

Oppdragsgiver	Navn Nordland fylkeskommune	Kontaktperson Sølve Pettersen
Oppdrag	Nummer og navn 20426 Vestvågøy, Ballstad – Prosjektering av snøskred- og steinsprangsikring	Oppdragsleder Sondre Lunde
Dokument	Nummer 20426-01-2 Utført av Sondre Lunde og Hallvard Nordbrøden	Dato 2021-03-18 Kontrollert av Hallvard Nordbrøden, Lars Staver Eid, Kalle Kronholm

Versjon	Dato	Utført	Kontroll	Beskrivelse
1	2021-02-23	SL, HN	HN, LSE	Opprinnelig rapport til utlysning
2	2021-03-18	SL, HN	HN, LSE, KK	Revidert etter innspill fra tilbudskonferanse

Prosjektering av skredsikring langs Fv. 818 ved Ballstad, Vestvågøy kommune

Sammendrag

Nordland fylkeskommune ønsker å sikre skredpunktet Ballstadura strekning på Fv. 818 ved Ballstad i Vestvågøy kommune. Skred AS ble i første omgang bedt om å dimensjonere en fangvoll. Med bakgrunn i en kostnadsvurdering valgte Nordland fylkeskommune heller å arbeide videre med et sikringsalternativ bestående av støtteforebygninger og steinspranggjerde. Nordland fylkeskommune har nå bedt Skred AS om bistand til å detaljprosjekttere dette sikringsalternativet. Nordland fylkeskommune har besluttet å sikre vegen mot skred slik at den totale årlige sannsynligheten for skred på strekningen blir lavere enn 1/20.

NVE ble involvert i prosjektet mtp. på å kombinere skredsikringen for veien med skredsikring for nærliggende bebyggelse. NVE besluttet at skredsikringen da måtte dimensjoneres for skred med årlig sannsynlighet på 3/1000. NVE har gitt input til skredfaglige vurderinger slik at skredsikringen er tilstrekkelig til at den på et senere tidspunkt kan oppgraderes til å tilfredsstillende ønsket sikringsnivå.

Det er prosjektert til sammen 813 m Dk 4m støtteforebygninger i tre løснеområder for snøskred. Steinspranggjerdene er prosjektert med en styrke og høyde på henholdsvis 2000 kJ og 4 m ovenfor veien, og 5000 kJ og minst 4 m ovenfor bebyggelsen.

Innhold

1	Innledning	6
1.1	Bakgrunn	6
1.2	Mål	7
1.3	Befaringer	7
1.4	Tidligere arbeid og annet grunnlag	7
2	Prosjekteringsforutsetninger	8
2.1	Krav til sikkerhet mot skred og risikoakseptkriterier	8
2.2	Lovverket	9
3	Bekrivelse av området (Faktadel)	10
3.1	Topografi	10
3.2	Grunnforhold	10
3.3	Registrerte skredhendelser	11
3.4	Eksisterende skredsikringstiltak	11
3.5	Klimatiske trekk av betydning for skredfare	12
4	Skredfarevurdering (Tolkningsdel)	15
4.1	Snøskred	15
4.2	Steinsprang	17
5	Dimensjonering av støtteforebygninger	19
5.1	Valg av type støtteforebygning	19
5.2	Høyder	19
5.2.1	Høyder for snøskred med årlig sannsynlighet på 1/40	19
5.2.2	Høyder for snøskred med årlig sannsynlighet på 3/1000	20
5.2.3	Behov for drivsnøhåndtering	20
5.3	Lengder og plassering	20
5.4	Parametere for beregning av snølaste på støtteforebygninger	21
5.5	Avvik fra prosjekteringsgrunnlaget	22
6	Dimensjonering av steinspranggjerd	23
6.1	Lengder og plassering	23
6.2	Valg av energikapasitet og høyde ovenfor vei	25
6.3	Valg av energikapasitet og høyde ovenfor bebyggelse	25
6.4	Andre laster	26
7	Anleggsrelaterte forhold	27
7.1	Kabler, kraftlinjer mm	27
7.2	Anleggstekniske forhold	27
7.2.1	Adkomst, topografi og traséer	27
7.2.2	Forventede grunnforhold	29
7.3	Arbeidsrekkefølge	30
7.4	Arbeidssikring	30
7.5	Sikkerhet 3. part (hus etc.)	31

8	Forankringsløsninger og dimensjonering.....	32
8.1	Vurdering av fundamenteringsmedium	32
8.2	Grunnundersøkelser og prøveankre.....	32
8.3	Dimensjonering av forankringsløsninger i berg.....	32
9	Konklusjon	35
10	Referanser	36

Figurer

Figur 1:	Lokaliseringen av tomta, 5 km vest for Leknes. Grønne stjerner viser plasseringen av meteorologiske stasjoner i området.	6
Figur 2:	Risikomatrix for skred langs en veistrekning. Grønn, gul og rød angir akseptnivå (Vegdirektoratet, 2018).	8
Figur 3:	Kart med beregnet terrenghelning.	10
Figur 4:	Løsmassekart fra NGU i det aktuelle området. Merk at det blå indikerer den marine grensen og ikke hav- og fjordavsetninger, slik tegnforklaringen viser.	11
Figur 5:	Beregnet 3-døgnsnedbør med ulike gjentaksintervaller for vintermånedene desember til april. Data fra www.eklima.no	13
Figur 6:	Ekstremverdianalyse av 3-døgns snøfall ved den meteorologiske stasjonen i Skjelfjord.....	13
Figur 7:	Normal årsmaksimum av snødybde i cm for normalperioden 1971-2000. Den aktuelle strekningen er vist med rød sirkel. De meteorologiske stasjonene er vist med røde stjerner.....	14
Figur 8:	Vindrose fra desember til april ved Leknes lufthavn. Hentet fra www.eklima.no	14
Figur 9:	Bilde tatt fra helikopter i slutten av januar 2019, da det kom mye snø på kort tid og det gikk flere snøskred i området. De mest aktuelle løsneområdene er grovt skissert. Foto: Odd-Arne Mikkelsen, NVE.....	15
Figur 10:	Eksempel på modelleringsresultat i RAMMS for snøskred med årlig sannsynlighet på 1/40 (simulering nr.17, 14, 04), samt omtrentlig skredutbredelse av skredhendelser som er dokumentert med bilder. Merk at det var flere små skred («sluff») i 2019 (Figur 9), som førte til at utbredelsen fremstår som veldig stor.	16
Figur 11:	Dronebilde med de mest aktuelle kildeområdene for steinsprang grovt skissert i rødt. Bilde viser tydelige steinsprangavsetninger ovenfor og nedenfor veien.....	17
Figur 12:	Eksempel på beregningsresultat i RAMMS::Rockfall med 0,2 m ³ blokker.....	18
Figur 13:	Plassering av støtteforebygninger.	21
Figur 14:	Forslag til plassering av steinspranggjerdene. Det legges opp til at steinspranggjerdene kan justeres innenfor angitte stiplede linjer. Forankringer ovenfor steinspranggjerdet må plasseres utenfor en sikkerhetssone på 11-12 horisontale meter fra ytterkanten av høyspentlinjen.....	24
Figur 15:	Bilde av berghammeren der det er aktuelt med arbeidssikring ovenfor støtteforebygning B6.....	31

Tabeller

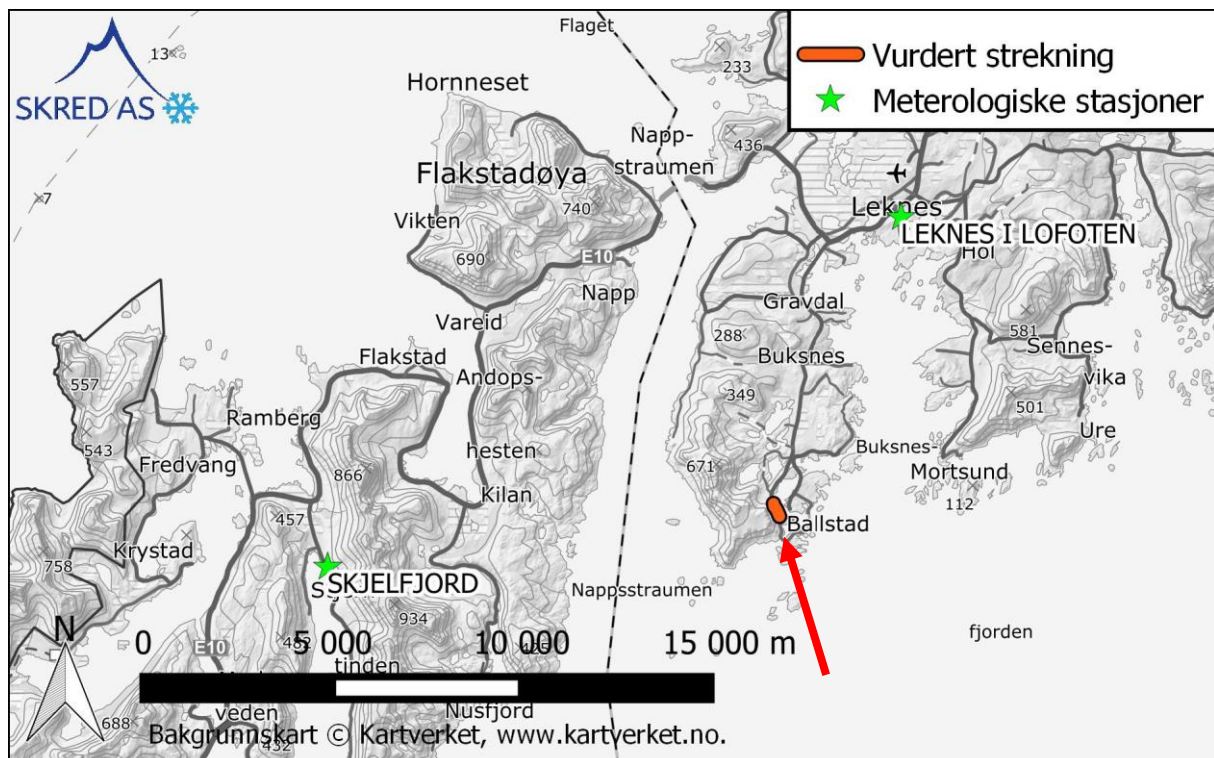
Tabell 1: Oversikt over de benyttede meteorologiske stasjonene.	12
Tabell 2: Inputparametere i RAMMS for snøskred med ulike gjentakintervall.....	16
Tabell 3: Total lengde på prosjekterte støtteforebygninger.....	21
Tabell 4: Snøparametere for beregning av snølaste på støtteforebygninger	22
Tabell 5: Oversikt over start- og stoppunkter. NTM13, NN2000.	23
Tabell 6: Steinsprangblokkenes kinetiske energi og spretthøyde langs steinspranggjerdene angitt for 95% percentilen.....	25

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Nordland fylkeskommune ønsker å sikre en skredpunktet Ballstadura strekning på Fv. 818 ved Ballstad i Vestvågøy kommune (Statens vegvesen, 2020). Det er flere kjente snøskred- og steinspranghendelser på veien. I tillegg har det gått et jordskred på veien ifm. uttak av løsmasser like ovenfor veien.

Skred AS ble i første omgang bedt om å dimensjonere en fangvoll. Innledende snøskredmodelleringer viste at det var behov for en vollhøyde på ca. 5-6 m (e-post datert 2020-11-05). For å oppnå ønsket magasinkapasitet bak vollen, samt påkrevd veikurvatur, ville en voll med denne høyden krevd at veien ble lagt ut i havet og at hus måtte løses inn. Skred AS utarbeidet derfor et forslag til alternativ skredsikring, som inkluderte støtteforebygninger og steinspranggjerde (e-post datert 2020-11-06). Med bakgrunn i en kostnadsvurdering valgte Nordland fylkeskommune å arbeide videre med sikringsalternativet bestående av støtteforebygninger og steinspranggjerde. Nordland fylkeskommune har nå bedt Skred AS om bistand til å detaljprosjekttere dette sikringsalternativet.



Figur 1: Lokaliseringen av tomta, 5 km vest for Leknes. Grønne stjerner viser plasseringen av meteorologiske stasjoner i området.

