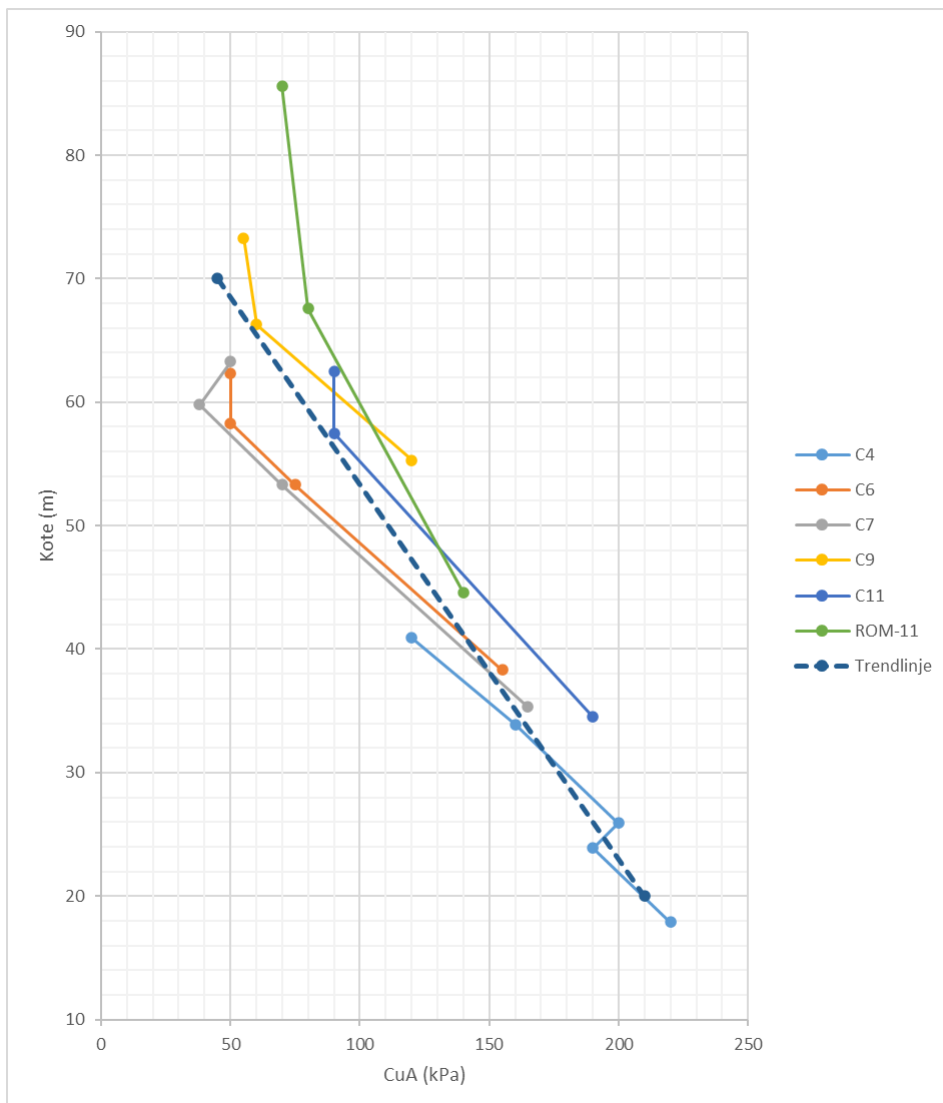
Innen hvert delområde ser vi også forskjeller. Noe av dette kan forklares med styrketap over tid ved sonderingene nær dalbunn pga avlastningen (dannelse av dalen). Se spesielt de 2 trendlinjene for topp og bunn av dal i område B (Figur 8).



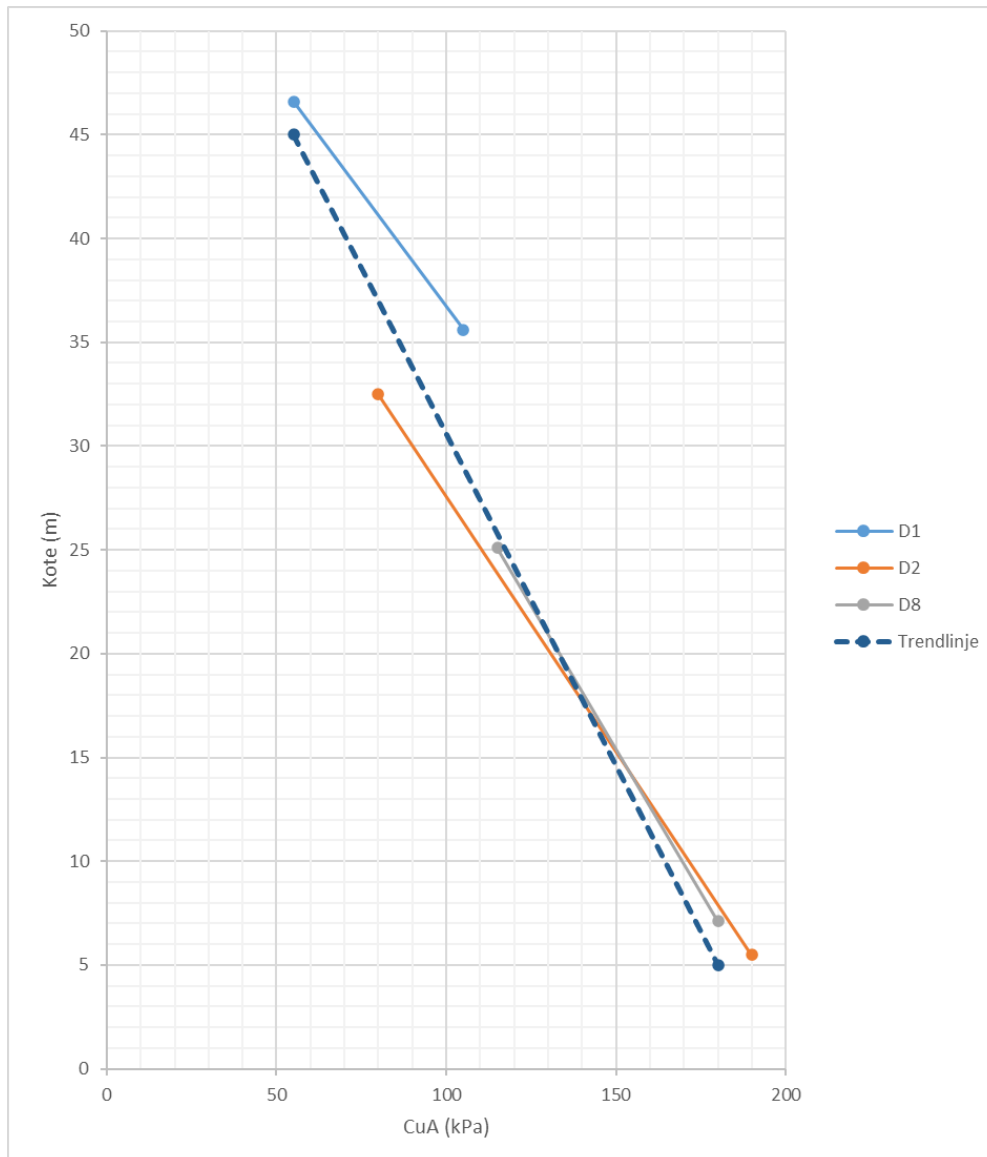
Figur 7: Sammenstilte tolkningsprofiler for udrenert aktiv skjærstyrke mot kotehøyde, delområde A (lengst syd / Heimdal).



Figur 8: Sammenstilte tolkningsprofiler for udrenert aktiv skjærstyrke mot kotehøyde, delområde B.



Figur 9: Sammenstilte tolkningsprofiler for udrenert aktiv skjærstyrke mot kotehøyde, delområde C.



Figur 10: Sammenstilte tolkningsprofiler for udrenert aktiv skjærstyrke mot kotehøyde, delområde D (lengst nord / Selsbakk).

Tolkede trendlinjer legges til grunn i de fleste beregninger, men enkelte lokale tilpasninger gjøres der avviket mellom enkelttolkninger og trendlinjene er stor og trendlinjene ikke er solid begrunnet.

8.6 Anisotropiforhold ved udrenert skjærstyrke

Alle utførte treaksialforsøk er aktive forsøk. Direkte og passiv skjærstyrke er vurdert ut fra den aktive styrken og erfaringsmessige sammenhenger ut fra målt plastisitetsindeks (anbefalinger fra NIFS 14/2014 [7]).

Leire i Trøndelag er oftest lavplastisk, som gir lav direkte og passiv skjærstyrke. Målt plastisitetsindeks er stort sett i området 6-16% i Bjørndalen, med noen få unntak. Middelveidien er like over 10% og det er ikke tydelig trend til geografisk forskjell internt i prosjektområdet. For plastisitetsindeks $I_p=10\%$ (og lavere) er direkte styrke lik 63% av aktiv styrke og passiv styrke lik 35% av aktiv styrke. Dette legges til grunn som et litt

forsiktig anslag. I enkeltposisjoner/beregningsnitt med jevnt over høyere målt plastisitet kan evt. noe høyere anisotropifaktorer legges til grunn (opp mot 66% og 38% for hhv. direkte og passiv som tilsvarer I_p 15-20%).

9 Styrkevurdering – drenert skjærstyrke

Treaksialforsøk på leire-/siltmassene er sammenstilt i ett diagram for å kunne bestemme friksjonsvinkel og attraksjon på best mulig grunnlag. Treaksialforsøkene er utført i leire-/siltmasser som vi mener er av tilsvarende geologisk opprinnelse og styrke. Dette bekreftes av at et felles drenert styrketak ser ut til å stemme greit med alle forsøkene.

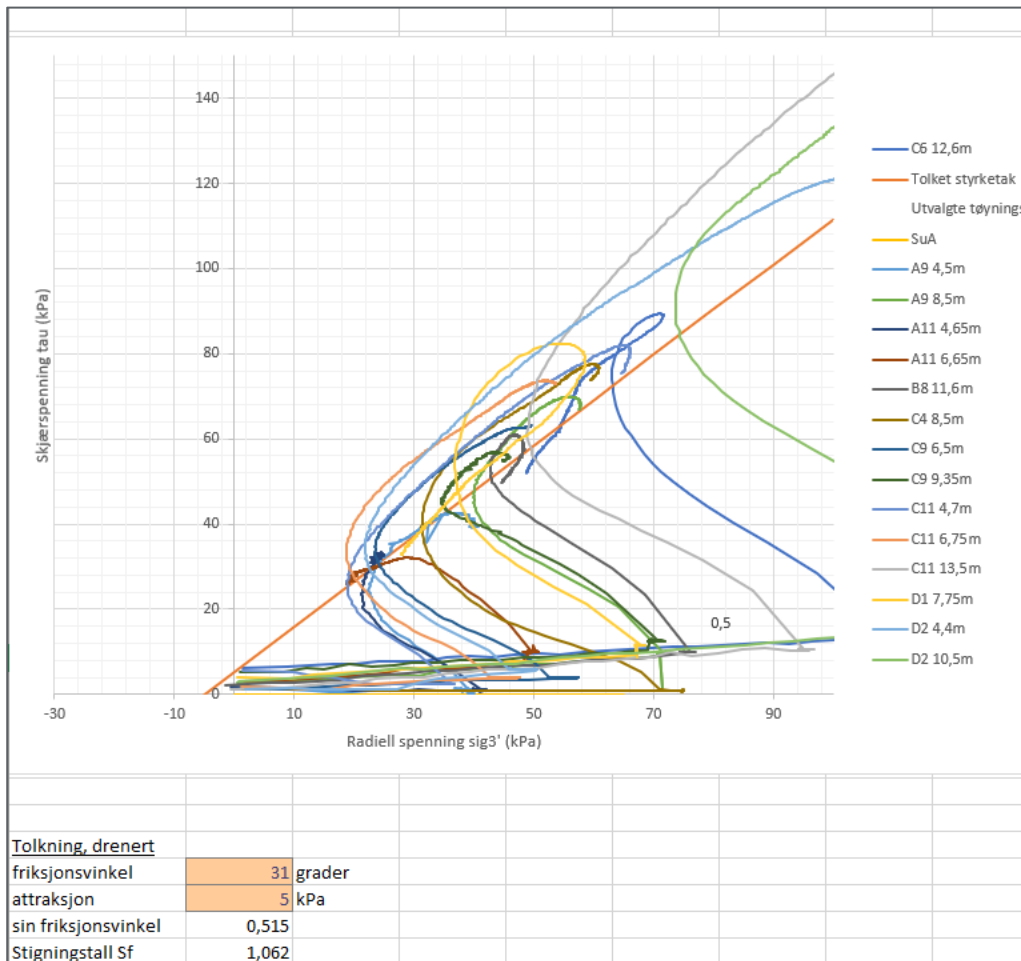
Alle treaksialforsøkene viser nokså samsvarende friksjonsvinkel. Attraksjonen er vanskeligere å bestemme. Leire har noe attraksjon, og som minimum er attraksjonen satt til 5 kPa. Med denne attraksjonen vil friksjonsvinkel 31 grader være en forsiktig tolket middelvei for forsøkene. Se Figur 11. Friksjonsvinkel 32 grader vil også være en forsiktig middelvei. Friksjonsvinkel 31-32 grader og attraksjon 5 kPa tilsvarer erfaringstall for silt og ligger et godt stykke over erfaringstall for leire iht. håndbok V220. Imidlertid er disse erfaringstallene generelt konservative for fast leire, og den forsiktige tolkningslinjen fra de mange treaksialforsøkene som er utført, legges til grunn.

Topplag og grovere løsmassers friksjonsvinkel og attraksjon vurderes ut fra erfaringstall i Statens vegvesens håndbok V220 samt relativ sammenligning av fasthet i total- og trykksonderinger mot resultatene fra treaksialforsøkene på leire-/siltmassene. Tørrskorpeleire vil ikke ha lavere styrke enn underliggende leirmasser, men heller noe høyere friksjonsvinkel. Sprekker i tørrskorpa kan tilsi null attraksjon i enkelte soner av tørrskorpa, men samtidig er friksjonsvinkelen nok noe høyere enn 31 grader (veier noenlunde opp for hverandre). I mangel av mer detaljert kjennskap til tørrskorpens sammensetning, regnes samme drenerte styrke som for leira, eventuelt med mindre attraksjon. Sanddominerte masser vil typisk ha friksjonsvinkel minst 2-4 grader høyere enn leirmasser, det vi si minst 33 grader, og attraksjonen kan typisk være 5 kPa (kan være lavere, men da vil det i stedet være dilatans som bidrar positivt). Eventuelle dyptliggende morenelag beregnes med friksjonsvinkel 36 grader og attraksjon 0-20 kPa (som hardpakket sand/grus).

Drenerte styrkeverdier er oppsummert i Tabell 2.