NVE ble involvert i prosjektet mtp. på å kombinere skredsikringen for veien med skredsikring for nærliggende bebyggelse som tidligere er truffet av skred. NVE besluttet at skredsikringen da måtte dimensjoneres for skred med årlig sannsynlighet på 3/1000. NVE har gitt input til skredfaglige vurderinger slik at skredsikringen allerede nå sikrer mot skred med årlig sannsynlighet på 3/1000, eller at skredsikringen er tilstrekkelig til at den på et senere tidspunkt kan oppgraderes til å tilfredsstille ønsket sikringsnivå.

1.2 Mål

Skred AS er bedt om å prosjektere støtteforebygninger og steinspranggjerdje for skredpunktet Ballstadura langs Fv. 818 ved Ballstad i Vestvågøy kommune (Figur 1). Skredsikringen skal sikre vegen mot skred med årlig sannsynlighet på 1/20 (kap. 2.1).

1.3 Befaringer

Skred AS v/Sondre Lunde foretok befaring sammen med Nordland Fylkeskommune v/Sølve Pettersen 2020-11-09. Det var oppholdsvær, høyt skydekke og gode befaringsforhold. Befaringen ble foretatt til fots og med drone. Skred AS har også fått tilgang på befaringsdata fra tidligere befaringer foretatt av Nordland fylkeskommune.

1.4 Tidligere arbeid og annet grunnlag

På oppdrag fra Nordland vegkontor utarbeidet NGI i 1981 en skredfarevurdering og forslag til skredsikring langs den aktuelle strekningen (NGI, 1981). Det ble foreslått å sikre strekningen med 400 m overbygg eller 1070 m støtteforebygninger. Det er ikke spesifisert hvilket gjentaksintervall den foreslåtte skredsikringen er dimensjonert for.

NVE v/Odd Arne Mikkelsen var på befaring til Ballstad ifm. en akuttvurdering for bebyggelsen i en periode med høy snøskredfare i 2019. Skred AS har fått tilsendt bilder fra denne befaringen. NVE utarbeider (foreløpig ikke publisert) en skredfarevurdering for bebyggelsen i Ballstad. Skred AS har fått tilgang til noen av snøskredmodelleringsresultatene fra den aktuelle strekningen. Det er foreløpig ikke utarbeidet faresoner i området.

Nordland fylkeskommune har oversendt bilder fra tidligere skredhendelser (snøskred i 1979 og jordskred i 1990). I tillegg har de oversendt opplysninger om kjente steinspranghendelser.




2 Prosjekteringsforutsetninger

2.1 Krav til sikkerhet mot skred og risikoakseptkriterier

Håndbok N200 – Vegbygging, kap. 208 Sikkerhet mot skred (Vegdirektoratet, 2018) beskriver håndtering av skredfare mot vei. Skredfaren håndteres gjennom et sett risikoakseptkriterier som tar utgangspunkt i samlet skredsannsynlighet per km vei og dimensjonerende trafikkmengde.

Kravene er en tilpasning av sikkerhetskravene i Byggteknisk forskrift til plan- og bygningsloven, TEK 17 (DiBK, 2020), og gjelder for strekninger hvor trafikken normalt er i flyt. For områder hvor det tilrettelegges for stans, som oppstillingsplasser, rasteplasser mv. gjelder sikkerhetskravene i TEK 17 (DiBK, 2020).

I N200 Vegbygging (Vegdirektoratet, 2018) er konsekvens relatert til trafikkmengde (ÅDT) og enhetsstrekning. En enhetsstrekning er definert som en veilengde på 1 km med start fra en ytterkant av en skredfaresone til andre ytterkant. Personskade som følge av at skredhendelser treffer trafikanter er dermed ikke vektet. I risikoakseptkriteriene skiller det heller ikke på at ulike skredtyper har forskjellig skadepotensiale i tillegg til variasjoner i skredvolum.

Årlig nominell skredsannsynlighet pr. enhetsstrekning	I $1/2 \geq F > 1/5$						
	II $1/5 \geq F > 1/10$						
	III $1/10 \geq F > 1/20$						
	IV $1/20 \geq F > 1/50$						
	V $1/50 \geq F > 1/100$						
	VI $1/100 \geq F > 1/1000$						
	VII $1/1000 \geq F$						
Trafikkmengde (ÅDT)	A <200	B 200 - <500	C 500 - <1500	D 1500 - <4000	E 4000 - <8000	F ≥8000	
 Akseptabel strekningsrisiko		 Tolererbar strekningsrisiko. Aksept avhenger av skredintensitet og kost-nytte-analyse. Akseptnivå besluttet av regionledelsen (vegeier hos fylkesk.).		 Uakseptabel strekningsrisiko			

Figur 2: Risikomatrix for skred langs en veistrekning. Grønn, gul og rød angir akseptnivå (Vegdirektoratet, 2018).

For den aktuelle strekningen er dimensjonerende trafikkmengde (ÅDT) på 300, som gjør at skredsannsynligheten (P) faller inn under følgende sikkerhetskrav (Figur 2):

- Akseptabel skredsannsynlighet pr. km og år (bør krav): $P < 1 / 20$ (fargekode: grønn)
- Tolererbar skredsannsynlighet pr. km og år (skal krav): $1 / 5 < P < 1 / 20$ (fargekode: gul)
- Uakseptabel skredsannsynlighet pr. km og år: $P > 1 / 5$ (fargekode: rød).

Nordland fylkeskommune har besluttet å sikre vegen mot skred slik at den totale årlige sannsynligheten for skred på strekningen blir lavere enn $1/20$. Siden både snøskred og steinsprang er aktuelle skredtyper (kap. 4), vil det si at den totale årlige sannsynligheten for henholdsvis snøskred og steinsprang må reduseres til lavere enn $1/40$ for hver av de to skredtypene.

2.2 Lowerket

Prosjektering er gjort i henhold til vegloven og håndbok N200.

Det er valgt geoteknisk kategori 2, pålitelighetsklasse/konsekvensklasse (RC/CC) 2 og prosjekteringskontrollklasse (PKK) 2 iht. veiledning gitt i N200. Dette innebærer grunnleggende kontroll, kollegakontroll (Vegdirektoratet, 2018) og utvidet kontroll. Geoteknisk kategori i dette prosjektet omhandler kun valg av inngangsparametere som grunnlag for dimensjonering av bergforankringer for konstruksjonene. Med bakgrunn i det vurderes det at utvidet kontroll av at intern systematisk kontroll (kollegakontroll) er utført.

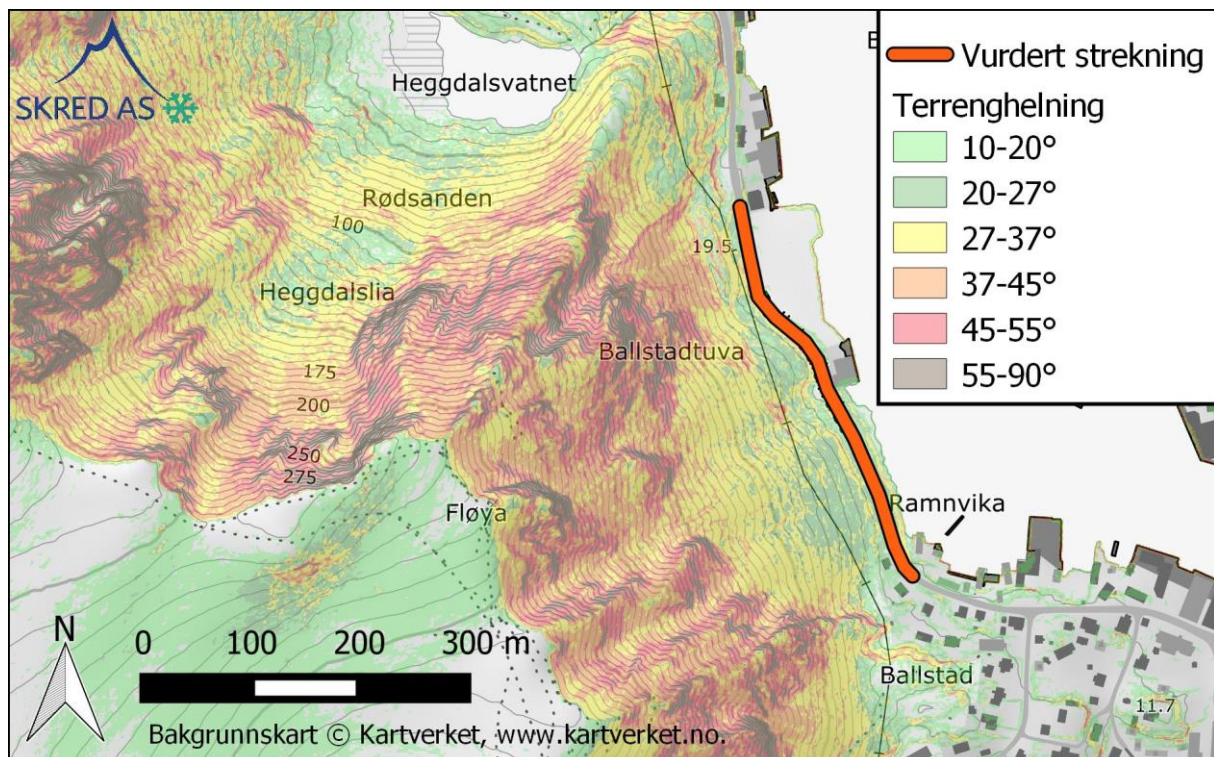
Prosjektering av støtteforbygninger mot snøskred er gjort etter sveitsiske retningslinjer (WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2007) da det ikke finnes slikt regelverk i Norge.

Det finnes intet regelverk for prosjektering av steinspranggjerdar, men dette er gjort etter VD-rapport nr. 32 sikring av veger mot steinsred og et upublisert førsteutkast av NVEs sikringshåndbok, modul prosjektering av steinspranggjerdar.

3 Beskrivelse av området (Faktadel)

3.1 Topografi

Den vurderte strekningen er lokalisert ved havnivå i bunnen av en østvendt fjellside. Fra veien stiger terrenget med en helning på ca. 10-27° opp til kote 25. Ovenfor midten av strekningen er terrenghelningen 27-37° mellom kote 25-100. Terrenget ellers er brattere enn 37° over kote 25. Det er flere skrenter med opp mot vertikal helning. Det er tre tydelige skålformer i toppen av fjellsiden, som er på ca. 250 moh. Fra disse skålformene går det tydelige forsenkninger ned mot den vurderte veistrekningen (Figur 3, Figur 9 og Figur 11).



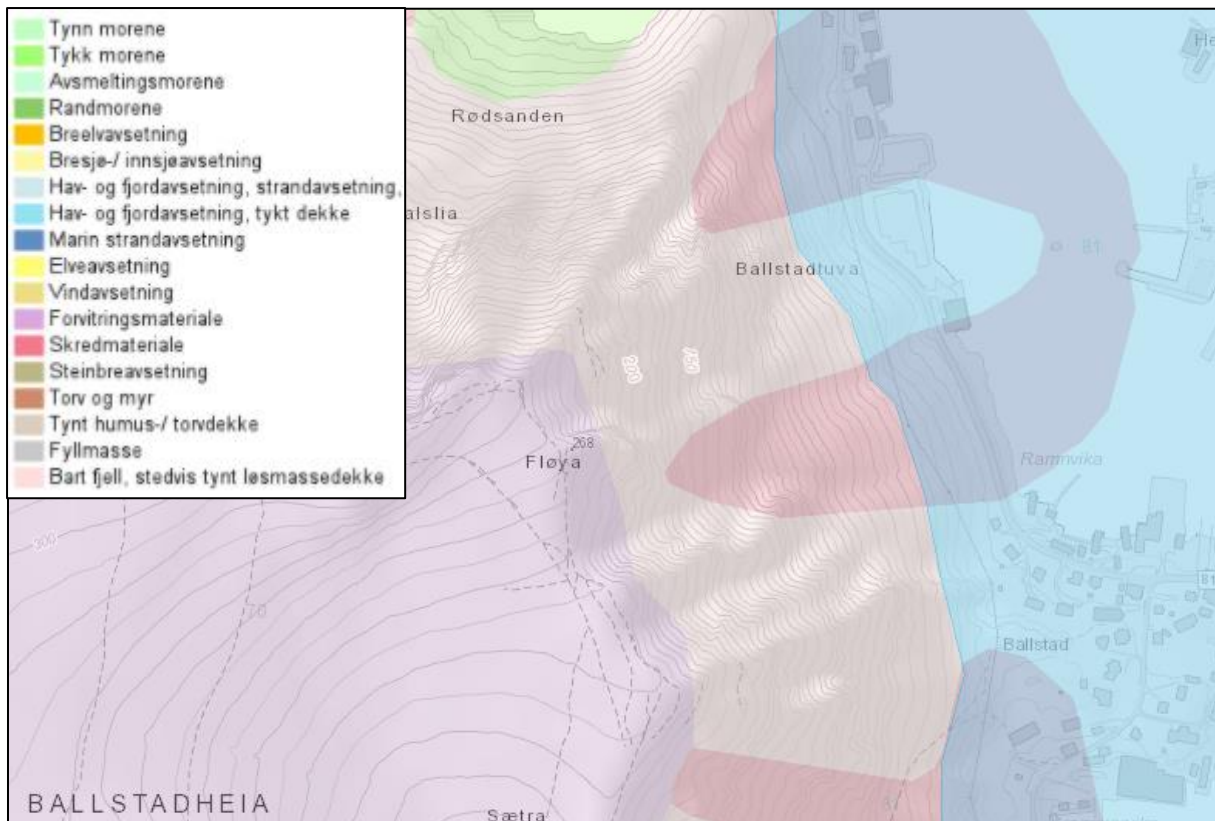
Figur 3: Kart med beregnet terrenghelning.

3.2 Grunnforhold

Berggrunnen i området er kartlagt i målestokk 1:250 000 (NGU, 2020a) og består av monzonitt, som stedvis er deformert til gneis.

Ifølge NGUs løsmassekart i målestokk 1:50 000 (NGU, 2020b) er det skredavsetninger i en vifteform nedenfor områder med bart fjell. Toppen av fjellsiden er kartlagt som forvittringsmaterialer (Figur 4). Dette stemmer godt med forholdene observert under befaringen.

Den vurderte veistrekningen ligger under marin grense, som i området er på ca. 30 moh. (Figur 4) (NVE, 2020).



Figur 4: Løsmassekart fra NGU i det aktuelle området. Merk at det blå indikerer den marine grensen og ikke hav- og fjordavsetninger, slik tegnforklaringen viser.

3.3 Registrerte skredhendelser

Det er kjent snøskredhistorikk på den aktuelle strekningen i 1855, 1880, 1907, 1979, 2010 og 2020. I tillegg er det kjent at det i 2019 gikk et snøskred som stoppet like ovenfor veien. Ifølge lokale kjentfolk går det mindre snøskred på veien ca. hvert andre år. Den årlige sannsynligheten for snøskred er satt til 1/3 i NVDB.

I 1990 gikk det et jordskred ifm. uttak av masser i skredavsetningene i den nordlige delen av den vurderte strekningen. Skredavsetningene etter jordskredet utgjør deler av grunnen der det står fiskehjeller i dag.

Det er ikke registrert steinsprang i NVDB eller NVE Atlas, men Nordland fylkeskommune hadde fått opplysninger om fire steinspranghendelser de siste 50 år. I 2016 traff en stein et leilighetsbygg med GBnr. 9/148 i midten av den vurderte strekningen. En kjentmann i området hadde sett at stein hadde passert veien, samt fjernet en ca. 60 kg stein fra veien. I tillegg hadde kjentmannen opplysninger om skader på fiskehjeller forårsaket av steinsprang.

3.4 Eksisterende skredsikringstiltak

Det er ikke registrert eksisterende sikringstiltak i NVE Atlas (NVE, 2020), men det er bygget en fangvoll i området der det gikk jordskred. Fangvollen har en høyde på ca. 2-3 m. Nordland fylkeskommune oppga at denne ble tømt for noen år tilbake.

3.5 Klimatiske trekk av betydning for skredfare

Det er utført en enkel analyse av området klimatiske trekk med størst betydning for snøskredfarevurderingen. Analysen er gjort på bakgrunn av data fra Meteorologisk institutt (eklima.no). En utfordring er at de meteorologiske stasjonene ligger relativt langt fra den aktuelle veistrekningen (8-12 km), samt at de ikke nødvendigvis ligger under representative topografiske forhold, eller på samme høyde over havet, som løснеområdene i de aktuelle fjellsidene. Stasjonen i Skjelfjord har dessuten for kort dataserie til å gi et representativt og robust analyseresultat. Vår erfaring tilsier også at det er store klimatiske variasjoner i området, spesielt med hensyn til nedbør. Resultatene av analysen anses derfor som usikre, men gir likevel den mest objektive informasjon om klimaforholdene i området nært tomtene.

Oversikt over stasjonene er gitt i tabell 1, og plasseringen av stasjonene er vist i Figur 1.

Tabell 1: Oversikt over de benyttede meteorologiske stasjonene.

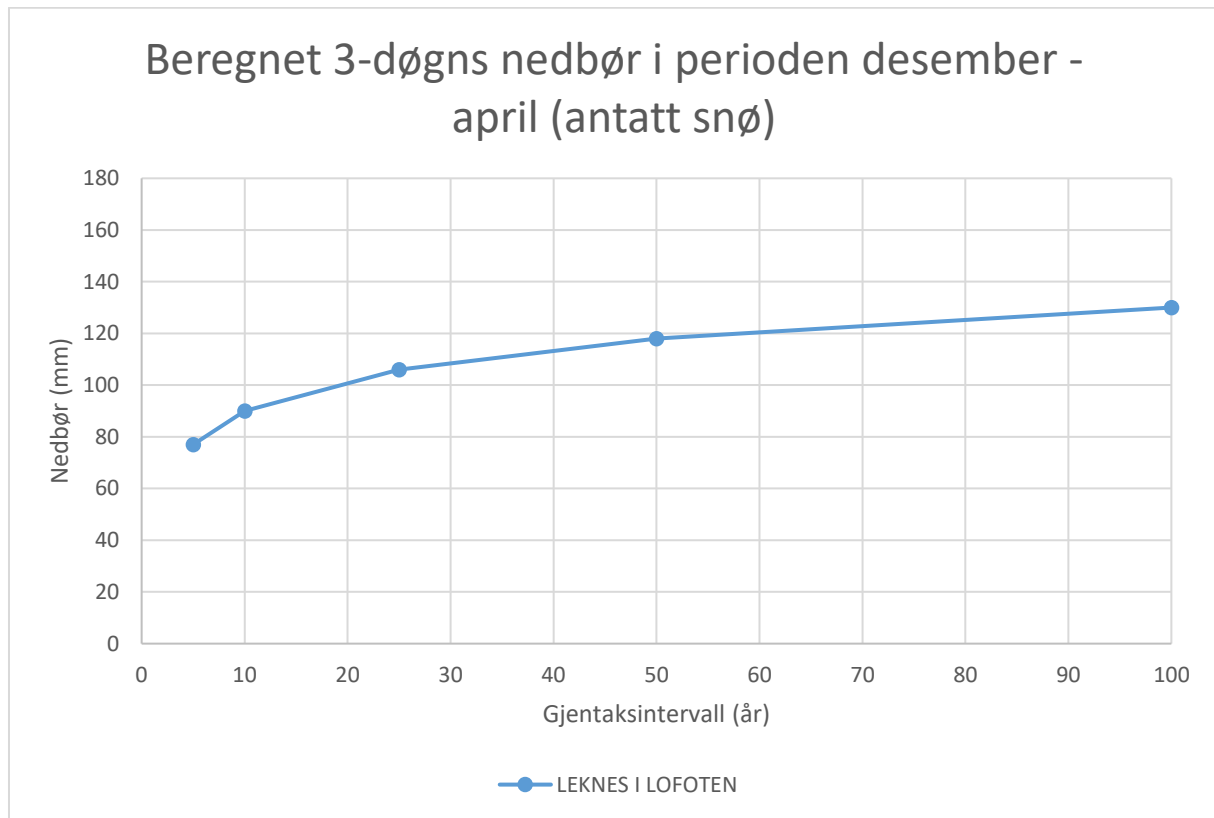
St.nr	Navn	I drift fra	I drift til	Moh	Bredde-grad	Lengde-grad	Kommune
85540	LEKNES I LOFOTEN	aug.52		13	68,1450	13,6098	Vestvågøy
85610	SKJELFJORD	apr.07		13	68.0575	13.2462	Flakstad

For snøskred er det spesielt relevant å analysere 3-døgns snøfall med gjentaksintervall tilsvarende gjentaksintervallet for skred.

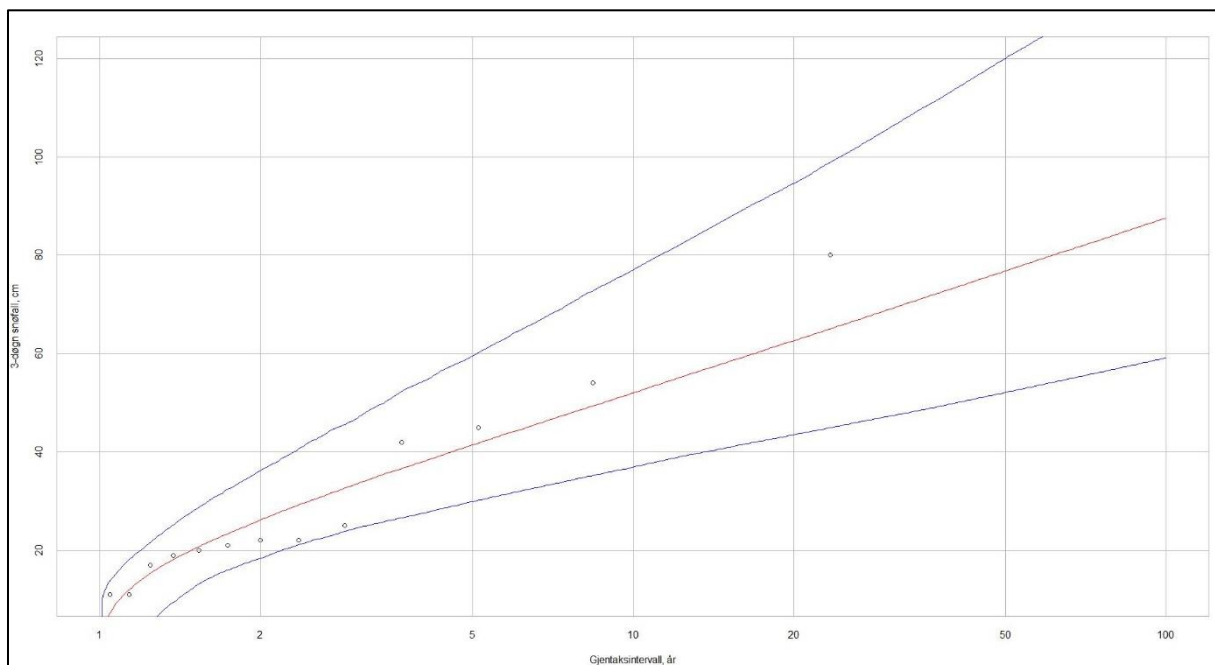
Dette kan gjøres ved å beregne 3-døgns nedbør og anta at all nedbør som kommer i fjellet mellom desember og april, kommer som snø. For vintermånedene (desember-april) ved Leknes er den beregnede 3-døgns nedbør med 20 og 40 års gjentaksintervall på henholdsvis 100 mm og 115 mm (Figur 5), som tilsvarer omtrent 100 til 115 cm snø (1 mm nedbør er lik 1 cm snø).

En annen måte å beregne 3-døgns snøfall på er å benytte stasjonene som måler snødybde. I denne rapporten er det gjort med metoden beskrevet i NVE (2014). Snødybdemåleren i Skjelfjord har målt snødybde daglig kun siden 2008. Figur 6 viser resultatet av ekstremverdianalysen. 3-døgns snøfall med 20 og 40 års gjentaksintervall er beregnet til henholdsvis ca. 65 og 70 cm.