Tabell 2: Effektivspenningsparametere for løsmasse

Løsmasse	φ [°]	a [kPa]
Sprengsteinsfylling	42	0-10
Topplag/tørrskorpe	31	0-5
Leire, siltig	31	5
Friksjonsmasse/faste lag	33	5
Morene	36	0-20



Figur 11: Sammenstilling av treaksialforsøk og tolket drenert styrke.

10 Referanser

- [1] Rambøll Norge AS, «GVS Heimdal-Selsbakk - datarapport fra grunnundersøkelse - rapport nr 01, oppdrag 1350055661,» 2023.
- [2] Rambøll Norge AS, «GVS Heimdal-Selsbakk - datarapport fra grunnundersøkelse - rapport nr 02, oppdrag 1350055661,» 2023.
- [3] NIFS (NVE), «77/2014 Valg av karakteristisk cuA-profil basert på felt- og laboratorieundersøkelser,» NVE, 2014.
- [4] Statens vegvesen, Vegdirektoratet, V220 Geoteknikk i vegbygging, Statens vegvesen, 2023.
- [5] NGI, «Kvikkleiresoner Trondheim - Rosten, Kolstad og Saupstad, 20120099-01-R,» NGI, 2015.

Oppdragsgiver: **Trøndelag fylkeskommune**

Oppdragsnr.: **52207550** Dokumentnr.: **52207550-RIG-05**

[6] K. K. o. F. G. Hernandez-Martinez, «Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples,» NRC Research Press, 2013.

[7] NIFS (NVE), «14/2014 En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer,» NVE, 2014.

1	2024-05-29	Ferdig notat	Egil A. Behrens	Oddvar Lein Almås Shaima Ali Alnajim	Lise Lund
---	------------	--------------	-----------------	---	-----------

Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent
---------	------	-------------	------------	----------------	----------

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver.

Trøndelag fylkeskommune

► Hovedsykkelveg langs fv 6682 Heimdal - Okstadøy

Prosjekteringsforutsetninger i detaljreguleringsfasen

Oppdragsnr.: 52207550 Dokumentnr.: 52207550-RIG04 Versjon: D03 Dato: 2024-10-06



Oppdragsgiver: Trøndelag fylkeskommune
Oppdragsgivers kontaktperson: Bernt Arne Helberg
Rådgiver: Norconsult Norge AS, Klæbuveien 127 B, NO-7031 Trondheim
Oppdragsleder: Lise Lund
Saksbehandler: Shaima Ali Alnajim, Oddvar Lein Almås
Fagkontrollør: Knut-Johan F. Kjeldstad
Andre nøkkelpersoner Egil Andreas Behrens

D03	2024-10-06	Jordskjelvvurdering er oppdatert, revidert og ny tekst er i rød/kursiv	Shaima Ali Alnajim	Knut-Johan F. Kjeldstad	Lise Lund
D02	2024-06-27	Etter kommentar fra UAK, revidert og ny tekst er i kursiv	Shaima Ali Alnajim	Knut-Johan F. Kjeldstad	Lise Lund
D01	2024-03-22	For uavhengig kvalitetssikring/utvidet kontroll	OddAlm	ShaAl	LiLu
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.

► Innhold

1	Innledning	4
2	Regelverk for geoteknisk prosjektering	6
3	Prosjektklassifisering	7
3.1	Innledende kommentar	7
3.2	Tiltakskategori iht. NVE-veileder 1/2019	7
3.3	Geoteknisk kategori (GC)	9
3.4	Konsekvensklasse (CC) og pålitelighetsklasse (RC)	9
3.5	Prosjekteringskontrollklasse (PKK)	10
3.6	Utførelseskontrollklasse (UKK)	11
3.7	Tiltaksklasse	11
4	Områdestabilitet – formalia	12
4.1	Definisjon av områdestabilitet	12
4.2	Områdestabilitetskrav og omfang av utredning	13
4.3	Krav om uavhengig kvalitetssikring iht. NVE veileder (tredjepartskontroll)	13
5	Lokalstabilitet – formalia	14
5.1	Definisjon av lokalstabilitet	14
5.2	Lokalstabilitetskrav	15
5.3	Fravik fra stabilitetskrav i N200: utglidninger i sideterreng	17
5.4	Krav om <i>utvidet kontroll</i> (tredjepartskontroll)	18
6	Sikkerhet mot naturpåkjenninger	19
6.1	<i>Kvikkleire</i>	19
6.2	<i>Andre type skred</i>	19
6.3	<i>Flom</i>	19
7	Jordskjelv	20
8	Utvalgte prosjekteringsprinsipper	22
8.1	Prinsipp om ikke-forverring for områdeskred og lokalstabilitet/mindre utglidninger	22
8.2	Seksjonsvis graving/tilbakefylling – påvirkning på skråningsstabilitet	22
8.3	Rækkefølgehensyn på stabiliserende og destabiliserende tiltak	22
8.4	Omfordeling av masse fra ravinerygg til ravine og sideterreng	22
8.5	Tilleggscommentar om områdestabilitet	22
9	Vedleggliste	23
10	Referanser	24

1 Innledning

Trøndelag fylkeskommune har igangsatt en detaljregulering av hovedsykkelveg langs fv. 6682 fra Heimdal til Selsbakk. Strekningen er en del av sykkelruta «Heimdalsruta». Trøndelag fylkeskommune har engasjert Norconsult for utarbeidelse av detaljreguleringsplan i alle fag, blant annet geoteknikk. Denne rapporten omhandler delstrekningen Heimdal sentrum – Okstadøy.

Strekningen starter like sør for krysset mellom Søbstadvegen og Bjørndalen, går langs Bjørndalen, og avsluttes ved Okstadøy. Strekningen er ca. 2,5 km lang, og planlegges oppgradert fra gang- og sykkelveg til sykkelveg med fortau. Store deler av fylkesveg 6682 (Bjørndalen) bli berørt av hovedtiltaket; justering av kurvatur på gang- og sykkelveg og delvis heving av dalbunnen for økt geoteknisk sikkerhet, medfører at fylkesveg blir oppgradert i de delstrekningene som blir påvirket.

Geoteknisk utredning i denne rapporten omhandler alternativet; sykkelveg med fortau med bredde 4+2 meter.

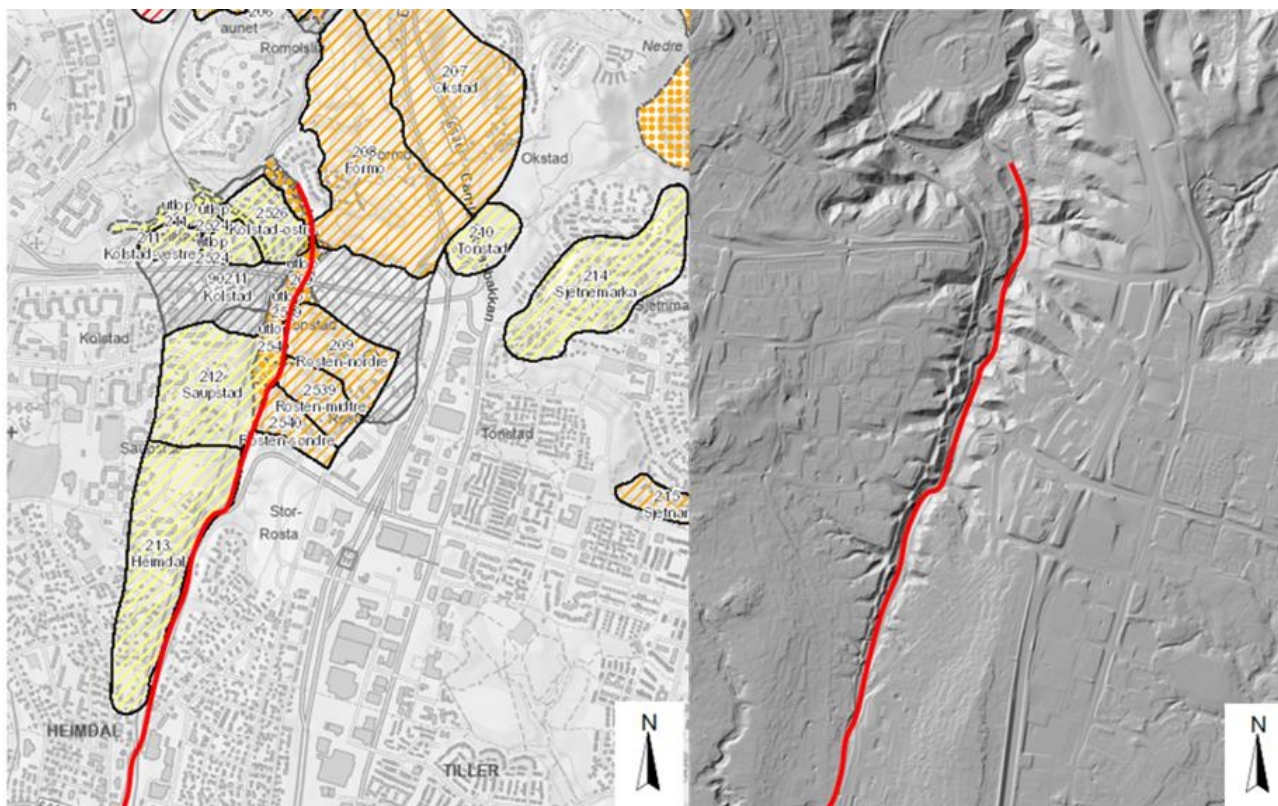
Parallelt med arbeidet med ny sykkelveg med fortau, inkluderer reguleringsplanarbeidet ny avløpsledning på deler av strekningen. Dette arbeidet planlegges i samarbeid med Trondheim kommune.

Langs Bjørndalen er området preget av mange faresoner for kvikkleireskred på begge sider av dalen. For tiltak i kvikkleiresoner skal områdestabilitet utredes, og krav til sikkerhetsfaktor oppfylles etter NVE's kvikkleireveileder 1/2019, [1]. Sykkelveiutvidelsen vil medføre behov for terrenginngrep i stabilitetsutsatte løsmasseskråninger. Geoteknisk prosjektering, i hovedsak skråningsstabilitetsberegninger, er en nøkkelfaktor for å vurdere gjennomførbarheten og nødvendige terrengarbeider ifm. detaljreguleringen.

I geoteknisk rapport 52207550-RIG06 [2] er det sammenstilt geotekniske vurderinger for områdestabilitet og lokalstabilitet ifm. planlagte tiltak i området, med hensikt å dokumentere at områdestabilitet er ivaretatt og at tiltaket er gjennomførbart innenfor aktuelt regelverk.

Geotekniske prosjekteringsforutsetninger iht. gjeldende regelverk er presentert separat i denne rapporten. Hensikten er å gjennomgå aktuelle krav i regelverk, klassifisering av tiltak, valg av sikkerhetsnivå, og å avklare hvilke prinsipper prosjekteringsarbeidet baserer seg på.

Beliggenheten av området, planlagt tiltak og kvikkleiresoner i området er vist i Figur 1.1.



Figur 1.1: Traseen i kvikkleirekart og skyggerelieff (modifisert fra NVE Atlas og hoydedata.no).

2 Regelverk for geoteknisk prosjektering

Prosjektet er gang- og sykkelveg langs fylkesveg 6682 Bjørndalen. Trøndelag fylkeskommune er vegeier. Avhengig av utformingen av tiltaket, kan det bli aktuelt også å oppgradere bilvegen. Vegen er offentlig veg iht. definisjon i Vegloven. Planlegging av offentlig veg skal skje etter reglene i plan- og bygningsloven, jfr. veglovens §12. Planlegging og prosjektering skal tilfredsstill Statens vegvesens vegnormaler som er utstedt med hjemmel i veglovens §13.

Prosjektet involverer muligens etablering av ny(e) bro(er) for gang- og sykkeltrafikk, og mulig etablering av murer med høyde over 5 meter. For begge disse typer tiltak blir vegnormal N400 aktualisert.

På særligste del av prosjektstrekningen (ca. 1 km) vil tiltaket komme nærmere jernbanens midtlinje enn 30 meter. Dermed må det søkes til Bane NOR om tillatelse, jfr. Jernbanelovens §10. I dette området blir Bane NORs tekniske regelverk (samling av normaler) aktualisert. *Det pågår en dialog med Bane NOR i forbindelse med dette prosjektet.*

Det er mange kvikkleiresoner langs Bjørndalen. Dermed må prosjekteringen tilfredsstill NVE-veileder 1/2019 Sikkerhet mot kvikkleireskred [1], som er forankret i Byggteknisk forskrift [3] og i vegnormal N200 [4].

Til sist gjelder norsk-europeisk standardverk som også er forankret blant annet i Byggteknisk forskrift [3] og vegnormal N200 [4]. For geoteknisk prosjektering er ovennevnte normaler som regel strengere enn standardverket.

Oppsummert, følgende regelverk er mest aktuelt:

- Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven)
- Lov og veger (vegloven)
- Lov om anlegg og drift av jernbane (jernbaneloven)
- Forskrift om tekniske krav til byggverk (TEK17) [3]
- NVE-veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred [1]
- Statens vegvesens vegnormal N200 Vegbygging [4]
- Statens vegvesens vegnormal N400 Bruprosjektering [5]
- Bane Nor Teknisk Regelverk (TRV) [6]
- NS-EN 1997-1 [7] og NS-EN 1997-2 [8]
- NS-EN 1990 [9]
- NS-EN 1998-1 [10], NS-EN 1998-2 [11] og NS-EN 1998-5 [12]

Følgende håndbøker og retningslinjer er også sentrale:

- Statens vegvesens håndbok N-V220 [13]
- Statens vegvesens håndbok V221 [14]

3 Prosjektklassifisering

3.1 Innledende kommentar

Klassifiseringen er primært basert på veghåndbøkene N200 [4] og N-V220. Sammenlignet med Teknisk Regelverk for jernbanen, vurderer Norconsult at veghåndbøkene er like streng eller strengere.

3.2 Tiltakskategori iht. NVE-veileder 1/2019

Valg av tiltakskategori har blitt drøftet mye gjennom prosjektet. Valget har vært utfordrende tatt i betraktning blant annet størrelsen på tiltaket, samfunnsnyttens sett i sammenheng med naboprosjekter langs dalen, og det høye ÅDT-tallet på bilvegen. ÅDT-tallet er sentralt i Statens vegvesens håndbok N-V220 ved valg av tiltakskategori.

Gang- og sykkelveg plasseres normalt i tiltakskategori K1 iht. NVE kvikkleireveileder. De viktigste kravene til tiltakskategori K1, er at tiltaket ikke skal forverre områdestabiliteten, og at potensielt skredutløsende erosjon skal stoppes med erosjonssikring. For å oppnå «ikke forverring»/forbedring må skjæringer i sideterreng begrenses, og dalbunnen må heves i sin helhet langs deler av strekningen. Dette medfører ombygging/forbedring av eksisterende bilveg. Tabell 1.5-1 i Håndbok N-V220 anviser at bilveg med ÅDT>1500 skal plasseres i tiltakskategori K4, mens gang- og sykkelveg plasseres i K1.