Ved å beregne 3-døgns snøfall basert på snødybdemålinger, og ikke basert på mm nedbør, omgås antagelsen om at all nedbør kommer som snø. Det er heller ikke behov for omgjøring fra mm nedbør til cm snø. I tillegg unngås antagelser om setning i snødekket gjennom et tredagers-intervall. 3-døgns snøfall basert på snødybdemålinger anses derfor som mest realistisk. Grunnet antagelsene som gjøres for å beregne 3-døgns snøfall basert på mm nedbør, blir resultatet ofte overestimert. Om disse verdiene skal benyttes til å estimere en potensiell bruddhøyde i løснеområder for snøskred, må det tas hensyn til skjønnsmessige påslag, som vindtransportert snø og økende snømengde med høyden.

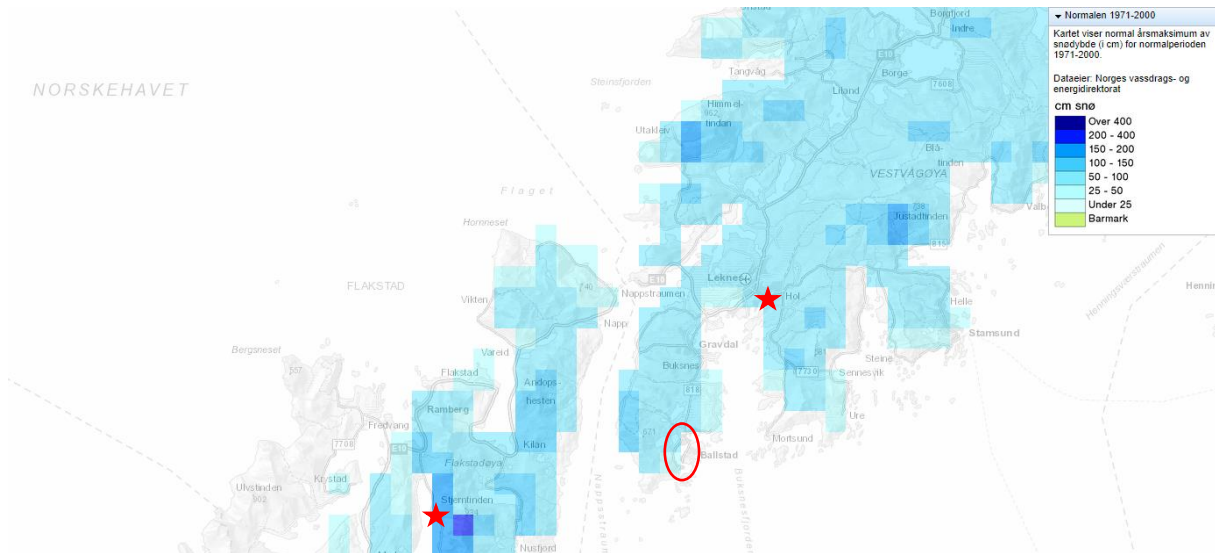


Figur 5: Beregnet 3-døgnsnedbør med ulike gjentaksintervaller for vintermånedene desember til april. Data fra www.eklima.no.



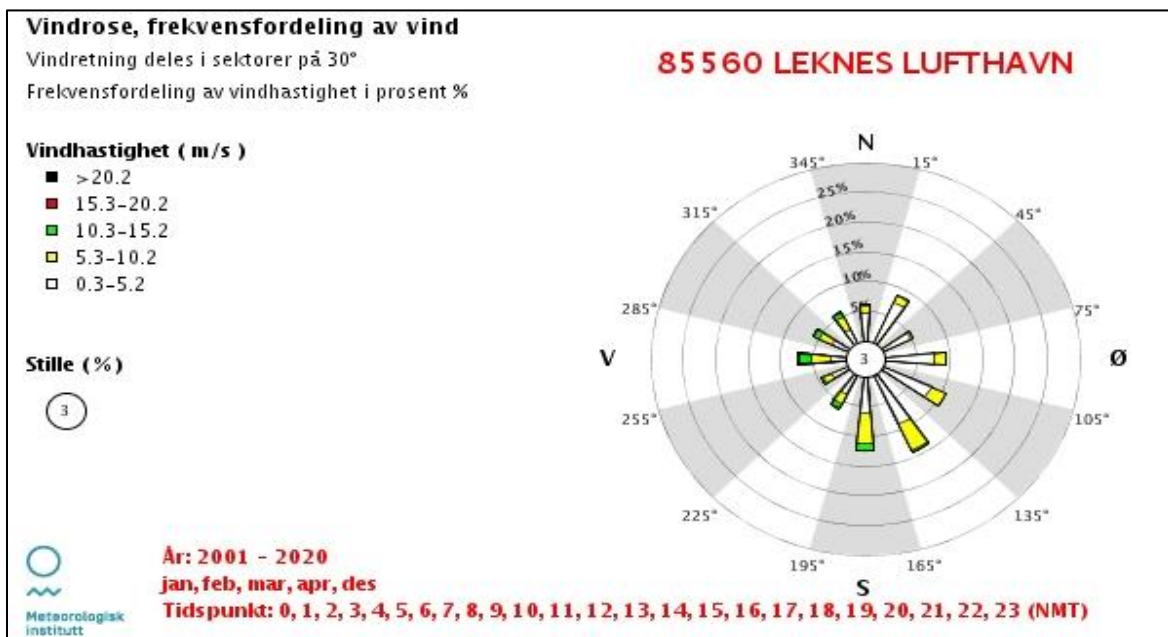
Figur 6: Ekstremverdianalyse av 3-døgns snøfall ved den meteorologiske stasjonen i Skjelfjord.

På xgeo.no er interpolerte værdata tilgjengelige. Normal årsmaksimum av snødybde for normalperioden 1971-2000 er beregnet til 100-150 cm. Dette stemmer godt overens med målte verdier ved stasjonene på Leknes og Skjelfjord. Den største målte snødybden gjennom stasjonenes operative tid er 98 cm og 130 for henholdsvis stasjonen på Leknes og ved Skjelfjord.



Figur 7: Normal årsmaksimum av snødybde i cm for normalperioden 1971-2000. Den aktuelle strekningen er vist med rød sirkel. De meteorologiske stasjonene er vist med røde stjerner.

Figur 8 viser dominerende vindretninger fra desember til april. Vindrosa viser ingen spesielt dominerende vindretning, men vind fra sørøstlig sektor virker noe mer fremtredende. Vindrosa viser ikke perioder med og uten nedbør. Lokalkunnskap i Lofoten tilsier imidlertid at polare lavtrykk, og vind fra NV, V og SV er nedbørsførende vindretninger vinterstid.



Figur 8: Vindrose fra desember til april ved Leknes lufthavn. Hentet fra www.eklima.no.

4 Skredfarevurdering (Tolkningsdel)

4.1 Snøskred

Snøskredhistorikk tilsier at det er en årlig sannsynlighet på 0,3 for at snøskred når veien. Det største dokumenterte snøskredet gikk i 1979. Avsetningene på veien er relativt godt dokumentert, men det finnes ingen bilder av utbredelsen til løснеområdet. Det vurderes at de tre konkave formasjonene nedenfor Fløya (270 moh.) er de mest aktuelle løснеområdene, men fjellsiden har en topografi og terrenghelning som gjør at snøskred kan løsne som flaskred av betydelig størrelse også andre steder ved sjeldnere tilfeller. I tillegg kan det forventes at mindre løssnøskred kan løses ut fra ryggformasjonene.

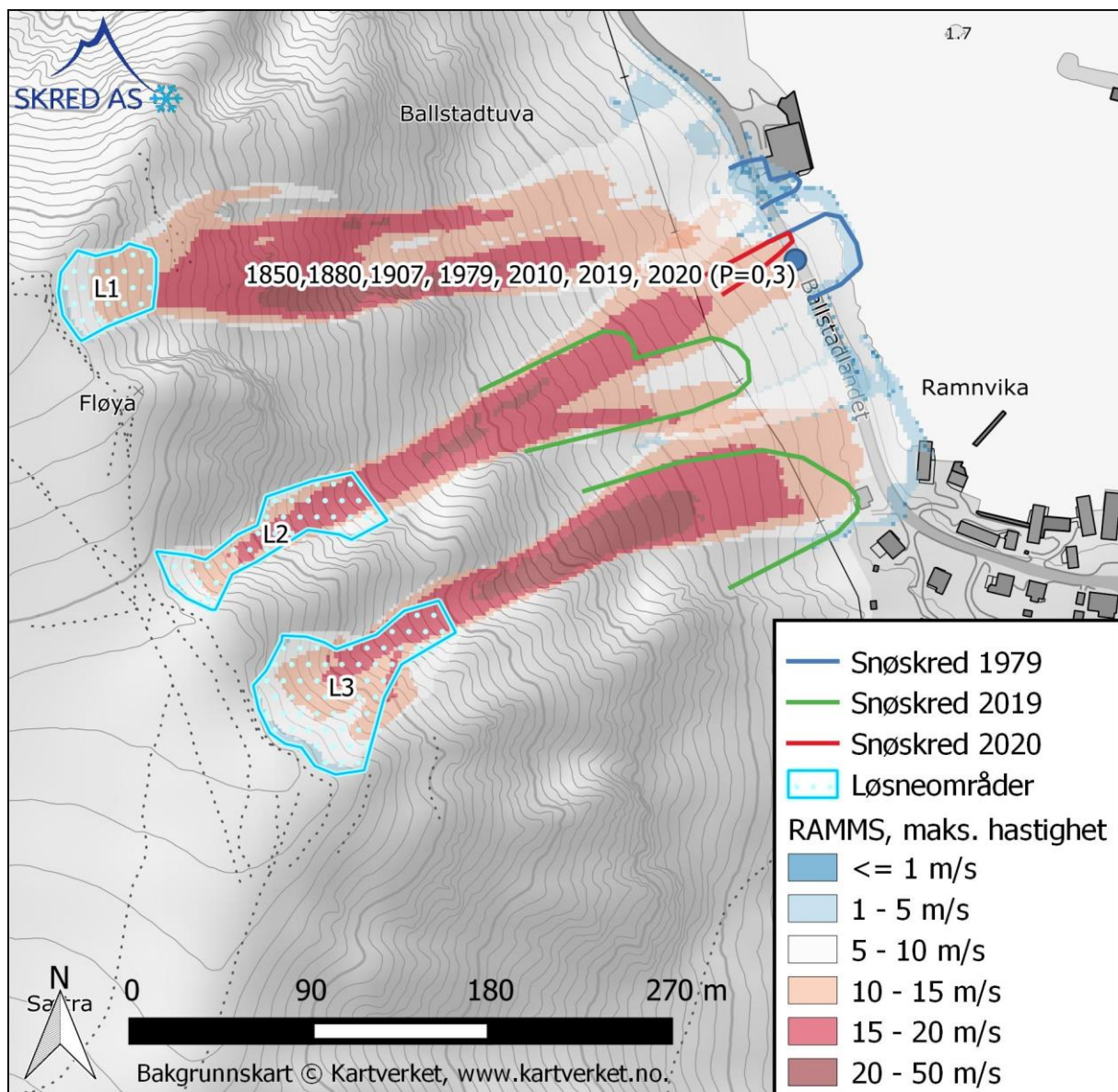


Figur 9: Bilde tatt fra helikopter i slutten av januar 2019, da det kom mye snø på kort tid og det gikk flere snøskred i området. De mest aktuelle løснеområdene er grovt skissert. Foto: Odd-Arne Mikkelsen, NVE

I et forsøk på å beregne mulig utbredelse av snøskred fra løśnieområdene, ble programvaren RAMMS tatt i bruk. Klimaanalysen ble benyttet som en indikasjon på mulig bruddkanthøyde, men justert for løśnieområdenes høyde over havet og vindtransportert snø. I Tabell 2 er inputparameterne for snøskred med gjentaksintervall på henholdsvis 5, 10 og 40 år oppgitt.

Tabell 2: Inputparametere i RAMMS for snøskred med ulike gjentaksintervall.

Gjentaksintervall	5 år			20 år			40 år		
3-døgns snøtilvekst	40 cm			60 cm			80 cm		
Høyde over stasjonene og vindtransportert snø	10 cm			15 cm			20 cm		
Bruddhøyde i RAMMS	50 cm			75 cm			100 cm		
Friksjonsparametere	10 – tiny			30 – tiny			30 – tiny/small		
Løsneområde nr.	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Volum m ³	1100	1800	2300	1700	2700	3500	2200	3500	4800
Simulering nr.	19	15	08	18	16	07	17	14	04



Figur 10: Eksempel på modelleringsresultat i RAMMS for snøskred med årlig sannsynlighet på 1/40 (simulering nr.17, 14, 04), samt omtrentlig skredutbredelse av skredhendelser som er dokumentert med bilder. Merk at det var flere små skred («sluff») i 2019 (Figur 9), som førte til at utbredelsen fremstår som veldig stor.

Figur 10 viser et eksempel på modelleringsresultat i RAMMS med antatt årlig sannsynlighet på 1/40. Modelleringsresultatet fra løснеområdet L2 stemmer godt overens med utredelsen av skredmassen fra snøskredet som gikk i 1979, som basert på skred- og klimahistorikk antas å ha en årlig sannsynlighet på ca. 40-50 år.

4.2 Steinsprang

Veien går både i foten av og skjærer stedvis gjennom skredavsetninger, som primært er antatt bygget opp av snøskred og steinsprang/steinskred. I havet, nedenfor veien, er det flere steinsprangblokker på opptil 5-6 m³. Det er kjent at det har gått fire steinsprang siste 50 år, men det er sannsynligvis flere da registreringer av steinsprang har vært mangelfull. De kjente steinspranghendelsene har hatt en blokkstørrelse som er langt mindre (<0,2 m³) enn de fleste blokkene i steinsprangura (0,5-2 m³). Et av de kjente steinsprangene som passerte veien, tilsier at steinspranget har hatt en viss spretthøyde selv langt ned i utløpet.

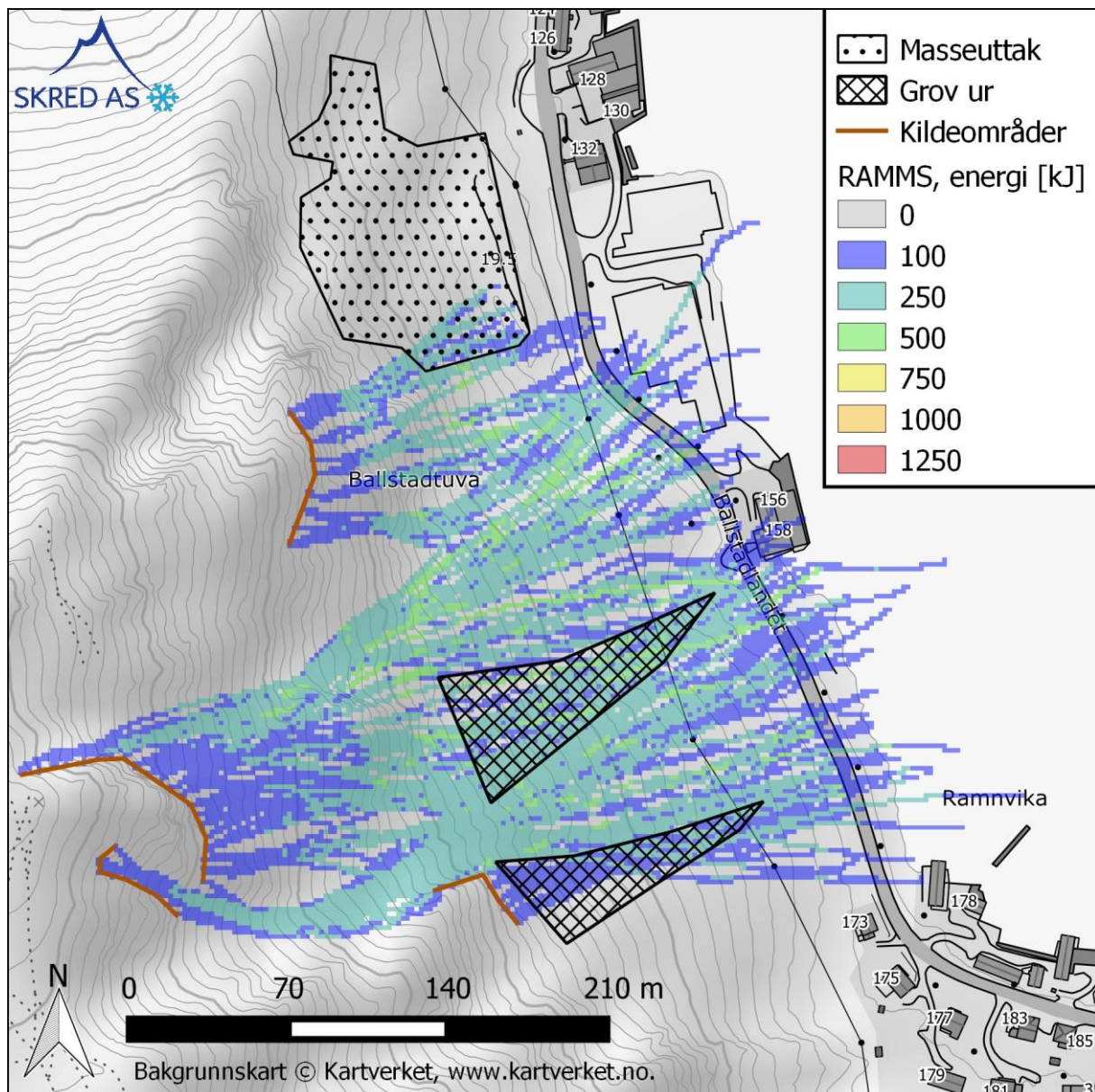
Ovenfor skredavsetningene er store deler av fjellsiden brattere enn 45°, som kan gi utfall av enkeltblokker eller større volum. De mest utpregede kildeområdene er grovt skissert i Figur 11. Under befaringen ble det spesielt ved K2 og K4 observert avløste blokker og ugunstig sprekkeorientering. Enkelte av de avløste blokkene hadde en størrelse på 1-2 m³.



Figur 11: Dronebilde med de mest aktuelle kildeområdene for steinsprang grovt skissert i rødt. Bilde viser tydelige steinsprangavsetninger ovenfor og nedenfor veien.

I et forsøk på å beregne mulig utbredelse og energi fra steinsprang, er programvaren RAMMS::Rockfall tatt i bruk. Bakkens ruhet ble klassifisert som «medium hard», med unntak

av massetaket og den grove delen av skredavsetningene. Disse ble klassifisert til henholdsvis «extra soft» og «hard». Det ble benyttet flate, rektangulære blokker (realflat1.77 og flat2.0) basert på avsetninger og bergmassens oppsprekking. Blokkstørrelsen ble variert mellom 0,2-5,0 m³. Figur 12 viser et eksempel på beregningsresultat med blokker på 0,2 m³. Selv så små blokker vil kunne nå veien, som stemmer overens med de kjente hendelsene. Modelleringsresultatet viser at blokkene på 0,2 m³ har en energi på opptil 500 kJ i det blokkene passerer veien. Tabell 6 oppsummerer blokkenes energi og spretthøyde for andre blokkstørrelser enn det som er vist i Figur 12.



Figur 12: Eksempel på beregningsresultat i RAMMS::Rockfall med 0,2 m³ blokker.

Både skredhistorikk og modelleringsresultater tilsier at snøskred og steinsprang kan nå veien. Det anbefales derfor at veien sikres i henhold til Statens vegvesen håndbok N200 (Vegdirektoratet, 2018) (kap. 2).

5 Dimensjonering av støtteforebygninger

5.1 Valg av type støtteforebygning

Det finnes stive støtteforebygninger og fleksible støtteforebygninger i nett (snønett). Fordelen med fleksible støtteforebygninger er at de er enkle å montere, og kan dimensjoneres til å tåle krefter fra steinsprang. Fordelen med stive støtteforebygninger er at de er noe lettere å tilpasse til topografien, samt at de sannsynligvis har noe lengre levetid.

Topografien i løснеområdene tilsier at det vil være stort behov for stedlige tilpasninger av støtteforebygninger. Dette er et erfaringsmessig ugunstig terreng for snønett, hvor nettene ville måtte splittes i mange seksjoner. Når det forventes lav sannsynlighet for steinsprang mot forbygningene med enkelte håndterbare unntak, anbefales bruk av stive støtteforebygninger med hensyn til praktisk gjennomførbarhet og kostnader. Det er i tillegg gunstig at det kan forventes noe høyere levetid for denne type konstruksjon.

På grunnlag av lav sannsynlighet for steinsprang mot støtteforebygningene, samt betraktninger om levetid og tilpasninger til terreng, er det i samråd med oppdragsgiver valgt stive støtteforebygninger.

5.2 Høyder

For bestemmelse av støtteforebygningenes høyde er det tatt utgangspunkt i anbefalingene gitt i utkastet til NVEs nye sikringshåndbok (ikke publisert), Defense Structures in Avalanche Starting Zones (WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2007) og The Technical Avalanche Protection Handbook (Rudolf-Miklau, Sauermoser, & Mears, 2015).

5.2.1 Høyder for snøskred med årlig sannsynlighet på 1/40

Klimaanalysen viste en 3-døgns nedbør og 3-døgns snøfall med 20-40 års gjentaksintervall på henholdsvis 115 mm og 75 cm. Normal årsmaksimum for snødybden i normalperioden 1971-2000 var 100-150 cm. For bestemmelse av snødybde i løснеområdene og nødvendig høyde på støtteforebygningene, må det også tas hensyn til vindtransportert snø og justere stasjonsverdiene til løснеområdenes høyde over havet. Siden nedbørsførende vindretning i området er fra vestlig sektor og det er et relativt stort henteområde vest for løснеområdene, vurderes potensialet for vindtransportert snø inn i løснеområdene som betydelig. Løснеområdene har en konkav form, som akkumulerer snø fra flere vindretninger. I tillegg tilsier erfaringer at det avsettes mye snø rundt stive støtteforebygninger. Selv om løснеområdene kun er ca. 200 moh, ligger mye av temperaturen rundt 0°C i området vinterstid slik at det kan forventes at noe av nedbøren som regn i lavlandet kommer som snø i løснеområdene. Det ble derfor besluttet å bruke 4 m høye støtteforebygninger (Dk 4,0 m) i de to øverste radene. Det ble vurdert å redusere høyden til Dk 3 m for radene under dette, da det ikke ble sett behov for Dk 4 m lengre ned i løснеområdet. Det ville krevd en ekstra rad med støtteforebygninger sammenlignet med å benytte Dk 4 m. Et grovt kostnadsestimat viste at kostnaden ville bli omtrent den samme. Det ble derfor besluttet å benytte Dk 4 m for alle radene, for å ta høyde for usikkerheter knyttet til snømengden i løснеområdene.

5.2.2 Høyder for snøskred med årlig sannsynlighet på 3/1000

NVE ble involvert i prosjektet mtp. på å kombinere skredsikringen for veien med skredsikring for nærliggende bebyggelse som tidligere er truffet av skred. NVE besluttet at skredsikringen da måtte dimensjoneres for skred med årlig sannsynlighet på 3/1000. Det ble ikke gjort detaljerte vurderinger for snødybden i løsnemrådene for snøskred med årlig sannsynlighet på 3/1000, men det ble på møte med NVE og Skred AS vurdert som tilstrekkelig å øke høyden på støtteforebygningene med 1 m. Dvs. at støtteforebygningene som i utgangspunktet var skissert med Dk 4 m og 3 m, ble økt til henholdsvis Dk 5 m (A1, A3, B1, B2, B3, C2, C3 og C5 i Figur 13) og Dk 4 m (resterende rader i Figur 13).

Det ble avdekket at Dk 5 m i terrenghelning opp mot 40-42° ga svært høye snølaste ved gitte belastningstilfeller (kapittel 5.4). Dette ville krevd heftige forankringer, som er svært kostnadsdrivende. Det ble derfor besluttet i samråd med NVE og Nordland fylkeskommune å benytte Dk 4 m for alle radene.