Norconsult hadde et veiledningsmøte med NVE v/Stein Are Strand 7. februar 2024, for valg av tiltakskategori. Konklusjonen fra møtet er at NVE mener det er riktig å plassere tiltaket i tiltakskategori K1, selv om dette vil medføre ombygging av bilveg. Dette pga. at tiltaket i utgangspunktet er et trafiksikringstiltak, og at skråningsstabilitet i praksis vil bli noe forbedret. Tiltaket vil heller ikke medføre stor økning i antall trafikanter, uten at dette er analysert og framskrevet i detalj. NVE vil uttale seg formelt på et senere tidspunkt ifm. endelig reguleringsplan.

Norconsult og Multiconsult (uavhengig foretak for kvalitetssikring) hadde møte vedr. valg tiltakskategori 9. februar 2024. Det er omforens om at vegmyndigheten gjennom N200 og N-V220 legger opp til tiltakskategori K4 for bilveg med ÅDT > 1500, også når det kun er snakk om utbedringer på eksisterende veg – jfr. krav 1.4.4-1 i N200. Imidlertid er det en fravikshjemmel til dette kravet.

Etter samtaler med Trøndelag fylkeskommune, som er byggherre og fraviksmyndighet, er det blitt enighet om å legge tiltakskategori K1 til grunn for hele tiltaket og, at fylkeskommunen forestår eventuell fraviksprosess internt. Norconsult mener det er gode grunner for å akseptere K1 også der det bygges om bilveg, blant annet at områdestabilitet ved oppfylling av dalen totalt sett vil forbedres, og at stabiliseringstiltakene gitt tiltakskategori K4 – spesielt i sone 208 Formo – vil bli u hensiktsmessig store. Sistnevnte vil medføre forringelse av natur, samt store økonomiske konsekvenser.

Konklusjon: hele prosjektet plasseres i tiltakskategori K1, med forutsetning at byggherre legger frem en godkjent fravikssøknad ifm valg av tiltakskategori for bilveg. Trøndelag fylkeskommune har søkt og fått godkjenning, se vedlegg 1.

Valg av tiltakskategori og fravikssøknad gjelder også tilhørende tiltak langs både sykkelveg og bilveg. Tilhørende tiltak er ment:

- *Bussholdeplasser (oppgradering av eksisterende holdeplasser).*
- *Kulverter (fornyelse av eksisterende kulverter).*
- *Støttemurer.*

- *Overgangsbru ved vegprofil 730-740.*

For nye avløpsledninger vurderes tiltaket plassert i tiltakskategori K1 iht. NVE kvikkleireveileder. Kravet her vil være det samme for gang- og sykkelveg.

3.3 Geoteknisk kategori (GC)

Krav 1.1.1.1-1 i håndbok N200 sier at geoteknisk kategori 3 (GC3) skal velges for vegprosjekter i kvikkleireområder, se Figur 3.1.

Krav 1.1.1.1—1 **SKAL**

Gjeldende fra 01.11.2022

I områder med kvikkleire (sprøbruddmaterialer) skal vegprosjekter plasseres i geoteknisk kategori 3. Prosjektene kan nedklassifiseres til geoteknisk kategori 2 dersom det er spesielt gunstige forhold.

Figur 3.1: Geoteknisk kategori i områder med kvikkleire - utklipp fra håndbok N200.

Det er mange kvikkleirefaresoner langs Bjørndalen, men oftest ligger kvikkleiren med betydelig overdekning, dvs. det er ikke umiddelbar fare for å utløse skred ifm. gravearbeider.

Geotekniske vurderinger og utførte stabilitetsberegninger i reguleringsplanfase viser at utgraving i anleggsgfase ikke vil skje i bløte lag, eller sensitiv leire. Det vil for det meste foregå i topplaget hvor det ikke er påvist slike ugunstige forhold. Dette er nærmere beskrevet i [2]. Med dette mener Norconsult at grunnforhold er gunstige og tiltaket plasseres i tiltakskategori 2.

Dette gjelder sykkelveg med fortau, bilveg og tilhørende tiltak langs vegene.

Klassifiseringen kan justeres i byggeplan-fasen ved behov.

3.4 Konsekvensklasse (CC) og pålitelighetsklasse (RC)

Klassifiseringen gjøres i henhold til Statens vegvesens håndbok N-V220, samt Bane NORs tekniske regelverk.

Denne klassifiseringen benyttes i hovedsak for å 1) bestemme nivå av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll, og 2) sikkerhetsnivå for geoteknisk prosjektering (skråningsstabilitet, bæreevnebrudd osv.). Pålitelighetsklassen knyttes oftest direkte til konsekvensklasse, dvs. at CC1 medfører RC1 osv.

CC1 kan benyttes for delstrekninger der det kun bygges GS-veg i lavkonsekvensterrang uten nevneverdige terrenningrep (ingen potensial for å utløse skred, ingen nevneverdige naboforhold). Dette gjelder kun for en svært liten del av prosjektstrekningen, dermed vil vi for enkelthets skyld plassere disse i CC2.

Klassifiseringen, som er oppsummert i Tabell 1, kan justeres i byggeplanfasen.

Tabell 1: Konsekvensklasse og pålitelighetsklasse

Vegprofil	CC/RC	Forklaring/beskrivelse av tiltak
0-1200	3	Nært jernbanebro ved Heimdal, oppfylling av dal (med ny bilveg og nytt kryss) fra ca. profil 800-1150, ellers små skjæringer. Noe omfordeling av masse langs jernbanen i sør. Flere forhold tilsier CC3 for denne delstrekningen. ÅDT på bilveg er høy (> 8000) og tiltaket ligger for det meste (frem til profil 1100) mindre enn 30 meter fra jernbanen. Grunnforholdene er greie med lite påtruffet sprøbruddmateriale. Generelt er topplaget langs dalen fast og utførte grunnundersøkelser tyder ikke på bløte/sensitive masser under topplaget.
1200-2200	2	Oppfylling av dal, ny bilveg (ÅDT < 8000), utretting av bilveg, heving av bekkeløp, ingen store terrengingrep.
2200-2430	2	Kun sykkelveg med fortau (heves lokalt), flytting av kulvert, begrensede inngrep i skråning mot Nyveilia, ingen store terrengingrep.

3.5 Prosjekteringskontrollklasse (PKK)

Ifølge håndbok N200 skal prosjekteringskontrollklassen velges fra en kombinasjon av geoteknisk kategori og pålitelighetsklasse (se Figur 2). Vi har ovenfor argumentert for at hele prosjektet plasseres i *geoteknisk kategori 2* (se kapittel 3.3), mens pålitelighetsklassen varierer (se kapittel 3.4). Fra Tabell 1.2.1-1 i N200 bestemmes PKK dermed utelukkende fra valg av RC. Det vil bli PKK3 fra vegprofil 0-1200, PKK2 på det øvrige.

Ifm. eventuelt fravik fra lokalstabilitetskrav utløses automatisk krav om utvidet kontroll, mer om dette i kapittel 5.3 og 5.4.

Krav 1.2.1—1 **SKAL** Gjeldende fra 01.11.2022

For vegprosjekter skal prosjekteringskontrollklassen velges på bakgrunn av både pålitelighetsklassen (RC) og geoteknisk kategori i henhold til [Tabell 1.2.1—1](#) og [Tabell 1.2.1—2](#).

Tabell 1.2.1—1 – Valg av prosjekteringskontrollklasse - geoteknikk

Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)			
	1	2	3	4 a
Geoteknisk kategori 1	PKK1	PKK2		
Geoteknisk kategori 2	PKK2	PKK2	PKK3	
Geoteknisk kategori 3		PKK2	PKK3	spesifiseres

a Pålitelighetsklasse 4 omtales i nasjonalt tillegg (NA) til NS-EN 1990 [\[5\]](#) og er aktuelt bl.a. ved grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i svært kompliserte tilfeller.

Figur 2.2: Krav 1.2.1-1 fra N200.

3.6 Utførelseskontrollklasse (UKK)

Valg av utførelseskontrollklasse følger direkte av prosjekteringskontrollklasse, se kapittel 3.5. Det vil bli UKK3 fra vegprofil 0-1200, UKK2 på det øvrige.

Krav 1.2.2–1 **SKAL**

Gjeldende fra 01.11.2022

For vegprosjekter skal utførelseskontrollklassen velges fra [Tabell 1.2.2–1](#) og [Tabell 1.2.2–2](#).

Tabell 1.2.2–1 – Valg av utførelseskontrollklasse - geoteknikk

Geoteknisk kategori	Pålitelighetsklasse (RC)			
	1	2	3	4 a
Geoteknisk kategori 1	UKK1	UKK2		
Geoteknisk kategori 2	UKK2	UKK2	UKK3	
Geoteknisk kategori 3		UKK2	UKK3	UKK3 med eventuelle tilleggsbestemmelser

a Pålitelighetsklasse 4 omtales i nasjonalt tillegg (NA) til NS-EN 1990 [\[5\]](#) og er aktuelt bl.a. ved grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i svært kompliserte tilfeller.

3.7 Tiltaksklasse

Iht. SAK 10 § 13-5 skal bestemmelse av tiltaksklasse være avhengig av pålitelighetsklasse for prosjektet. Norconsult vurderer tiltaksklasse 3 fra vegprofil 0-1200, og tiltaksklasse 2 på det øvrige.

4 Områdestabilitet – formalia

4.1 Definisjon av områdestabilitet

Det finnes ingen definisjon av områdestabilitet, som gir et eksakt skille mot lokalstabilitet, og et skille mellom disse vil noen ganger være skjønnsbasert. Så langt som mulig legger vi til grunn definisjoner og veiledninger som er gitt i NVE-veileder 1/2019 og i veghåndbøkene.

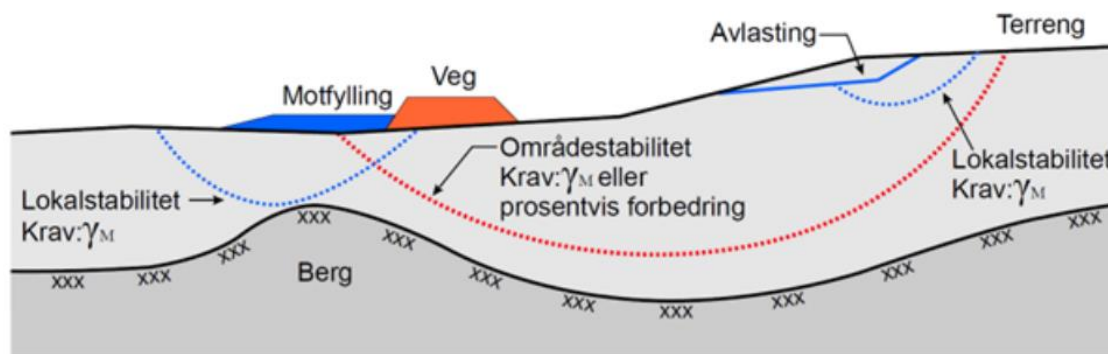
Figur 3 viser utklipp av NVE-veileder 1/2019 med definisjon av områdestabilitet.

Områdestabilitet: En stabilitetstilstand der et initielt brudd kan igangsette en progressiv frem- eller bakoverrettet bruddutvikling i tilstøtende sprøbruddmaterialer, slik som er typisk for kvikkleire.

Figur 3.1: Definisjon av områdestabilitet i NVE-veileder 1/2019.

Definisjonen fra NVE-veilederen er gjengitt i håndbok N200, kapittel 1.4.3. Håndbok N-V220, kapittel 5.4, gir en forsøksvis mer håndfast definisjon som er tilpasset bransjestandard beregningsverktøy for kvantifisering av skråningsstabilitet:

- Alle skjærflater som involverer veg eller andre tiltak i forbindelse med vegbyggingen betraktes som lokale.
- Dersom skjærflatene blir svært lange og går vesentlig utenfor vegen, betraktes dette som områdestabilitet. Dette gjelder når vegen stabiliserer skråningen, eller lastendringen ikke forverrer stabiliteten ([Figur 5.4–1](#)).



Figur 5.4–1 – Illustrasjon av lokal- (blå) og områdestabilitet (rød)

Figur 4.2: Veiledning til definisjon av områdestabilitet i håndbok N-V220.

Norconsult mener at en områdeskjærflate (som går vesentlig utenfor vegen) ikke trenger å omgå tiltaket fullstendig. Dvs, områdeskjærflaten kan også komme ut i vegen, så fremt den er svært lang (flere ganger større enn vegbredden), og så fremt vegtiltaket ikke påvirker skjærflaten negativt.

Tvilstilfeller skal for øvrig framheves i videre prosjektering.

4.2 Områdestabilitetskrav og omfang av utredning

Tiltaket er anbefalt plassert i tiltakskategori K1, se kapittel 3.2. Krav til områdestabilitet er gitt i NVE-veileder 1/2019 kapittel 3.3.4 som vist i Figur 4.3. I praksis vil kravet være todelt: 1) ivareta erosjon i prosjektområdet, 2) dokumentere ikke-forverring av stabilitet.

3.3.4 Sikkerhetskrav for tiltakskategori K1

Krav til sikkerhet oppfylles hvis tiltaket ikke forverrer stabiliteten. Erosjon som kan utløse skred som kan ramme tiltaket må forebygges.

Det skal gjøres en vurdering av alle relevante løse- og utløpsområder med tanke på skråninger hvor erosjon kan utløse skred, se kap. 4. For vurdering av erosjon, se NVE Ekstern rapport 9/2020 (15).

Hvis tiltaket forverrer stabiliteten skal det kreves absolutt sikkerhetsfaktor $F_{cu} \geq 1,40 \cdot f_s$ og $F_{c\phi} \geq 1,25$, hvor f_s er sprøhetsforholdet som korrigerer for sprøbruddeffekt i de udrenerte beregningene, se kap. 5.3.3.

Vurderinger og utarbeidelse av dokumentasjon skal gjennomføres av foretak med geoteknisk kompetanse som angitt i kap. 3.1. Kvalitetssikring gjennomføres internt i foretaket.

Figur 4.3: Utklipp fra NVE-veileder 1/2019 – Sikkerhetskrav for tiltakskategori K1.

4.3 Krav om uavhengig kvalitetssikring iht. NVE veileder (tredjepartskontroll)

Det er ikke krav om uavhengig kvalitetssikring for tiltak i tiltakskategori K1. Likevel har Norconsult oppfordret Trøndelag fylkeskommune til å engasjere uavhengig foretak ifm prosjekteringen, se kap. 3.2.

5 Lokalstabilitet – formalia

5.1 Definisjon av lokalstabilitet

Det finnes ingen eksakt definisjon av lokalstabilitet, og et skille mot områdestabilitet vil noen ganger være skjønnsbasert. Så langt som mulig legges det til grunn definisjoner og veiledninger som er gitt i håndbøkene til vegvesenet, N200 og N-V220, som vist i Figur og Figur 5.2. Håndbok N-V220 sier at «Skjærflater som involverer vegbanen, eller andre tiltak og konstruksjoner i tilknytning til denne, betraktes som lokale skjærflater [...]». *Norconsult* vil argumentere for at områdestabilitet-skjærflater også kan involvere vegbanen, se 4.1.