I tillegg til økt høyde på støtteforebygningene som i utgangspunktet var skissert med Dk 3 m må større deler av fjellsiden dekkes av støtteforebygninger for at sikringstiltaket tilfredsstillende en årlig sannsynlighet på 3/1000. Det kan i tillegg vurderes vinddrifttiltak (kapittel 5.2.3) dersom Dk 4 m på de øverste radene (A1, A3, B1, B2, B3, C2, C3 og C5) ikke vurderes tilstrekkelig for å sikre skred med årlig sannsynlighet på 3/1000. NVE planlegger å prosjektere og bygge dette på et senere tidspunkt.

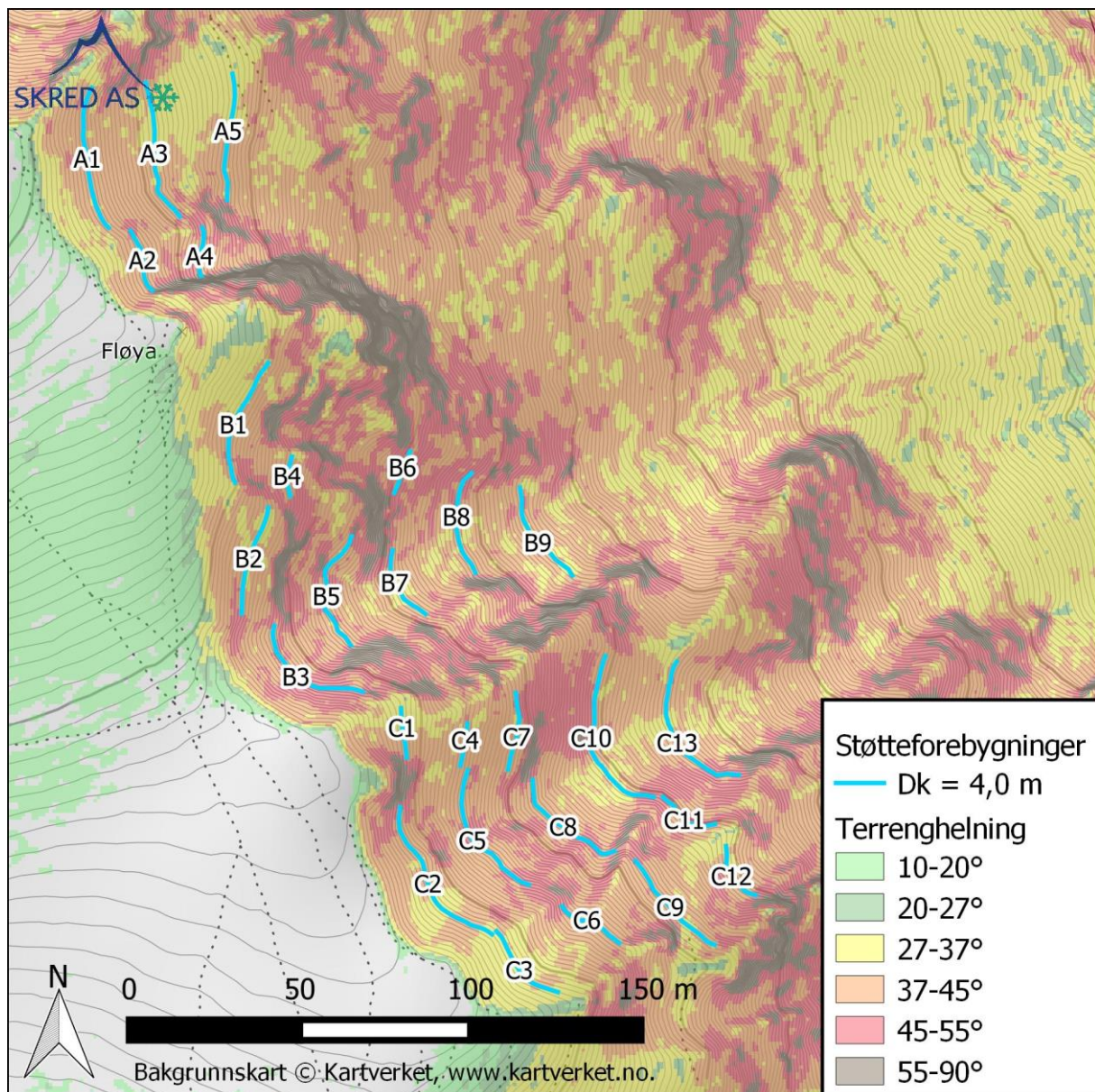
5.2.3 Behov for drivsnøhåndtering

Det har vært vurdert om håndtering av drivsnø kan være med på å redusere skredfrekvensen på veg alene, eller om det kunne blitt brukt til å redusere behovet for sikring.

Virkingen av drivsnøhåndtering er svært vanskelig å kvantifisere uten at det er testet over flere vintere. Det er også utfordringer knyttet til effekten av slike tiltak ved flere nedbørsførende vindretninger. I tillegg har tiltakene begrenset virkning utover vinteren, når snømengden øker og kapasiteten reduseres. Det ble i tidlig fase vurdert virvelskjermer, men pga. faktorene nevnt ovenfor var det ikke på nåværende tidspunkt grunnlag for å kunne redusere høyden på støtteforebygningene ved å benytte tiltak for å redusere mengden drivsnøen inn i løsnemrådene.

5.3 Lengder og plassering

Støtteforebygningenes lengde og plassering er gjort i henhold til Sveitsiske retningslinjer (WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2007) og The Technical Avalanche Protection Handbook (Rudolf-Miklau, Sauermoser, & Mears, 2015), og er vist i Figur 13, Tegning 301 og vedlegg 1.



Figur 13: Plassering av støtteforebygninger.

Tabell 3: Total lengde på prosjekserte støtteforebygninger.

Høyde Dk i m	Total lengde	Total lengde + 3% usikkerhet
4 m	813	837

5.4 Parametere for beregning av snølaster på støtteforebygninger

Det finnes ingen formelle anbefalte snøparametere for beregning av krefter på støtteforebygninger i Norge. Vi har utledet snøparametre basert på Sveitsiske retningslinjer (WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2007), vist i Tabell 4 benyttes. Disse skal brukes som grunnlag for dimensjonering av statikken i

støtteforbygningskonstruksjonen. Det legges opp til at hver enkelt entreprenør med sin leverandør gjør disse beregningene selv. Beregningene skal presenteres i en rapport som legges ved tilbudet.

Ved belastningstilfelle 1 er støtteforebygningene helt fylt med vintersnø. Ved belastningstilfelle 2 er støtteforebygningene fylt med vårsnø opp til 77% av vertikal snøhøyde. Ligninger til beregning av snølastene finnes i Defense structures in avalanche starting zones (WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF, 2007) eller The technical avalanche protection handbook (Rudolf-Miklau, Sauermoser, & Mears, 2015).

Iht. NVEs sikringshåndbok (foreløpig ikke utgitt) har N stor betydning for størrelse av lasten på støtteforbygninger. Sveitsiske retningslinjer brukes densiteten på 270 kg/m^3 og verdiene av N tar hensyn til det. Med normalt anvendt densitet i beregninger i Norge, på 400 kg/m^3 , er det ikke realistisk å bruke N verdiene i retningslinjene uten kritisk vurdering. Siden høy tetthet er lagt til grunn, er det grunnlag for å være mindre konservativ med glidefaktoren. Glidefaktoren kan derfor settes til 1,8 for vintersnø og 2.0 for vårsnø. Dette argumenteres for ved at en N-verdi på 2,6 (som tilsvarer glatt terreng i nordøstvendte heng) og en tetthet på 270 kg/m^3 gir omtrent samme last på støtteforebygningene som en N-verdi på 1,8 og en tetthet på 400 kg/m^3 .

Tabell 4: Snøparametere for beregning av snølaste på støtteforebygninger

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet
Høyde støtteforebygning vinkelrett på bakken	Dk	4,0	m
Terrenghelning	ψ	40 (gjennomsnittshelning)	°
Helning på støtteforebygning fra terrengnormal	γ	10	°
Belastningstilfelle 1: Støtteforebygningene er helt fylt med vintersnø			
Tetthet vintersnø	ρ_1	400	Kg/m^3
Glidefaktor vintersnø	N_1	1,8	
Verdi for vintersnø	$K_1/\sin 2\psi$	0,83	
Snøfaktor vintersnø	Ac_1	0,3	
Belastningstilfelle 2: Støtteforebygningene er fylt 0,77*vertikal snøhøyde med vårsnø			
Tetthet vårsnø	ρ_2	600	Kg/m^3
Glidefaktor vårsnø	N_2	2,0	
Verdi for vårsnø	$K_2/\sin 2\psi$	1,05	
Snøfaktor vårsnø	Ac_2	0,2	

5.5 Avvik fra prosjekteringsgrunnlaget

Ved bygging av støtteforebygninger tillates et avvik på inntil 2 m (målt langs bakken) fra prosjektert plassering.

6 Dimensjonering av steinspranggjerde

6.1 Lengder og plassering

Ved bestemmelse av lengde og plassering til steinspranggjerde er følgende faktorer forsøkt å ta hensyn til:

- Høydeforskjell lavere enn 1,5 m over en lengde på ca. 10 m
- Vinkelendring i horisontalplanet på mindre enn 15° mellom hver stolpe
- En horisontal avstand på minst 11-12 m fra ytterkant av høyspentlinjen til nærmeste del av steinspranggjerde (i dette tilfelle de øverste forankringene). Dette ble avklart mellom Nordland Fylkeskommune og Lofotkraft.
- Buffersone mot vei, samt vertikal avstand mellom steinspranggjerder, som skissert i Erfaringsrapport for oppsett av fanggjerder (Statens vegvesen, 2020)
- Horisontal overlapp mellom ulike steinspranggjerdeseksjoner på minst 5 m, som skissert i Erfaringsrapport for oppsett av fanggjerder (Statens vegvesen, 2020).
- Utenfor bebygde eiendommer
- Steinspranghistorikk, modelleringsresultater og feltobservasjoner
- NVEs vurderinger av steinsprangfaren mot leilighetsbygget med GBnr. 9/148. NVE vurderte at det måtte til et steinspranggjerde på 5000 kJ med minst 4 m høyde, for å sikre leilighetsbygget mot steinsprang med årlig sannsynlighet på 3/1000.

På grunnlag av faktorene nevnt ovenfor, var det nødvendig å dele steinspranggjerdet steinspranggjerdet i tre seksjoner. Figur 14 viser et forslag til plassering. Steinspranggjerde nr. 2 er presset til ytterkantene av anbefalt høydeforskjell mellom stolpene og vinkelendringer. Det må derfor påregnes justeringer (f.eks ved justering av fundamentet til stolpenes høyde eller ved å justere avstanden mellom stolpene) eller vurderes vinkelendringer og mulige støtteforankringer.