1.4.2 Lokalstabilitet

Geotekniske anleggstiltak og konstruksjoner prosjekteres i samsvar med sikkerhetsprinsippene gitt i NS-EN 1997-1 [6] og øvrige standarder. Veiledende kommentarer og anbefalinger er gitt i [V220 Geoteknikk i vegbygging](#) [8].

Lokalstabilitet er betegnelsen på en lokalt avgrenset stabilitetstilstand med mulighet for brudd (utglidning) i grunnen. Bruddet begrenses til det lokale påvirkningsområdet for spenningsendringen som har oppstått i skråningen. Typiske eksempler er lokalt grunnbrudd under fylling eller fundament, lokal utglidning ved graving i skråning i byggegropp eller i skjæring (stabilitetsbrudd), eller lokal utglidning i naturlig skråning som følge av poretrykksendring eller erosjon.

Figur 5.1: Definisjon av lokalstabilitet i håndbok N200.

5.4.1 Lokalstabilitet

Lokalstabiliteten for et tiltak skal, iht. Eurokode 7 - del 1 [2], alltid vurderes og dokumenteres. For lokalstabilitet er det krav til absolutte partialfaktorer gitt i vegnormal [N200:2022, Tabell 1.4.2–1](#) og [N200:2022, Tabell 1.4.2–2](#) [5]. Skjærflater som involverer vegbanen, eller andre tiltak og konstruksjoner i tilknytning til denne, betraktes som lokale skjærflater i tråd med [Figur 5.4–1](#). For eksempel:

- grunnbrudd under fylling eller fundament
- utglidning som følge av utgraving
- utglidning i naturlige skråninger (som følge av erosjon, poretrykksendring eller grunnvannsstrømning)

Lokale grunnbrudd vil kunne skje i alle typer løsmasser. Brudd vil kunne oppstå på grunn av lokale spenningsendringer i løsmassene som følge av utbyggingen. Ved vurdering av lokalstabilitet plasseres tiltaket i *konsekvensklasse for vegbygging* etter anbefalinger gitt i kapittel 1 i denne veiledningen.

Figur 5.2: Veiledning til definisjon av lokalstabilitet – utklipp fra håndbok N-V220.

5.2 Lokalstabilitetskrav

Absolutte sikkerhetsfaktorer er gitt i Tabell 1.4.2-1 og 1.4.2-2 i håndbok N200, se *Figur 5.3*. Valg av sikkerhetsfaktor er avhengig av konsekvensklassen (CC) og av hvorvidt bruddmekanismen er sprø (kontraktant), nøytral eller seig (dilatant). *Krav til absolutt sikkerhetsfaktor iht. Bane NOR teknisk regelverk TRV:01975 er vist i Figur 5.4. Her vil det være samme krav iht. N200 og TRV.*

Basert på en helhetsvurdering legger *Norconsult* til grunn *Nøytralt* bruddutvikling for skjærflater som går i *leire*, men ikke sprøbruddmateriale, og sprø/kontraktant bruddutvikling for skjærflater som går i sprøbruddmateriale og dilatant/seig bruddutvikling for skjærflater som går i friksjonsmasser.

Siden valg av absolutt krav til sikkerhetsfaktor er avhengig av type bruddutvikling/skredmekanisme, så blir det vanskelig å bestemme kravet før beregninger er utført. Derfor presenteres kravet til sikkerhetsfaktor i prosjekteringsrapport [2] under beregninger for hver enkelte beregningsprofil sammen med beregningsresultater.

Krav 1.4.2—1 **SKAL** Gjeldende fra 01.11.2022

Sikkerhetsnivå for lokalstabilitet basert på partialfaktorer for løsmassenes skjærfasthetsparametere skal velges i tråd med [Tabell 1.4.2—1](#) og/eller [Tabell 1.4.2—2](#)

Krav 1.4.2—1_1 **SKAL**

Gjeldende fra 01.11.2022

Partialfaktorene skal anvendes hvis datagrunnlaget for bestemmelse av jordparametere anses som dekkende.

Tabell 1.4.2—1 – Partialfaktorer for γ_M, ϕ' og γ_M, c' ved effektivspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Tabell 1.4.2—2 – Partialfaktorer for γ_M, c_u ved totalspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 <u>a</u>	1,4 <u>a</u>	1,4
CC2 Alvorlig	1,4 <u>a</u>	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

a NS-EN 1997-1 krever at $\gamma_{M, c_u} \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Veiledning til kravet

Ved mangelfullt grunnlag kan det være aktuelt å vurdere høyere verdi av partialfaktor. Partialfaktorene for påvirkning og materialer tar hensyn til små variasjoner i geometriske data. Valg av analyseprinsipp gjøres ut fra grunnforhold og hvilken situasjon som anses dimensjonerende (en eller begge).

[Tabell 1.4.2—1](#) og [Tabell 1.4.2—2](#) tar blant annet hensyn til sprøbruddoppførsel. Det er da ikke nødvendig å redusere skjærfasthet tolket fra høykvalitetsprøver slik som anbefalt i [NVE veileder 7/2014 \[17\]](#). Dette gjelder også ved bruk av empiriske tolkningsmodeller for sonderingsresultater basert på høykvalitetsprøver.

Figur 5.3: Utklipp fra håndbok N200 - valg av sikkerhetsfaktor fra bruddmekanisme og konsekvensklasse.

TRV:01975

a) Materialkoeffisient skal velges under hensyn til hvordan styrken er bestemt, hvordan bruddmekanismen virker, og hva som er anerkjent praksis.

- Partialfaktor γ_M er gitt i Tabell: [Partialfaktor ved stabilitets- og bæreevneberegninger med ADP-metoden](#).
- Partialfaktor γ_M er gitt i Tabell: [Partialfaktor ved stabilitets- og bæreevneberegninger med effektivspenningsmetoden](#).

Tabell: Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med ADP-metoden

Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Totalspenningsanalyse, ADP-metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,40	1,40	1,40
	CC2 Alvorlig	1,40	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Tabell: Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med effektivspenningsmetoden

Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Effektivspenningsanalyse, $\alpha\phi$ -metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,30	1,40
	CC2 Alvorlig	1,30	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Figur 5.4: Utklipp fra håndbok TRK:01975 - valg av sikkerhetsfaktor fra bruddmekanisme og konsekvensklasse.

5.3 Fravik fra stabilitetskrav i N200: utglidninger i sideterreng

Ifm. tiltaket i Bjørndalen er det utfordrende å dokumentere absolutte stabilitetskrav for utglidninger i skråningene langs dalen (lokalstabilitet, se eksempel nr. 3 i Figur 5.2).

I mange skråninger langs dalen er geometrien «låst» pga. jernbanelinje eller boligbebyggelse i eller rett i overkant av skråningene. Dermed er det sjelden mulighet til å slake ut og/eller avlaste skråningene. Skråningene er oftest sterkt vegeterte, og har dermed naturlig vern mot erosjon og overflateglidninger. Terrenginngrep nødvendige for å teoretisk heve stabiliteten til normativt nivå er i utgangspunktet ikke ønskelig.

Teknisk *kan det være mulig* å kalksement-stabilisere skråningene for å oppnå høyere sikkerhet, men mtp. miljømessige og økonomiske forhold *vurderes dette ikke aktuelt ifm. dette prosjektet.*

Det er derfor vurdert heving av vegene langs store deler av Bjørndalen slik at tiltaket ikke forverrer stabiliteten både lokalt og globalt, og den gir til dels forbedring av helhetlig stabilitet. Norconsult vurderer at man ikke kan legge til grunn heving av dalen til det nivået at absolutt krav til sikkerhetsfaktor oppnås. Det er svært krevende å få det til for alle lokale glidesirkler. Derfor mener Norconsult at kravet 1.4.4-1_1 i N200 kan benyttes, se Figur.

Norconsult tolker dette kravet slik at utvidet kontroll i slike tilfeller er en faglig kontroll tilsvarende kontroll av prosjektering i klasse 3 (PKK3). Dette gjelder hele tiltaket, inkludert støttemurer og konstruksjoner, der absolutt krav ikke kan oppfylles. Argumentasjon for å benytte denne bestemmelsen er at tiltaket i sin helhet i

ferdig situasjon vil få forbedret stabilitet både lokalt og globalt, og i det minste «ikke forverring» av dagens stabilitet.

Sannsynligvis kan det være behov for å søke vegmyndigheten om fravik fra de absolutte kravene. Mulighet for fravik er hjemlet i N200 Krav 1.4.4-1_1. I samråd med uavhengig kontrollør (Multiconsult) er Trøndelag fylkeskommune bedt om å få uttalelse fra Vegdirektoratet for å avklare dette.

Krav 1.4.4—1 SKAL	Gjeldende fra 01.11.2022
Ved utbedringer av eksisterende veg skal sikkerhetsnivået være tilsvarende som for ny veg.	
Krav 1.4.4—1_1 SKAL	Gjeldende fra 01.11.2022
For mindre utbedringer på eksisterende veger kan det (i samråd med byggherren) enkelte ganger, ut fra samfunnsøkonomiske hensyn, aksepteres at sikkerhetsnivået ved geoteknisk prosjektering ikke oppnår samme krav som for ny veg, i slike tilfeller skal prosjektet gjennomgå utvidet prosjekteringskontroll.	
<i>Veiledning til kravet</i>	
<i>Den prosjekterende vurderer om det er behov for spesielle kontrolltiltak ved utførelsen, og beskriver disse.</i>	

Figur 5.5: Krav 1.4.4-1 fra N200.

5.4 Krav om utvidet kontroll (tredjepartskontroll)

NB! Dette delkapitlet er plassert under kapittel 5, Lokalstabilitet. Imidlertid er det ikke en motsetning mellom «områdestabilitet» og «utvidet kontroll», selv om de to begrepene sjeldent benyttes sammen.

Det er krav om utvidet kontroll i prosjektet, jfr. valg av prosjekteringskontrollklasse i kapittel 3.5. Prosjekteringskontrollklassen følger direkte av geoteknisk kategori (kap. 3.3) og pålitelighetsklasse (kap. 3.4).

Prosjektet legger opp til å søke fravik fra absolutte sikkerhetskrav for lokale utglidninger (se kapittel 5.3). Iht. N200 Krav 1.4.4-1_1 (se Figur) må det i slike tilfeller gjennomføres utvidet prosjekteringskontroll – uavhengig av geoteknisk kategori og pålitelighetsklasse. *Norconsult legger til grunn kontroll av prosjektering i klasse 3 (PKK3), der absolutt krav til sikkerhet ikke oppfylles.*

Konklusjonen er at *det legges til grunn PKK3 for vegprofil 0-1200, og store deler av del strekning 1200-2430, noen få plasser kan ha PKK2 for vegprofil 1200-2430, men det må sees i sammenheng med beregningsresultater og kravet til absolutt sikkerhetsfaktor lokalt. Dette presenteres i detaljer i RIG06 [2].*

Prosjektet må engasjere et uavhengig foretak for å gjennomføre utvidet kontroll (Multiconsult er allerede engasjert). *Omfanget av prosjekterings- og kontrollarbeid utføres til det nivået som sikrer gjennomførbarhet i senere faser. I byggeplanfase må det gjøres en mer omfattende prosjekterings- og kontroll arbeid.*

Denne reviderte dokumentet samt geoteknisk vurderingsrapport RIG06 [2] legges til grunn for utvidet kontroll av prosjektering.

6 Sikkerhet mot naturpåkjenninger

Kapittel 7 i byggeteknisk forskrift (TEK17) omfatter krav til sikkerhet mot naturpåkjenninger fra flom, stormflo og skred ved regulering og bygging i fareområder.

6.1 Kvikkleire

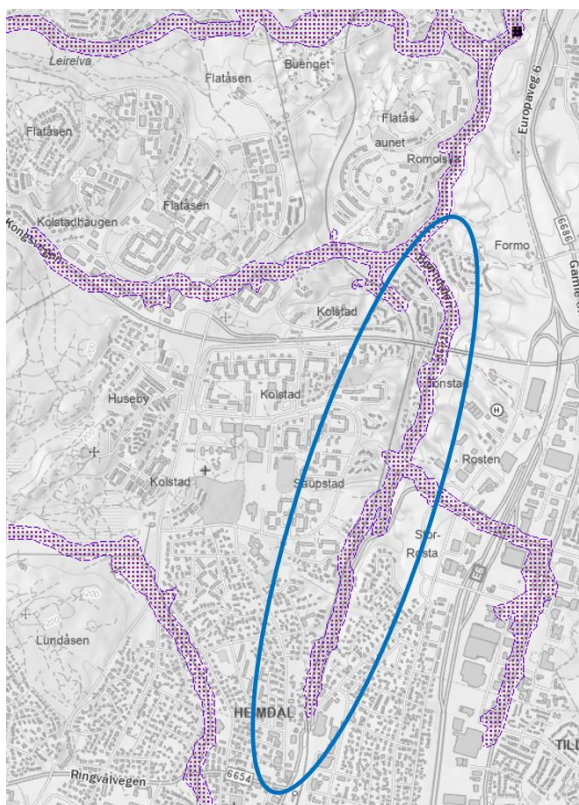
Tiltaket ligger i et område med flere kjente kvikkleiresoner, og dermed må tiltaket utredes iht. NVE kvikkleireveileder 1/2019, dette er ivarettatt, se delkapittel 3.2 og prosjekteringsrapport RIG06 [2].

6.2 Andre type skred

Andre type skred i tiltaksområde er også hensyntatt, og kartet fra NVE Atlas viser at tiltaksområdet ikke faller innenfor en faresone for skred.

6.3 Flom

Kartet fra NVE Atlas viser at tiltaksområdet ligger innenfor et aktsomhetsområde for flom, se Figur 6.1. Det er involvert fagspesialist innen Hydrolog, og det er gjort en fullstendig vurdering for kartlegging av eksisterende flomsituasjon og er gjort beregninger av dimensjonerende flom. Flom beregninger er utført for 200-årsflom med 20 % klimapåslag, og kravet blir ivarettatt videre i prosjekteringen. Det henvises for øvrig til fagrapport 52207550-ADM-RAPP-02-Fagrapport tekniske fag-b01 [15].



Figur 6.1: Aktsomhetsområde for flom, fra atlas.nve.no. tiltaksområdet er markert med blå

7 Jordskjelv

Det vil bli etablert støttemurer langs vegene, og ifølge Eurokode 8 - del 5 skal permanente støttekonstruksjoner dimensjoneres for seismiske krefter, slik at de skal fungere som det er prosjekter under jordskjelvbelastning og etterpå - uten betydelige skader.

Iht. Eurokode 8 – del 1 kan påvisning av motstand mot seismisk påvirkning utelates for tilfeller som oppfyller visse kriterier, vist i Figur 7-1.

NA.3.2.1(5) For konstruksjoner i seimisk klasse I-IIIa kan påvisning av mostand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 utelates for tilfeller som oppfyller ett av følgende kriterier:

- konstruksjoner i seismisk klasse I;
- konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med beliggenhet der grunnakselerasjon tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$;

Figur 7-1: Utklipp fra Eurokode 8 – del 1.

Jordskjelvbelastning skal vurderes i henhold til Eurokode 8 – del 1. Siste nevnte klassifiserer støttemurer, nedgravde konstruksjoner, geotekniske konstruksjoner i seismisk klasse II etter tabell NA.4(902). Jf. merknaden c) i denne tabellen, se under, er det i tillegg vurdert seismiske klasse for bruer, som også har klasse II etter tabell NA.2(901) fra Eurokode 8 – del 2. Dette er en konservativ antagelse fordi deler av vegstrekningen ligger i nærheten av jernbanespor.

Merknad c): «Der bortfall av konstruksjoner påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere konsekvensklasse må tilsvarende høyere konsekvensklasse vurderes. Konstruksjon som bidrar til stabilitet langs vei og spor bør vurderes tilsvarende som bruer, se NS-EN 1998-2/NA.»

Grunntype er vurdert å være D. Ut fra utførte CPTU-sonderingene ligger tolket C_u innenfor grense for grunntype D angitt i tabell NA.3.3 i Eu.8 – del 1. Ut over dette er det påvist mektige lag av friksjonsmasser og in imellom er det påvist «myke» leirelag. Norconsult mener at selv om det er påvist sprøbruddmaterialet og kvikkleire, ligger dette ganske dypt ifh. planlagte konstruksjoner. Derfor vurderes det ikke aktuelt å legge til grunn strengere grunntype.

Dimensjonerende grunnakselerasjon er vurdert som følgende:

- Seismisk klasse II fører til en seismisk faktor $\gamma_I = 1,0$ iht. Eu. 8 – del 1 tabell NA.4(901).
- Fra Eu. 8 – del 1 tabell NA.3.2 (909), er spissverdier for berggrunnens akselerasjon for Trondheim kommune: $a_{gR} = 0,25 \text{ m/s}^2$.
- Grunntype er D iht. Eu. 8 – del 1 tabell NA.3.1.
- For grunntype D er S lik 1,8 iht. Eu. 8 – del 1 tabell NA.3.3. Av dette finnes a_{gS} , som følgende:

$$a_{gS} = 0,25 \text{ m/s}^2 * 1 * 1,8 = 0,45 \text{ m/s}^2$$

$a_{gS} \leq 0,5 \text{ m/s}^2$, og utelatelseskriteriet for seismisk dimensjonering er oppnådd.

For overgangsbrua ved vegprofil 730-740 er seismisk klasse (gang- og sykkelvegbruer) I iht. Eu. 8 – del 2 tabell NA.2 (901), og dermed er utelatelseskriteriet oppnådd etter Eu.8 – del 1 NA.3.2.1, punkt 1, vist i figur 7-1 øverst.

For konstruksjon K2 og K3 vurderes seismisk klasse II, siden K2 er en liten overgangsbru for begrenset adkomst til landbruksareal, og K3 er en kulvert under veg i begrenset størrelse. Dermed er overnevnte vurdering dekkende for de to konstruksjonene. Utelatelse kriterier er oppnådd.

8 Utvalgte prosjekteringsprinsipper

8.1 Prinsipp om ikke-forverring for områdeskred og lokalstabilitet/mindre utglidninger

For tiltak i tiltakskategori K1 er det tilfredsstillende å dokumentere ikke-forverring av områdestabilitet, samt ivareta erosjon som potensielt kan utløse skred.

For at det skal være forsvarlig å søke fravik fra absolutte lokalstabilitetskrav bør følgende forutsetninger være ivare tatt:

- 1) Skjærflatene vil ha forbedret eller uendret stabilitet sammenlignet med i dag.
- 2) Vegtiltaket medfører kun begrensede terrengingrep.
- 3) Det skal ikke brukes støttekonstruksjoner for å oppnå «ikke forverring».

Vurdering av erosjon er presentert i geoteknisk rapport RIG06[ref!].

8.2 Seksjonsvis graving/tilbakefylling – påvirkning på skråningsstabilitet

Iht. bransjepraksis bør graving i utsatte områder utføres seksjonsvis for å minimere påvirkning på skråningene. Seksjonene kan være i størrelsesorden 6-10 meter lange. Det kan legges ytterligere restriksjoner på arbeidene for å øke sikkerheten i byggefasen, f.eks. tørrværsarbeid.

8.3 Rekkefølgehensyn på stabiliserende og destabiliserende tiltak

Stabiliserende tiltak (avlastning, motfylling, osv.) skal som hovedregel utføres først, før evt. destabiliserende tiltak. Dette blir beskrevet grundig i detaljer i byggefase.

8.4 Omfordeling av masse fra ravinerygg til ravine og sideterreng

Terreng i Bjørndalen er ravineterreng med ravinerygger, lokale topper, og ravinedaler. Skråningene er ofte svært tredimensjonale. Det kan omfordeles noe masse fra ravinerygg til ravinedal og øvrig sideterreng uten at totalstabiliteten til skråningene påvirkes negativt.

8.5 Tilleggs kommentar om områdestabilitet

I NGIs tidligere faresoneutredninger for sonene Kolstad og Saupstad, argumenteres det for at etableringen av jernbanen på vestsiden av dalen generelt sett har medført forbedring av områdestabilitet [16]. Nåværende jernbanetrase er så vidt oss bekjent etablert på 1890-tallet, og medførte på vestsiden av Bjørndalen avlastning på ravinetopper og gjenfylling av ravinedaler. Dette argumentet er ikke sentralt i vårt arbeid, men det kan være nyttig i en helhetsvurdering av stabilitetsforhold langs dalen.

9 Vedleggliste

Vedlegg 1: godkjent fravikssøknad ifm valg av tiltakskategori for bilveg

10 Referanser

- [1] NVE, «Veileder 1/2019: Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper,» 2019.
- [2] Geoteknisk rapport 52207550-RIG06; Detaljregulering Bjørndalen fra Søbstadvegen til Okstadøy. Utarbeidet av Norconsult, datert 2024-06-04..
- [3] FOR-2017-06-19-840 Forskrift om tekniske krav til byggverk, 2017.
- [4] Statens vegvesen, Håndbok N200 - Vegbygging, Vegdirektoratet, 2022.
- [5] Statens vegvesen, Håndbok N400 - Bruprosjektering, Vegdirektoratet, 2023.
- [6] Bane Nor, Teknisk Regelverk, 2024-02-07.
- [7] Standard Norge, NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1, 2020.
- [8] Standard Norge, NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver, 2008.
- [9] Standard Norge, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2016.
- [10] Standard Norge, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1, 2021-06-30.
- [11] Standard Norge; NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011/NA2014: Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 2: Bruer.
- [12] Standard Norge, NS-EN-1998-5:2004+NA:2014: Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold.
- [13] Statens vegvesen, Håndbok N-V220 - Geoteknikk i vegbygging, Vegdirektoratet, 2023.
- [14] Statens vegvesen, Håndbok V221 - Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Vegdirektoratet, 2014.
- [15] 52207550-ADM-RAPP-02-Fagrapport tekniske fag-b01; "Detaljregulering Bjørndalen fra Søbstadvegen til Okstadøy". Utarbeidet av Norconsult, datert 16.05.2024..
- [16] NGI, 20120099-01-R Kvikkleiresoner Rosten, Kolstad, Saupstad, 2014-04-07.



Søknad om fravik

Del 1 – søknadsdel (fylles ut av fravikssøker)

		Fravikssøker: Trøndelag fylkeskommune	
		Saksbehandler hos fravikssøker: Erik Klæbo	
		Dato: 28. feb. 2024	
		Arkivreferansen til fravikssøker: 281-23	
Prosjekt (navn): Heimdal-Selsbakk GSV			
Vegnummer: 6682	Parsell: S1D1		
ÅDT (i dag): 2500 (skjønn)	Fartsgrense: 60	Dim.klasse: Funksjonsklasse B	
ÅDT (dim.år): 2500	Tegn.nr: Tekst her	Plannivå: reguleringsplan	
Normal det søkes om å fravike (kryss av for en av normalene):			
N100: <input type="checkbox"/>	N101: <input type="checkbox"/>	N200: <input checked="" type="checkbox"/>	N500: <input type="checkbox"/>
N601: <input type="checkbox"/>			
Rundskriv	V220		
Krav:	Begrunnelse for fravik:		
Kravkategori: <i>Annet</i>	For å muliggjøre sykkelveg med fortau på 4+2 meter er det planlagt å heve eksisterende fv. I forbindelse med utredning av områdestabilitet etter 1.4.3 i N200 har konsulent påpekt at V220, som fungerer som veileder for tiltaksklasse, anbefaler tiltaksklasse K4 på grunn av ÅDT over 1500. Konsulent ønsker å bruke tiltaksklasse K1 etter samråd med NVE. Det ønskes å søke fravik fra å bruke V220 som veiledning for valg av tiltakskategori. Det er ønskelig å begrunne fraviket i 1.4.4-1_1 i N200.		
Gjengivelse av kravet: <i>N200 1.4.3</i>			
Vedlegg til saken:	Tekst her		
Konsekvenser av fravik			
Konsekvenser for teknisk kvalitet:			
Oppfylging av Fv på kortere strekning.			
Konsekvenser for sikkerhet (for trafikantene):			
Ingen stor endring mhp dagens situasjon.			
Konsekvenser for miljøkvalitet, ytre miljø og HMS:			
Vil sannsynligvis resultere i mindre inngrep i dalsidene i form av terrenginngrep.			
Konsekvenser for estetikk:			
Oppfylging av eksisterende situasjon.			
Konsekvenser for økonomi:			
Vil gjøre 4+2 tiltaket mer gunstig kostnadsmessig veid mot et mindre tiltak (3+2).			
Konsekvenser for drift og vedlikehold:			
Tilsvarende for dagens situasjon.			
Konsekvenser for framkommelighet (gjelder alle kjøretøy- og trafikantgrupper):			
Tilsvarende for dagens situasjon.			
Andre konsekvenser:			
Vil resultere i en lik grad av sikkerhet mot kvikkleireskred i Bjørndalen; altså ikke en forbedring.			
Forslag til avbøtende tiltak			
Etterprøve valg av tiltakskategori ved bruk av uavhengig kontroll.			

	Prosjekteier: Bernt Arne Helberg Dato: 28.02.2024
Prosjekteier støtter søknaden: <input checked="" type="checkbox"/>	



Del 2 – behandlingsdel

*Fylles ut av fylkeskommunen
(TRFK)*

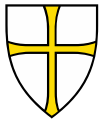
Saksbehandler hos fylkeskommunen: Skriv navn her

Dato: Velg dato

**Arkivreferanse hos Trøndelag
fylkeskommune (360):**

Saks- og dokumentnr

Fylkeskommunens begrunnelse for beslutning:	Godkjent	Ikke godkjent
<p>Fravikssøknaden godkjennes.</p> <p>Fraviksgruppas vurdering støttes på vurdering fra NVE, som prosjektet vært i kontakt med, og som mener det er riktig å plassere tiltaket i tiltakskategori K1. Dette pga. at tiltaket i utgangspunktet er et trafiksikringstiltak, og at skråningsstabilitet i praksis vil bli noe forbedret.</p>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>



Fra: Lars Olofsson, Seksjon Vegforvaltning
Dato: 30.04.2024
Dokumentnr.: 202428254-1

Søknad om fravik for gs-veg ved fv 6682, Heimdal-Selsbakk, Trondheim kommune

Fravikssøknaden godkjennes.

Fraviksgruppas vurdering støttes på vurdering fra NVE, som prosjektet vært i kontakt med, og som mener det er riktig å plassere tiltaket i tiltakskategori K1. Dette pga. at tiltaket i utgangspunktet er et trafiksikringstiltak, og at skråningsstabilitet i praksis vil bli noe forbedret.

Med vennlig hilsen

Lars Olofsson

Leder for fraviksgruppa

Tørrmur på løsmasser

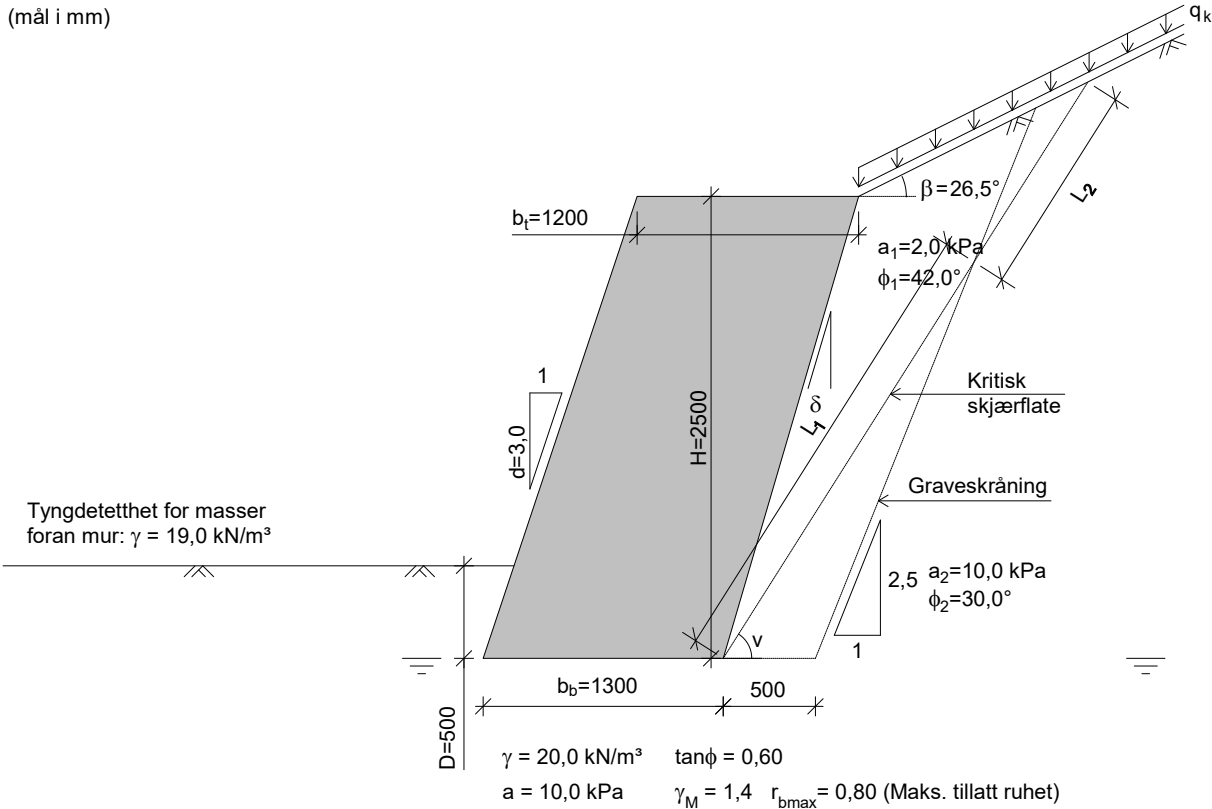
GSV Bjørndalen

pr.1780-vest-2m

Beregnet 2024-05-31 Kl.16:11:51 av: Shaa
(Programversjon 23.01)