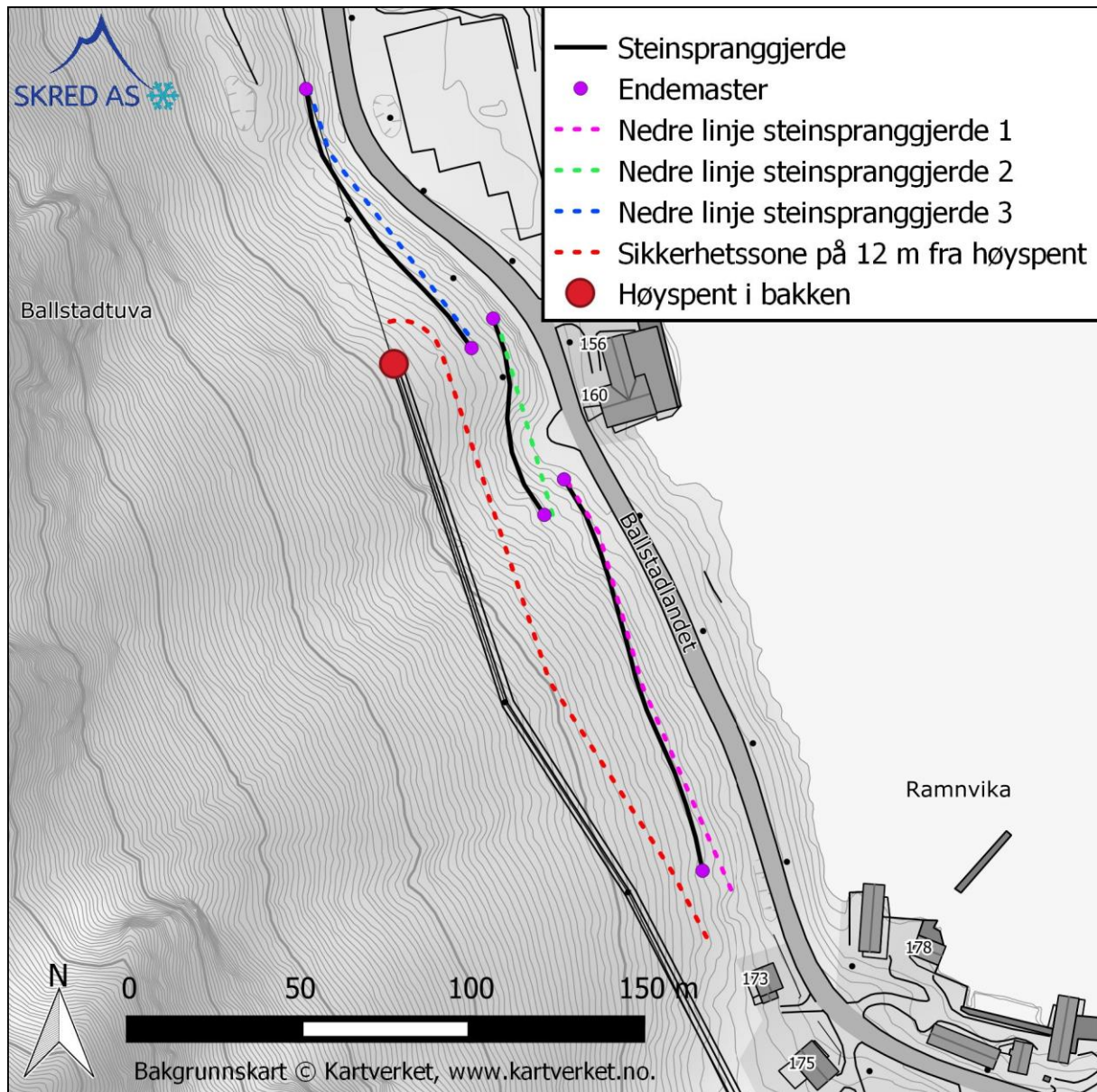
Steinspranggjerde er for det meste plassert i terreng med helning på ca. 20-27°. Steinspranggjerde nr. 2 passerer et område med helning på ca. 27-37°. Det er i dette området det må påregnes justeringer (se avsnittet over).

Steinspranggjerdene kan justeres innenfor angitte, stiplede linjer, og stikkes endelig ut i samråd mellom byggherre og entreprenør. Nedre grense av hvert steinspranggjerde er satt på grunnlag av topografiske forhold og en buffersone mot vei. Lofotkraft krever en sikkerhetssone på 11-12 horisontal meter fra ytterkant av høyspentlinjen til nærmeste forankring. Pga. dette, kan det f.eks være aktuelt å trekke nordenden av gjerde nr. 2 og sørenden av gjerde nr. 3 nordover.

Tabell 5: Oversikt over start- og stoppunkter. NTM13, NN2000.

Gjerde nr.	1	2	3
Styrke	2000 kJ	5000 kJ	2000 kJ
Lengde	122 m	61 m	92 m
Lengde + 3% usikkerhet for terrengtilpasning	126 m	63 m	95 m

Endestolpe i sør (x)	101310,6	101264,3	101243,0
Endestolpe i sør (y)	2122414,3	2122518,5	2122567,3
Endestolpe i nord (x)	101270,1	101249,3	101194,6
Endestolpe i nord (y)	2122518,5	2122576,0	2122643,2



Figur 14: Forslag til plassering av steinspranggjerde. Det legges opp til at steinspranggjerdene kan justeres innenfor angitte stiplede linjer. Forankringer ovenfor steinspranggjerdet må plasseres utenfor en sikkerhetssone på 11-12 horisontale meter fra ytterkanten av høyspentlinjen.

6.2 Valg av energikapasitet og høyde ovenfor vei

Modelleringsresultatene viser relativt lik kinetisk energi og spretthøyde langs steinspranggjerdene. Det er derfor ikke grunnlag for å justere gjerdets kapasitet eller spretthøyde på deler av strekningene.

Tabell 6 oppsummerer 95 % percentilen til ulike blokkstørrelser ved steinspranggjerdets plassering. Vi har valgt å bruke 95%-percentilen av resultatene fordelt etter en normalfordeling for å filtrere ut ytterpunktene i modelleringen. Det henvises til skredfarevurderingen for dimensjonerende blokkstørrelser. For å sikre veien mot steinsprang med årlig sannsynlighet på 1/40 er det valgt et gjerde med 2000 kJ energikapasitet med 4 m høyde. Dette er valgt på grunn av at:

- Kildeområdene og steinsprangavsetninger viser at det er potensial for langt større blokker enn det de kjente steinspranghendelsene tilsier
- Gjerdet da tåler blokker opptil ca. 1 m³ uten at det trengs vedlikehold og gjerdet har minimum 70% resthøyde (ca. 1/3 av gjerdets styrke, SEL-verdien iht. EAD340059-00-0106)
- Gjerdets høyde ligger da et sted mellom 90 og 95%-percentilen av det modelleringsresultatene viser. Vi vurderer det som tilfredsstillende da 1) den minst gunstige bakkefriksjonen i modelleringen er valgt, som også gir stor spretthøyde 2) kun en av de fire kjente steinsprangene har hatt en viss spretthøyde over veien og 3) steinsprang spretter over gjerdet kun en gang hvert 100 år (gitt årlig sannsynlighet på 1/10 på veien iht. historikk og at 1 av 10 blokker spretter over gjerdet, 90% percentilen for valgte blokkstørrelser er under 4,0 m).
- En høyde på 4 m, mot 5 m slik som 95% percentilen i modelleringsresultatene tilsier, gir bedre plass til gjerdets forankringer ovenfor gjerdet og nedenfor strømlinjen.

Tabell 6: Steinsprangblokkenes kinetiske energi og spretthøyde langs steinspranggjerdene angitt for 95% percentilen.

Blokkstørrelse	Kinetisk energi [kJ], Q95	Spretthøyde vertikalt [m], Q95	Spretthøyde vinkelrett på bakken [m], Q95
0,2 m ³	230	5,55	5,00
0,2-0,5 m ³	520	4,98	4,51
0,2-1,0 m ³	760	4,58	4,15
0,2-2,0 m ³	1450	4,73	4,28
0,2-5,0 m ³	2840	4,77	4,32

6.3 Valg av energikapasitet og høyde ovenfor bebyggelse

Som beskrevet i kapittel 6.1 vurderte NVE at det måtte til et steinspranggjerde på 5000 kJ med høyde på minst 4 meter, for å sikre leilighetsbygget med GBnr. 9/148 mot steinsprang med årlig sannsynlighet på 3/1000. Den årlige sannsynligheten for steinsprang ved bebyggelsen sør for steinspranggjerde nr. 1 (nr. 173 og 175 med GBnr. 9/7 og 9/44) er av

NVE vurdert å være lavere enn 3/1000, og at det dermed ikke trengs å sikres for valgt risikoakseptnivå.

6.4 Andre laster

Steinspranggjerdene er dimensjonert for å kunne bremse opp store punktlaster over en kort avstand. Steinspranggjerdene er derfor ved påkjenning av enkelte andre lasttyper utsatt for å kunne få skader fordi de ikke er prosjektert til å kunne ta opp slike laster. Spesielt laster fordelt over større areal kan gjøre at steinspranggjerdene skades eller må vedlikeholdes oftere. Typiske laster er statiske laster fra snøsig og dynamiske laster fra snøskred. Vi har gjort en vurdering av potensialet for slike laster i området.

Snøskred

Snøskredmodelleringer utført i RAMMS med bruddkanthøyde på 0,5 m fra små løsneområder (500 m²) nedenfor støtteforebygningene viser at skredmassene kan nå steinspranggjerdene 1, men ikke 2 og 3 slik modellen er satt opp. Skredmassene som når steinspranggjerdene nr. 1 er fordelt på fire tunger med bredde mindre enn 10 m. Utløsning av et skred i denne størrelsen vurderer vi som lite sannsynlig med gjentakintervall 1/40 gitt registrert skredaktivitet. På grunnlag av dette, samt begrenset mengde fra modellen som treffer gjerdet, vurderer vi det slik at snøskred nedenfor støtteforebygningene eller fra ryggformasjonene ikke vil kunne treffe steinspranggjerdene med gjentakintervall kortere enn 40 år.

Det presiseres at det er en restrisiko ved snøskred med årlig sannsynlighet lavere enn 1/40, og at slike, sjeldnere skred muligens kan nå gjerdene.

Snøsig

Maksimal målt snødybde på målestasjon i Leknes og Skjellfjorden er hhv. 98 og 130 cm. Steinspranggjerdene samler i noen grad snø på grunn av drivsnøeffekter gjennom vinteren. I tillegg kan det for deler av strekningen med steinspranggjerdene forventes at noen mindre snøskred når gjerdet ved sjeldne hendelser, og legger opp snø i nettet. Basert på dette forventer vi at det ved ugunstige vintre kan legge seg opp mot 1,5 m snø på bakken på oversiden av nettet og utgjøre en statisk snølast på konstruksjonene.

Terrenghelningen der steinspranggjerdene er planlagt varierer mellom 10 og 35°. Hoveddelen av steinspranggjerdene er plassert i terrenghelning slakere enn 25°. Ved terrenghelning slakere enn 15-25° behøves ikke steinspranggjerdene å tilpasses snøsig. Det vurderes derfor at det ikke er nødvendig å dimensjonere steinspranggjerdene mot snøsig.

7 Anleggsrelaterte forhold

7.1 Kabler, kraftlinjer mm.

Høyspentlinje

Det går en høyspentlinje langs hele strekningen der det planlegges steinspranggjerdet. Det har blitt besluttet å legge høyspentlinjen i bakken fra masten ovenfor GBnr. 9/148, blant annet for å slippe å bygge steinspranggjerdet på begge sider av høyspentlinjen. Selv om høyspentlinjen legges i bakken er det flere forhold som må tas hensyn til ved arbeid nært høyspentlinjen. Disse forholdene er belyst i Lofotkraft sitt svar på Nordland Fylkeskommune sine spørsmål (Lofotkraft, 2020). Alle arbeider nært høyspentlinjen må ta hensyn til de begrensningene som foreligger.

Steinspranggjerdet nr. 1 (Figur 14) er gjerdet lokalisert nærmest høyspentlinjen i den sørlige delen. De øverste forankringene er ca. 13-14 horisontale meter nedenfor høyspentlinjen. I nordenden av gjerdet er både forankringer og gjerdet mer enn 30 horisontale meter fra høyspentlinjen.

Den midtre delen av steinspranggjerdet nr. 2 (Figur 14) er nærmest høyspentlinjen. Forankringene nærmest høyspentlinjen, ca. de midtre deler av gjerdet, er på en avstand på ca. 13-14 m.

Steinspranggjerdet nr. 3 (Figur 14) bygges muligens over høyspentlinjen. Dette må tas hensyn til ved boring av gjerdets forankringer. Sjørenden av gjerdet er lokalisert nærmest høyspentlinjen, der høyspentlinjen går ned i bakken. Forankringen nærmest høyspentmasten er lokalisert på en avstand på 12-13 m. Det kan være aktuelt ved utstikning (kap. 6.1) å trekke nordenden av gjerdet nr. 2 og sjørenden av gjerdet nr. 3 nordover, for å få større avstand mellom høyspent og forankringer.

Lavspentlinje

I nordenden av steinspranggjerdet nr. 2 er det to stolper, som antas å føre lavspent.

Kabler

Vi kjenner ikke til at det er kabler under bakken. Kabelpåvisning bør vurderes langs traséen for steinspranggjerdet. Som beskrevet i avsnittet om høyspentlinjen, vil den legges i bakken fra masten ovenfor GBnr. 9/148. Steinspranggjerdet nr. 3 vil sannsynligvis passere over høyspentlinjen i bakken.