Inndata

(mål i mm)



Last i bakkant	Lastfaktor (Bruddgrense)
$q_k = 5,0 \text{ kPa}$	1,15

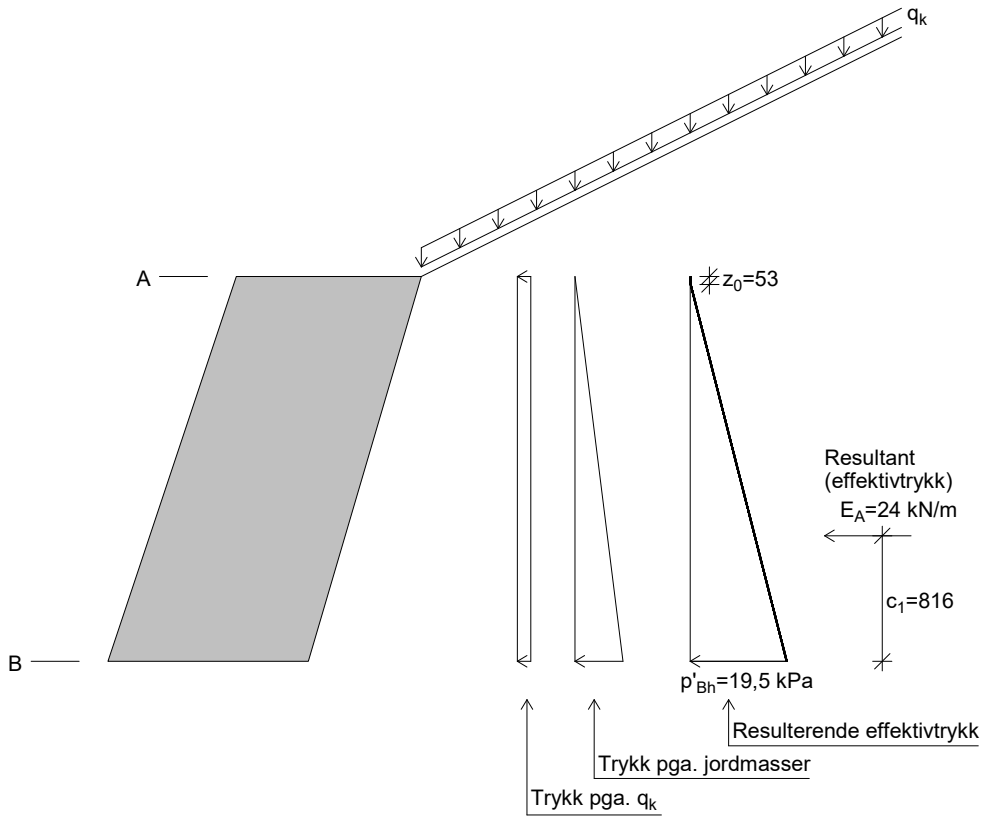
Tørrmur på løsmasser

GSV Bjørndalen

pr.1780-vest-2m

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = 0,13$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan\phi_d = \tan\phi_m/\gamma_M = \tan(38,3)/1,4 = 0,56, \quad \phi_d = \arctan(0,56) = 29,4^\circ$$

Ved hellende terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) + \frac{s}{s - \omega_A} \cdot a \quad (1) \quad a = a_m = 4,5 \text{ kPa}$$

$$s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0,89, \quad t = (1+r_v) \cdot (1-s) = 0,13$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0,548 \text{ (Figur 5-4 i V220)}$$

$$\omega_A = 1 + \frac{1}{\tan\phi_d} \cdot \sqrt{\frac{(1+\tan^2\phi_d) \cdot (1-s)}{1+r_v}}$$

$$\omega_A = 1 + \frac{1}{0,56} \cdot \sqrt{\frac{(1+0,56^2) \cdot (1-0,89)}{1+0,13}} = 1,65$$

$$\text{Bakre murhelling: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{2,500}{\frac{2,500}{3,0} + 1,200 - 1,300} = 3,4$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 16,3^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(16,3^\circ + 29,4^\circ)}{\cos^3(16,3^\circ) \cdot \cos^2(29,4^\circ)} = 0,726$$

$$K_{A, \text{korrr}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0,726 \cdot 0,548 = 0,398$$

Resulterende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor
Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), negliseres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,15 = 5,8 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A, \text{korrr}} \cdot (p'_{Av} + a) + \left(\frac{s}{s - \omega_A} - 1\right) \cdot a$$

$$p'_{Ah} = 0,398 \cdot (5,8 + 4,5) + \left(\frac{0,89}{0,89 - 1,65} - 1\right) \cdot 4,5 = -0,4 \text{ kPa}$$

$$p'_{Ah} < 0 \text{ (dvs. strekk)} \Rightarrow p'_{Ah} \text{ settes lik } 0$$

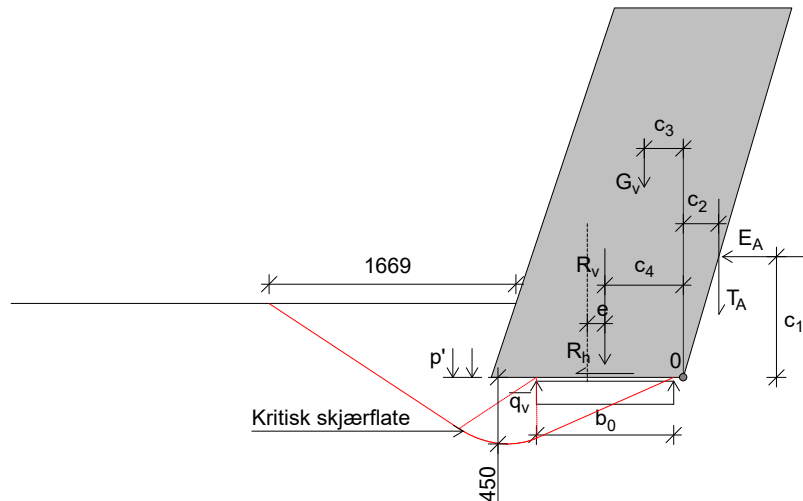
Nivå B (bunn mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 2,500 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 2,500 \cdot 20,0 + 5,0 \cdot 1,15 = 55,8 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{korrr}} \cdot (p'_{Bv} + a) + \left(\frac{s}{s - \omega_A} - 1\right) \cdot a$$

$$p'_{Bh} = 0,398 \cdot (55,8 + 4,5) + \left(\frac{0,89}{0,89 - 1,65} - 1\right) \cdot 4,5 = 19,5 \text{ kPa}$$



$$R_h = E_A = 24 \text{ kN/m}$$

$$G_v = 0,5 \cdot (b_b + b_t) \cdot H \cdot \gamma_{\text{mur}} = 0,5 \cdot (1,300 + 1,200) \cdot 2,500 \cdot 21,0 = 66 \text{ kN/m}$$

$$c_3 = \frac{1}{G_v} \cdot \left[\frac{H}{6} \cdot (b_b - b_t) \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot (b_b - b_t) \cdot \frac{H}{d_b} + H \cdot b_t \cdot \gamma_{\text{mur}} \cdot \left(b_b - \frac{1}{2} \cdot b_t - \frac{1}{2} \cdot \frac{H}{d} \right) \right]$$

$$\Rightarrow c_3 = \frac{1}{66} \cdot \left[\frac{2,500}{6} \cdot (1,300 - 1,200) \cdot 21,0 \cdot \left(1,300 - 1,200 - \frac{2,500}{3,4} \right) + 2,500 \cdot 1,200 \cdot 21,0 \cdot \left(1,300 - \frac{1}{2} \cdot 1,200 - \frac{1}{2} \cdot \frac{2,500}{3,0} \right) \right] = 0,264 \text{ m}$$

$$T_A = r_v \cdot \tan \phi_d \cdot \left(\frac{E_A}{(H - z_0)} + a \right) \cdot (H - z_0) = 0,13 \cdot 0,56 \cdot \left(\frac{24}{2,448} + 4,5 \right) \cdot 2,448 = 2,6 \text{ kN/m}$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} = \frac{0,816}{3,4} = 0,239 \text{ m}$$

$$R_v = G_v + T_A = 66 + 2,6 = 68 \text{ kN/m}$$

Moment om pkt. 0:

$$M_0 = E_A \cdot c_1 - T_A \cdot c_2 + G_v \cdot c_3$$

$$M_0 = 24 \cdot 0,816 - 2,6 \cdot 0,239 + 66 \cdot 0,264 = 36 \text{ kNm/m}$$

$$c_4 = M_0 / R_v = 36 / 68 = 0,530 \text{ m}$$

$$e = c_4 - 0,5 \cdot b_b = 0,530 - 0,5 \cdot 1,300 = -0,120 \text{ m}$$

Eksentrisiteten e om senter bunnbredde er beregnet til å ha negativ verdi, dvs. at vertikal lastresultant har plassering innenfor senter av bunnbredden. Dette indikerer at muren har en tendens til å lene seg mot bakfyllmassene. Valgt vertikal ruhet bør da vurderes på ny, og beregningen eventuelt gjentas med en lavere verdi for ruheten r_v .

Normalt bør en imidlertid først endre på murgeometri og/eller endre på andre parametre i inndata, for å oppnå beregningsmessig positiv verdi for eksentrisiteten vertikal lastresultant har om senter bunnbredde.

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot |e| = 0,9 \cdot 1,300 - 2 \cdot 0,120 = 0,930 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{q_v = R_v / b_0 = 68 / 0,930 = 73 \text{ kN/m}^2}}$$

Bæreevne (effektivspenningsanalyse):

Krav 1 : $r_b \leq r_{b\text{max}} = 0,80$, $r_b = \frac{R_h}{b_0 \cdot (q_v + a) \cdot \tan \phi_d}$
 $a = 10 \text{ kPa}$
 $\tan \phi_d = \tan \phi / \gamma_M = 0,60 / 1,4 = 0,43$, $r_b = \frac{24}{0,930 \cdot (73 + 10) \cdot 0,43}$

$r_b = 0,72 < r_{b\text{max}} \Rightarrow$ krav 1 er OK

Krav 2 : $\bar{q}_v \leq \bar{\sigma}_v = N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot b_0 - a$

$$p' = 19,0 \cdot 0,50 = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

$$N_q = 4,5$$
 , $N_\gamma = 1,6$, $\gamma' = 20,0 - 10 = 10,0 \text{ kN/m}^3$ (dykket)

$$\bar{\sigma}_v = 86 \text{ kN/m}^2 > \bar{q}_v \Rightarrow \text{krav 2 er OK}$$

$$\underline{\underline{q_v / \bar{\sigma}_v = 0,86}}$$

Tørrmur på løsmasser

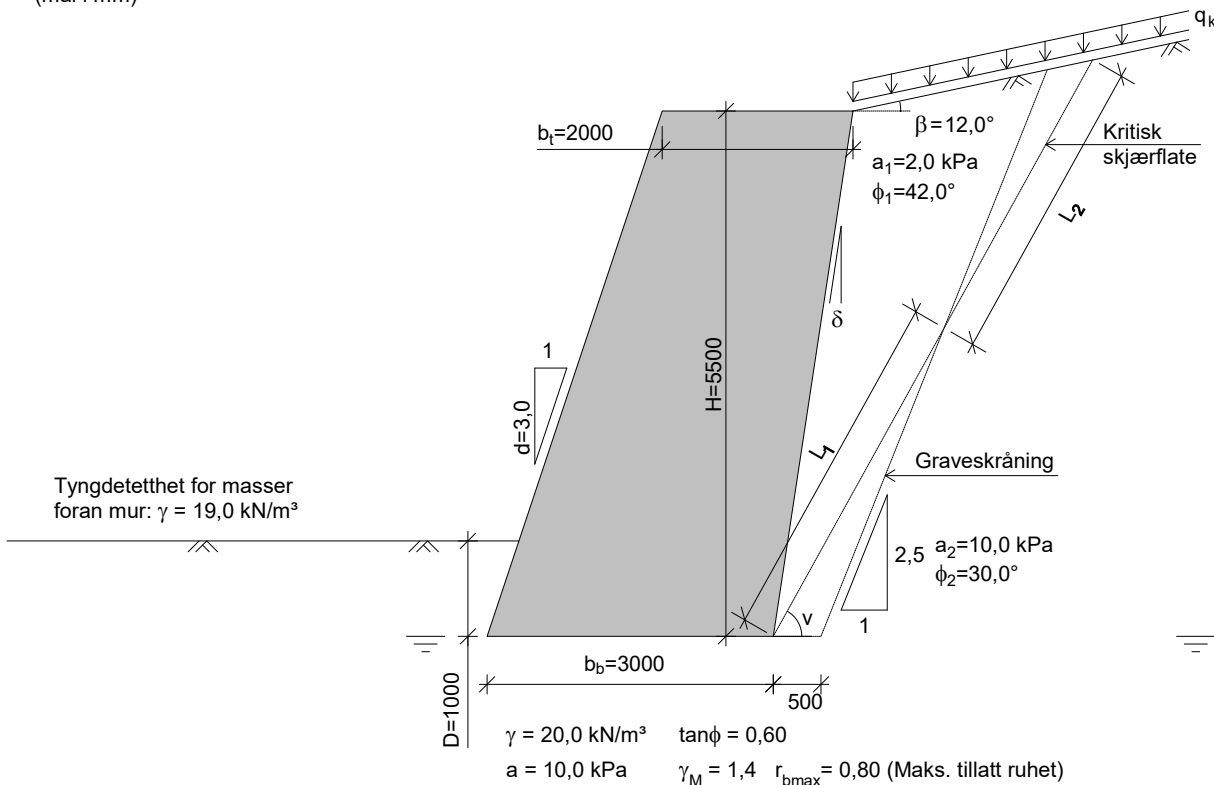
GSV Bjørndalen

pr.1840-vest-5m

Beregnet 2024-05-31 Kl.16:06:39 av: Shaa
(Programversjon 23.01)

Inndata

(mål i mm)



Tyngdetetthet for mur: $\gamma_{mur} = 21,0 \text{ kN/m}^3$

Tyngdetetthet for masser bak mur: $\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3$

Konsekvensklasse: CC2 Alvorlig

Bruddmekanisme : Nøytralt brudd

$\Rightarrow \gamma_M = 1,4$ (iht. Tabell 1.8 i Håndbok N200)

Ruhet for bakkant mur: $r_v = 0,13$

Friksjonsvinkel og attraksjon for massene bak mur utregnes som et middel i kritisk skjærflate gjennom bakfyllmasser og opprinnelige masser (jf. Eggestad (1997) i Intern rapport nr. 2242).

$L_1 = 3,69 \text{ m}$, $L_2 = 3,21 \text{ m}$

Midlere friksjonsvinkel:

$$\phi_m = \frac{\phi_1 \cdot L_1 + \phi_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{42,0 \cdot 3,69 + 30,0 \cdot 3,21}{3,69 + 3,21} = 36,4^\circ$$

Midlere attraksjon:

$$a_m = \frac{a_1 \cdot L_1 + a_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2} = \frac{2,0 \cdot 3,69 + 10,0 \cdot 3,21}{3,69 + 3,21} = 5,7 \text{ kPa}$$

Helning av kritisk skjærflate settes lik:

$$v = 45 + \frac{\phi_m}{2} - \frac{\beta}{4} = 45 + \frac{36,4}{2} - \frac{12,0}{4} = 60,2^\circ$$

(L_1 , L_2 og v er beregnet ved iterasjon)

Bæreevnen beregnes for antatt homogen undergrunn.

Bæreevnen regnes dykket, dvs. kritisk skjærflate antas å gå gjennom masser som ligger under grunnvannsstanden.

Last i bakkant

$q_k = 5,0 \text{ kPa}$

Lastfaktor
(Bruddgrense)

1,15

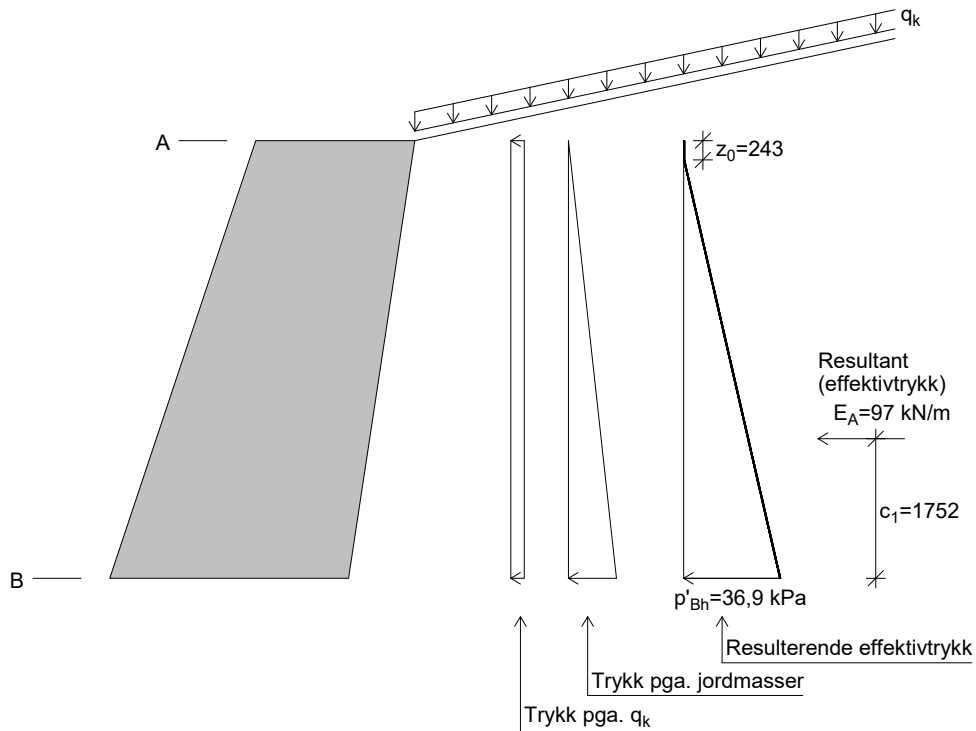
Tørrmur på løsmasser

GSV Bjørndalen

pr.1840-vest-5m

Jordtrykk

(mål i mm)



$r_v = 0,13$ (ruhet for beregning av jordtrykk)

$$\tan\phi_d = \tan\phi_m/\gamma_M = \tan(36,4)/1,4 = 0,53, \quad \phi_d = \arctan(0,53) = 27,8^\circ$$

Ved hellende terreng er jordtrykket for aktiv tilstand gitt ved:

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) + \frac{s}{s - \omega_A} \cdot a \quad (1) \quad a = a_m = 5,7 \text{ kPa}$$

$$s = \tan\beta/\tan\phi_d = 0,40, \quad t = (1+r_v) \cdot (1-s) = 0,67$$

$$\Rightarrow K_{\beta A} = 0,409 \text{ (Figur 5-4 i V220)}$$

$$\omega_A = 1 + \frac{1}{\tan\phi_d} \cdot \sqrt{\frac{(1+\tan^2\phi_d) \cdot (1-s)}{1+r_v}}$$

$$\omega_A = 1 + \frac{1}{0,53} \cdot \sqrt{\frac{(1+0,53^2) \cdot (1-0,40)}{1+0,13}} = 2,56$$

$$\text{Bakre murhelling: } d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} = \frac{5,500}{\frac{5,500}{3,0} + 2,000 - 3,000} = 6,6$$

$$\tan\delta = 1/d_b \Rightarrow \delta = \arctan(1/d_b) = 8,6^\circ$$

$$K_\delta = \frac{\cos^2(\delta + \phi_d)}{\cos^3\delta \cdot \cos^2\phi_d} = \frac{\cos^2(8,6^\circ + 27,8^\circ)}{\cos^3(8,6^\circ) \cdot \cos^2(27,8^\circ)} = 0,856$$

$$K_{A, \text{korrt}} = K_\delta \cdot K_{\beta A} = 0,856 \cdot 0,409 = 0,351$$

Resulterende effektivt trykk beregnes iht. ligning (1) ovenfor

Ved beregningsmessig negativt trykk (dvs. strekk), negliseres dette, og trykket settes lik 0.

Nivå A (topp mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Av} = q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Av} = 5,0 \cdot 1,15 = 5,8 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Ah} = K_{A, \text{korrt}} \cdot (p'_{Av} + a) + \left(\frac{s}{s - \omega_A} - 1\right) \cdot a$$

$$p'_{Ah} = 0,351 \cdot (5,8 + 5,7) + \left(\frac{0,40}{0,40 - 2,56} - 1\right) \cdot 5,7 = -1,7 \text{ kPa}$$

$$p'_{Ah} < 0 \text{ (dvs. strekk)} \Rightarrow p'_{Ah} \text{ settes lik } 0$$

Nivå B (bunn mur)

$$\text{Vertikaltrykk: } p'_{Bv} = 5,500 \cdot \gamma + q_k \cdot \gamma_{q1}$$

$$p'_{Bv} = 5,500 \cdot 20,0 + 5,0 \cdot 1,15 = 115,8 \text{ kPa}$$

$$\text{Horisontaltrykk: } p'_{Bh} = K_{A, \text{korrt}} \cdot (p'_{Bv} + a) + \left(\frac{s}{s - \omega_A} - 1\right) \cdot a$$

$$p'_{Bh} = 0,351 \cdot (115,8 + 5,7) + \left(\frac{0,40}{0,40 - 2,56} - 1\right) \cdot 5,7 = 36,9 \text{ kPa}$$

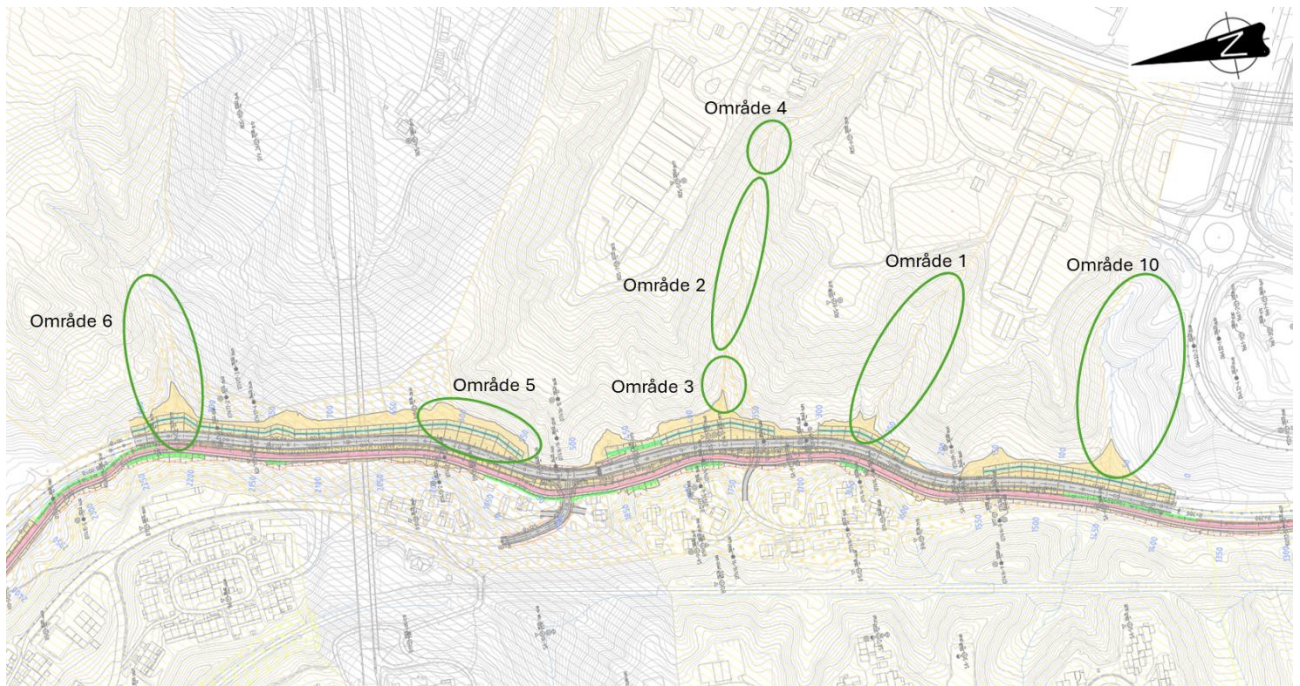
52207550 – RIG06 – Rev.J02 – vedlegg D

Befaring – vurdering av erosjon i sidebekker til Heimdalsbekken

I forbindelse med detaljregulering av ny sykkelveg i Bjørndalen, er det i august 2024 gjennomført befaring for å kartlegge erosjon i sidebekkene langs deler av Heimdalsbekken.

En oversikt over befarte områder er vist på Figur 1. Område 1, 3, 5, 6 og 10 ble befart onsdag 7.august. Område 2 og 4 ble befart torsdag 8.august.

Vurdering av erosjon er gjort iht. beskrivelsene i NVE Ekstern rapport nr. 9/2020, med kategoriene ingen, litt, noe og kraftig erosjon.

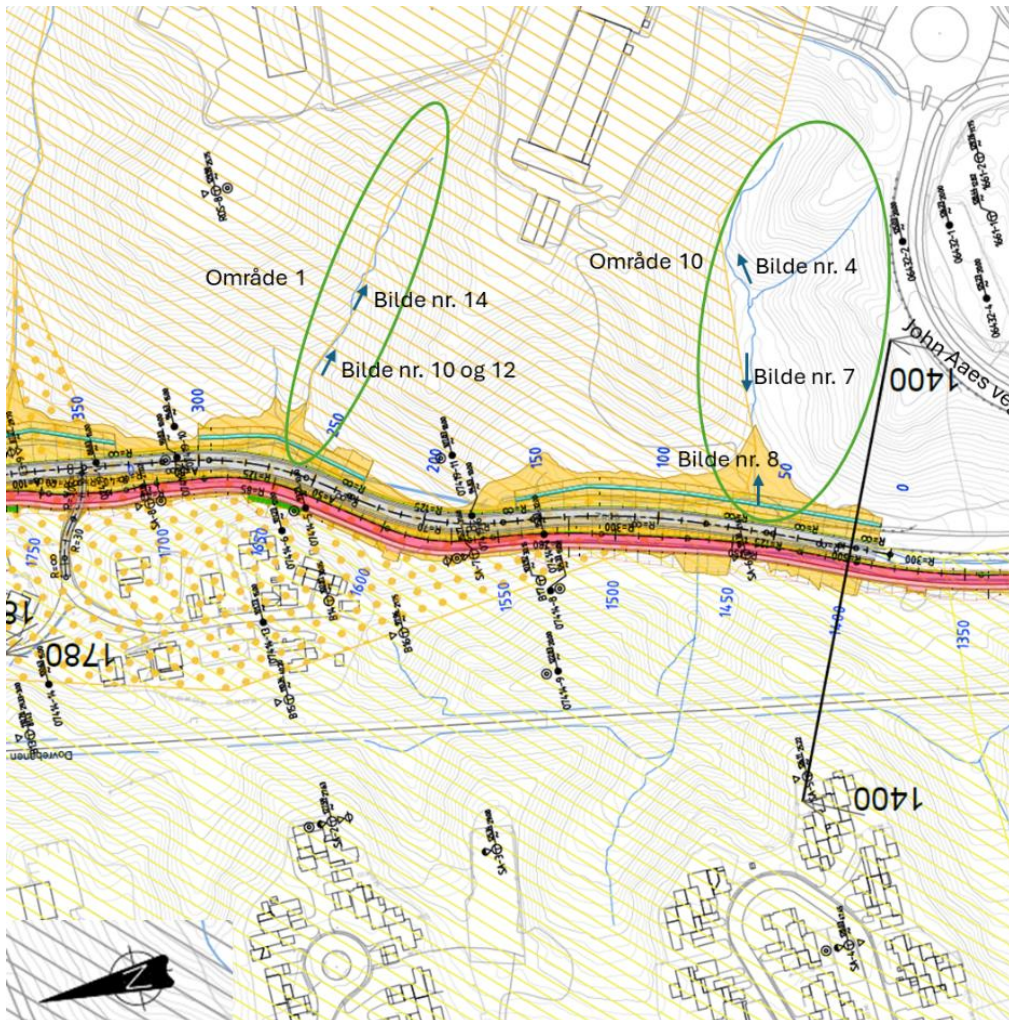


Figur 1: Oversikt og nummerering over befarte områder

Område 1

Liten, smal bekk med lite vann på befaringstidspunktet. Noen bredere partier. Anslått til ca. 50-70 cm dyp. Bunnen var hovedsakelig dekket av et lag stein. Langs kantene og under steindekket, var det kohesjonsmasser. Noen skakke trær som kan indikere stedvis bevegelse i grunnen. Dette er trolig forårsaket av jordsig som følge av bratt terreng. Vegetasjon helt ned til bekkleiet i øvre del. Lenger ned mot utløpet, er det leire i kantene og antydning til noe utvasking. Små mengder finstoff ser ut til å være vasket ut og sedimentert nederst i bekkeløpet, se Figur 3. Bilder fra befaringen er vist på Figur 4. Kartutsnitt med omtrentlig posisjon av hvor bildene ble tatt er vist på Figur 2. Bekkeløpet har gjennomsnittlig helning på ca. 1:5 (målt i hoydedata.no).

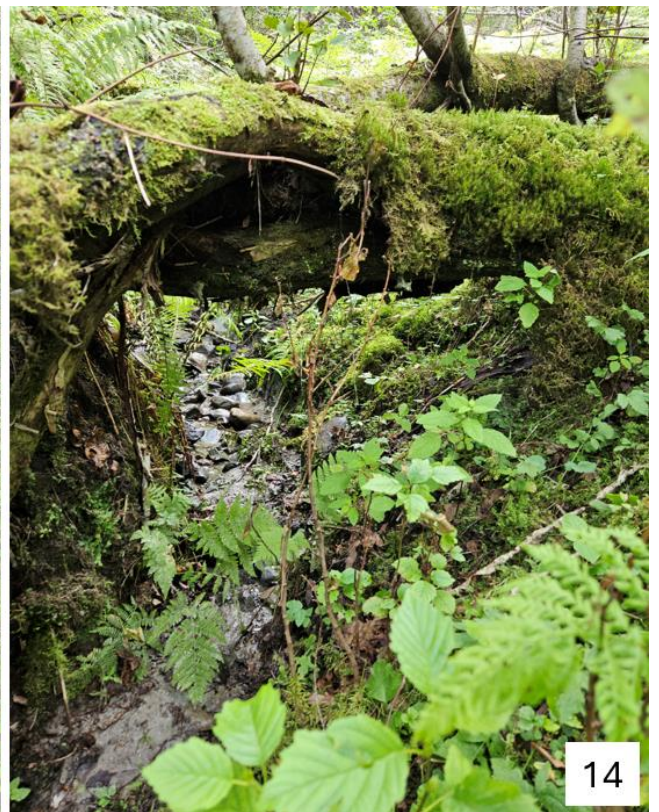
Det vurderes at det er «litt» erosjon i nedre del av bekken nær utløpet, mens forholdene lenger opp vurderes som ingen erosjon. Nedre del av sidebekken vil berøres ifm. hevingen av gang- og sykkelvegen, og nytt bekkeløp må utformes erosjonssikkert. Avhengig av hvor mye dalbunnen heves, kan det vurderes om det i tillegg er hensiktsmessig å steinsette noe videre oppover i stedlig bekkeløp som forebyggende tiltak.



Figur 2: Kartutsnitt med omtrentlig markering av hvor bildene fra område 1 og 10 ble tatt under befaringen.



Figur 3: Område 1. Bilde nr. 10



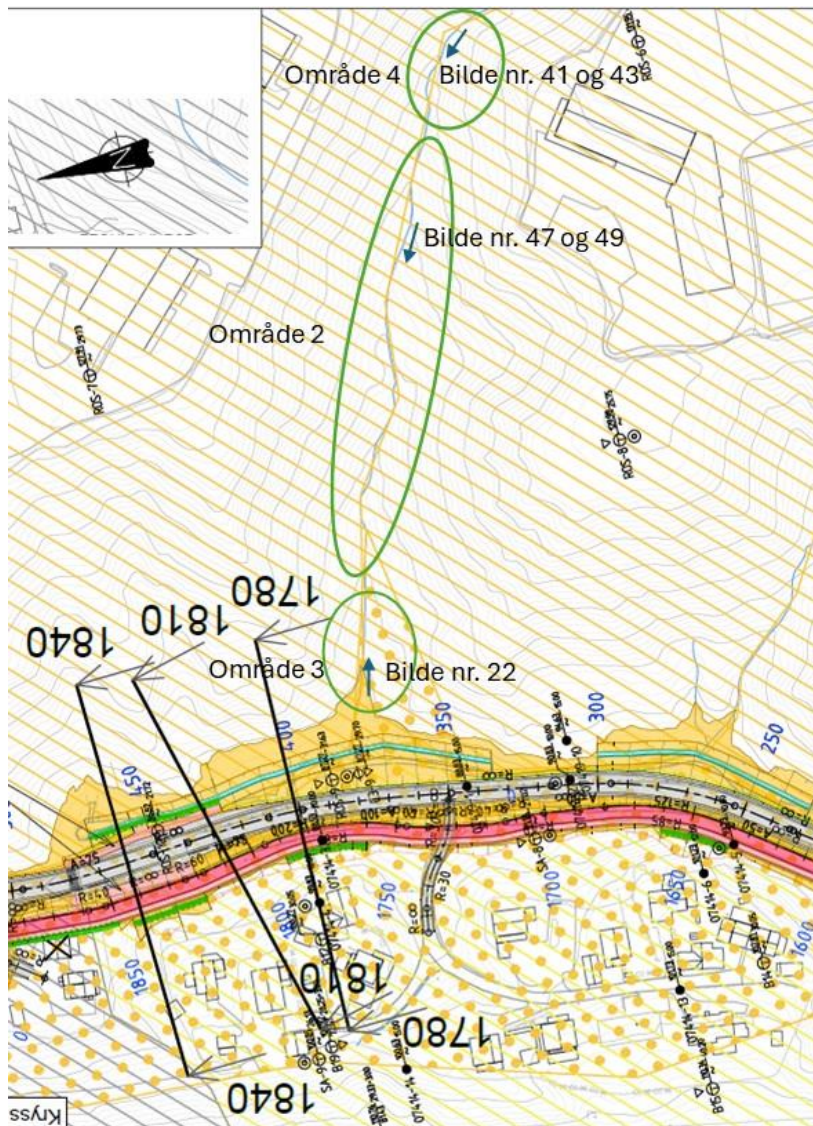
Figur 4: Område 1. Bilde nr. 12 og 14.

Område 2

Svært grunn bekk med lite vann på befaringstidspunktet. Noen smalere partier. Finstoff i bunn. Noen steder ligger det relativt store steiner langs bekken. Vegetasjon vokser helt ned til bekkeløpet. Det er stedvis flatt terreng sør for bekken. Bekkeløpet i område 2-4 har gjennomsnittlig helning på ca. 1:8 (målt i hoydedata.no).

Det ble ikke observert noen tegn til utvasking, verken vertikalt (bunnsenkning) eller langs sidene. Noen skakke trær som kan indikere stedvis bevegelse i grunnen. Det vurderes at dette mest trolig er forårsaket av jordsig. Bilder fra befaringen er vist på Figur 6 og Figur 7. Omtrentlig plassering av hvor bildene er tatt er markert på Figur 5.

Vurderes som ingen erosjon.



Figur 5: Kartutsnitt med markering av hvor bildene fra område 2 – 4 ble tatt under befaringen.



Figur 6: Område 2. Bilde nr. 47.



Figur 7: Område 2. Bilde nr. 49.

Område 3

Liten, smal bekk. Lite vann på befaringstidspunktet. Hovedsakelig finkornige masser i bekkeleiet. Vegetasjon helt ned til bekkeleiet. Noen skakke trær som kan indikere stedvis bevegelse i grunnen. Bilde fra befaringen er vist på Figur 8. Omtrentlig plassering av hvor bildet er tatt er markert på Figur 5.

Vurderes som ingen erosjon.

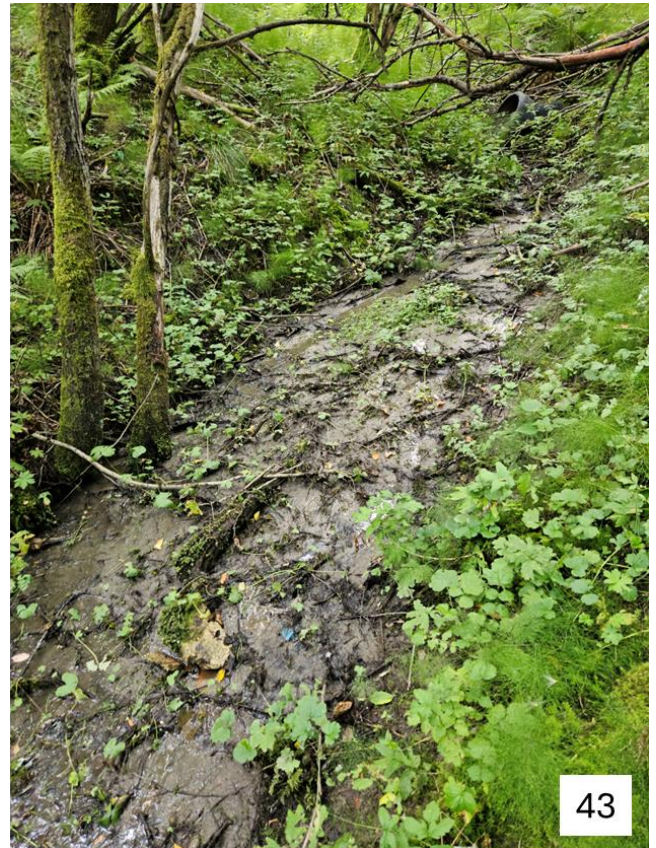


Figur 8: Område 3. Bilde nr. 22.

Område 4

Bred, svært grunn bekk. Lite vann på befaringstidspunktet. Finstoff i bunn. Flatt terreng sør for bekken. Vegetasjon helt inn mot bekkeleiet. Noen skakke trær som kan indikere stedvis bevegelse i grunnen. Det vurderes at dette mest trolig er forårsaket av jordsig. Ingen tegn til utvasking/erosjon. Bilder fra befaringen er vist på Figur 9. Omtrentlig plassering av hvor bildene er tatt er markert på Figur 5.

Vurderes som ingen erosjon.



Figur 9: Område 4. Bilde nr. 41 og 43.

Område 5

Heimdalsbekken. Kartutsnitt med omtrentlig plassering av hvor bildene ble tatt under befaringen er vist på Figur 10. Noe stein og grus i bekkeleiet. Mot inn-/utløp av kulvert i hver ende er det erosjonssikret med stein/grus i bunn og langs kantene, se Figur 11. Vannet er klart, ikke misfarget. Tegn til erosjon i yttersving. Bilde nr. 26 på Figur 12 viser overflateutglidning som har tatt med seg et tre og deler av stablemuren. Utglidningen anslås til omtrentlig 15 m utstrekning langs bekkeleiet.

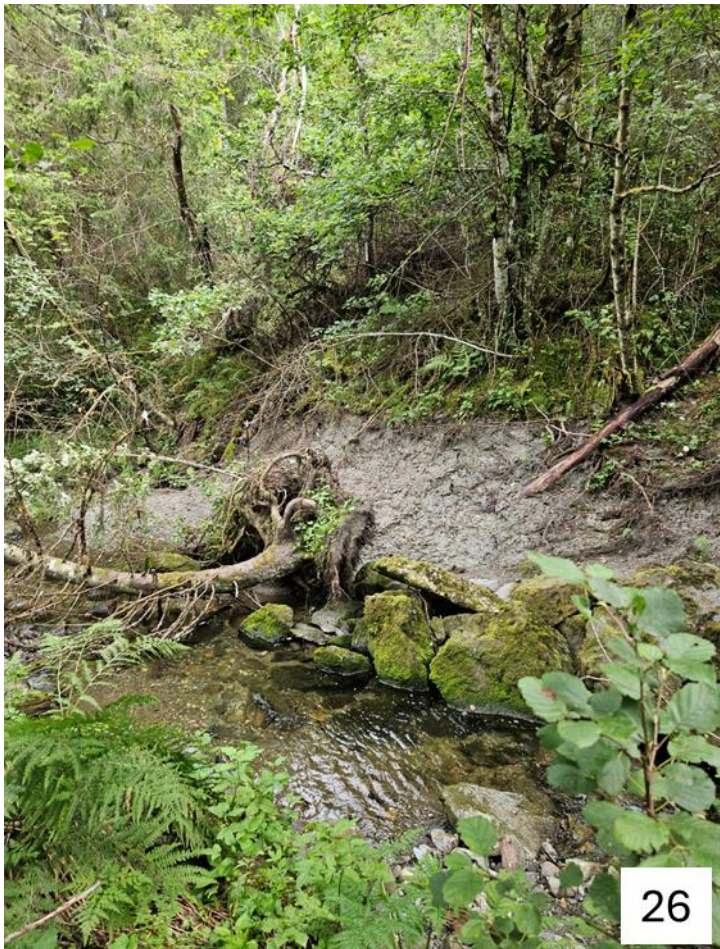
Vurderes som «noe» erosjon lokalt ved yttersvingen. Stablemuren bør ryddes opp i og det anbefales å plastre yttersvingen for å forebygge ytterligere erosjon.



Figur 10: Kartutsnitt med markering av hvor bildene fra område 5 og 6 ble tatt under befaringen.



Figur 11: Område 5, Heimdalsbekken. Bilde nr. 8726 er tatt mot nord fra utløp av kulvert. Viser grus/stein i bekkeleiet og større steiner/stablemur i yttersving.



Figur 12: Område 5, Heimdalsbekken. Bilde nr. 26 viser overflateutglidning i yttersving og «noe» erosjon.

Område 6

Smal, grunn bekk med lite vann på befaringstidspunktet. Kartutsnitt med omtrentlig plassering av hvor bildene ble tatt under befaringen er vist på Figur 10. Bekkeløpet har gjennomsnittlig helning på ca. 1:10 (målt i hoydedata.no). Finstoff i bunn i nedre del av sidebekken, mer stein i bekkeleiet lenger opp. Overflateutglidning i yttersving av Heimdalsbekken nær utløpet av sidebekken, se Figur 13. Tegn til erosjon og overflateutglidning også lenger opp i bekkeleiet, se Figur 15. Glideflatene viser kohesjonsmasser. Området anses som utsatt for ytterligere utvasking, noe som potensielt kan påvirke stabiliteten negativt.

Vurderes som «noe» erosjon. Nedre del av sidebekken vil berøres ifm. hevingen av gang- og sykkelvegen, og nytt bekkeløp må utformes erosjonssikkert. Videre oppover det stedlige bekkeløpet anbefales det utbedring i form av steinsetting for å forebygge ytterligere erosjon.



Figur 13: Område 6. Bilde nr. 28.



Figur 14: Bilde nr. 34 og 8738.



Figur 15: Område 6. Bilde nr. 8737.

Område 10

Hovedsakelig liten og smal bekk med noen bredere partier. Bunnen stedvis dekket med stein, andre steder hovedsakelig finstoff. Lite vann på befaringstidspunktet, klart (ikke misfarget). Vegetasjon helt ned mot bekken. Mange trær på skakke som indikerer bevegelser i grunnen. Det vurderes at dette mest trolig er forårsaket av jordsig. Bekkeløpet har gjennomsnittlig helning på ca. 1:10 (målt i hoydedata.no).

Bekken deles i to avgreninger, hvor nordre avgrening er fortsettelse av bekken. Bløt myr i søndre avgrening, med svært smalt og mindre tydelig bekkeløp.

Kartutsnitt med omtrentlig plassering av hvor bildene ble tatt under befaringen er vist på Figur 2. Bilder er vist på Figur 16 og Figur 17.

Vurderes som ingen erosjon.



Figur 16: Område 10. Bilde nr. 4 og 7.



Figur 17: Område 10. Bilde nr. 8.