7.2 Anleggstekniske forhold

7.2.1 Adkomst, topografi og traséer

7.2.1.1 Steinspranggjerdet

Steinspranggjerdene skal plasseres i tilknytning til Fv. 818. Slik steinspranggjerdet er plassert i Figur 14, er steinspranggjerdet lokalisert innenfor en avstand på 20 m fra vestlig vegskulder. Traseene skal stikkes ut i samråd mellom entreprenør og byggherre, slik at det må forventes endringer fra det foreliggende grunnlaget.

Alle oppgitte mål tar utgangspunkt i vestlige vegskulder. Det er belyst muligheter for adkomst, boring og montering. Aktuell metode for utførelse må alltid vurderes spesielt av utførende entreprenør, med de begrensningene deres utstyr har. Det må også påregnes at endringer kan forekomme ved utstikking.

Steinspranggjerde nr. 1

Gjerdet er plassert mellom strømlinje og veg (Figur 14).

I søndre halvdel av gjerdet er det horisontal avstand 15-20 m, med høydeforskjell fra vegen på inntil 10 m. I den nordlige halvdel av gjerdet er horisontal avstand 8-15 m, med høydeforskjell på 2-10 m.

Gjerdet skal monteres i terreng som er 20-30° bratt. Traseen er plan, og går i overkant av en brattere skråning ned mot vegen. Det er i utgangspunktet ikke adkomst i form av anleggsvei til traseen. Traseen er såpass plan at dersom det sikres adkomst til traseen kan det være mulig å komme til med terrenggående maskin. Det må forventes å gjøre terrengtiltak og etablere enkel anleggsvei. Deler av traseen, muligens hele, har en slik nærhet til veg at det vil kunne være aktuelt å bore fra veg, forutsatt at utstyret har god rekkevidde for boring.

Steinspranggjerde nr. 2

Gjerdet er plassert mellom strømlinje og veg (Figur 14).

I søndre halvdel svinger traseen gjennom et større søkk hvor horisontal avstand fra veg er inntil 20 m. Her er det en liten grusplass som reduserer den reelle avstanden noe. Vertikal avstand fra veg til gjerdet er ca. 4-7 m.

Den nordlige halvdel av gjerdet er lokalisert 8-15 m horisontalt fra veg i sør, kortest ved den nordlige enden. Vertikal høydeforskjell fra veg er 5-7 m.

Gjerdet skal monteres i terreng som er 15-35° bratt. Terrenghelningen er brattest i søkket i midten av gjerdet. Det er i utgangspunktet ikke adkomst i form av anleggsveg til traseen, men fra den lille grusplassen kan det med enkle terrengtiltak være mulig å kjøre opp med enkelte typer maskiner hvis det må gjøres forberedende tiltak. På grunn av nærhet til veg og grusplass vil det kunne være aktuelt å bore med utstyr med god rekkevidde stilt opp på veg.

Steinspranggjerde nr. 3

Gjerdet blir plassert over nedgravd høyspentlinje (Figur 14).

Gjerdet er lokalisert 8-20 m horisontalt fra veg, og 5-10 m høydeforskjell. Kortest avstand og lavest høydeforskjell i den nordlige delen. Gjerdet skal monteres i terreng som er 20-30° bratt. Det er ikke adkomst i form av veg e.l. til området det skal etableres i. På grunn av nærhet til veg, vil det være aktuelt å bore med utstyr med god rekkevidde stilt opp på veg.

7.2.1.2 Støtteforbygninger

Det er ingen veier eller anleggsveier som adkomst til løsneområdene hvor forbygningene skal settes opp. Det må derfor forventes at transport av materiell, utstyr og montering må gjøres med helikopter. Aktuelt boreutstyr må derfor forventes å være mobilt utstyr.

Områdene for støtteforbygningene har en topografi med bratte rygger og større forsenkninger. Forsenkningene er i all hovedsak gresskledde og slette. Ryggene er noe spisse, men består for det meste av jevne, skrå flanker. Det er i liten grad større oppstikkende knauser e.l. der hvor forbygningene skal monteres.

Langs traséene for støtteforbygningene er terrenget i all hovedsak slett med noen unntak. Traséene er plassert slik at det er minst mulig høydeforskjell langs linjene. Det må likevel forventes å tilpasse høyden langs traséene.

7.2.2 Forventede grunnforhold

Det er ikke gjort grunnundersøkelser i forbindelse med prosjekteringen. Beskrivelsen av grunnforhold er gjort basert på visuelle observasjoner på befaringen. Det må derfor forventes at avvik fra det som er beskrevet kan forekomme.

I forbindelse med prøvetrekking er det planlagt å bore egne prøveankre fremfor å prøvetrekke ankre som skal brukes i konstruksjonene. Disse prøveankrene bør plasseres slik at en får en bedre oversikt over grunnforholdene før arbeidene starter og trasé for steinspranggjerdet er endelig bestemt.

7.2.2.1 Steinspranggjerdet

Steinspranggjerdene er for det meste plassert i foten av skredavsetninger, der løsmassemektigheten kan være betydelig. Bilder fra utgraving av ura like nord for området som skal sikres indikerer at løsmassemektigheten ved uras rot punkt kan være betydelig.

Steinspranggjerde 1

Ved steinspranggjerde 1 er det observert løsmasser langs hele strekningen, og ingen bergblotninger verken på innsiden eller i fjæra på nedsiden av vegen. Løsmassene er tolket som skredavsetninger med usikker mektighet. Det må derfor forventes betydelig mektighet av løsmasser. Vi vurderer mektigheten å være minimum 2,0 m langs hele traseen, og det kan ikke utelukkes at mektigheten stedvis overgår 4-5 m.

Løsmassesammensetningen må forventes å variere. Langs hele traseen er det observert blokker med størrelse opp mot 0,5-2,0 m³. I hovedsak er blokkene blandet med en større mengde finstoffholdig løsmasse. Observasjoner tilsier at det ikke er utstrakt mengde blokkur med store hulrom.

Steinspranggjerde 2

I den sørlige enden er det blokkstørrelse i overflaten på 1-2 m³ i en forsenkning og et løsmassedekke med en del hulrom. I den nordlige delen er det observert berg i en

bergskjæring langs Fv. 818. Det forventes derfor minimal løsmassemektighet, antatt under 1,0 m.

Steinspranggjerd 3

I den sørlige delen er det observert berg i en bergskjæring langs Fv. 818. Det forventes derfor minimal løsmassemektighet, antatt under 1,0 m. Den nordre del av traseen avsluttes i starten av vollen, som er bygget opp av lokale skredmaterialer. Løsmassemektighet antas derfor i dette området å være betydelig, over 4-5 m.

7.2.2.2 Støtteforbygninger

Støtteforbygningene skal plasseres øverst i fjellsiden. Basert på visuelle observasjoner under befaringen, fra blant annet erosjonssår, er det antatt grunt (<0,5 m) til berg for de øverste støtteforebygningene, samt de støtteforebygningene som er plassert ut mot sidene av forsenkningene. Midt i forsenkningene kan det være løsmassemektighet på opptil 1 m. I noen få områder antas det at løsmassedekket kan være dypere enn 1 m, men omfanget av dette forventes å være begrenset.

Ut fra observasjoner på befaringen fremstår løsmassene som hovedsakelig finkornet forvittringsmateriale, med en sandig sortering. Det er observert noe stein, men det forventes ikke omfattende mengder blokk i løsmassene.

Øverste del av berget forventes å være dagforvitret, ut fra observasjoner av blottlagt berg på sidene av rennene. Øverste del av berget kan derfor oppleves som løst under boring.

7.3 Arbeidsrekkefølge

Det er hus og veg nedenfor arbeidsområdet. Det skal utføres arbeid både oppe og nede i fjellsiden. Det er laget en rekkefølgebestemmelse for å ivareta sikkerhet for arbeidere og 3.part. Det vises til rekkefølgebestemmelse i beskrivelse (konkurransesgrunnet) og SHA-plan.

7.4 Arbeidssikring

Steinspranggjerd

Steinsprang utløses oftest ifm. kraftig nedbør som regn, kraftig snøsmeltinger eller ved frostsprengning. Ved utarbeidelse av SHA-plan bør det settes en form for restriksjon på arbeid ved vær som kan gi økt sannsynlighet for utløsning av steinsprang. 30 mm døgnedbør kan vurderes å brukes som en terskelverdi for midlertidig stans i arbeidet.

Støtteforbygninger

Støtteforbygningene ligger i hovedsak ikke utsatt til for skred ut over snøskred. Det er noen oppsprukne berghammere ovenfor støtteforbygning B6, hvor vi vurderer at det kan løsne steinsprang i en kort tidshorisont. Stein som løsner herfra kan skade støtteforbygningene, og anbefales sikret med bolter. Det anslås svært grovt 8-15 antall bolter med 2-4 m lengde. Siden modelleringsresultater (Figur 12) viser at steinsprang fra dette området ikke treffer husene sør for steinspranggjerdene (nr. 173 og 175 med GBnr. 9/7 og 9/44), kan også rensk

vurderes. Sikringstype og mengde bestemmes av byggherre og entreprenør i samråd på stedet under utførelse.



Figur 15: Bilde av berghammeren der det er aktuelt med arbeidssikring ovenfor støtteforebygning B6.

7.5 Sikkerhet 3. part (hus etc.)

Steinspranggjerdet nr. 2, ovenfor GBnr. 9/148, settes opp før montering av støtteforebygningene begynner.

Den årlige sannsynligheten for steinsprang ved bebyggelsen sør for steinspranggjerdet nr. 1 (nr. 173 og 175 med GBnr. 9/7 og 9/44) er av NVE vurdert å være lavere enn 3/1000. Dette innebærer at det er svært lav sannsynlighet for at steinblokker som settes i bevegelse, eller gjenstander som mistes ifm. montering av støtteforebygningene C1-C13, når bebyggelsen. Det er derfor vurdert at det ikke er behov for sikring av huset når arbeidet pågår.

8 Forankringsløsninger og dimensjonering

8.1 Vurdering av fundamenteringsmedium

Basert på visuelle observasjoner på befaring (kap. 7.2.2), forventes det at støtteforbygningene i sin helhet forankres i berg.

Steinspranggjerdene skal etableres et sted hvor det potensielt er stor løsmassemektighet. Som hovedregel anbefales det å forankre gjerdene i berg. Dette for å redusere usikkerhet mht. grunnforhold da observasjoner tilsier at det stedvis kan være løsmasser med hulrom. Løsmassesammensetningen kan forventes å endre seg noe langs traseen. Vår vurdering er at det ved løsmassemektighet over 6 m bør vurderes å forankres i løsmasser, men dette må avklares med geotekniker. Omfanget av løsmasser med mektighet over 6 m vurderes å være begrenset, men betydelig større mektighet kan muligens forekomme. Dersom det påtreffes betydelig mektighet løsmasser under utførelse, må det dimensjoneres forankringer i løsmasser.

8.2 Grunnundersøkelser og prøveankre

Det er ikke gjort grunnundersøkelser i forbindelse med prosjekteringen.

Vi anbefaler at prøvetrekkingen av det valgte forankringssystemet gjøres ved å bore egne prøveankre før arbeidene starter opp. Hovedsakelig er bakgrunnen HMS, fordi prøveankrene kan plasseres i områder med minst mulig risiko for steinsprang. Tidligere erfaringer tilsier også at forankringer som skal brukes i konstruksjonen kan ta skade av prøvetrekking, og grunnen i området rundt kan utsettes for erosjon som følge av skader. I tillegg kan løsmassemektigheten undersøkes før oppstart av selve arbeidene med steinspranggjerdet. Oppdages det i forbindelse med boringen av prøveankre at løsmassemektigheten tilsier at deler av gjerdet bør ha løsmasseankere, kan opplegget med prøveankre tilpasses det og dimensjoneres basert på funnene fra prøvetrekkingen.

Vi anbefaler at det bores minst 10 prøveankre for steinspranggjerdet og 6 prøveankre for støtteforbygningene. Totalt minimum 16 prøveankre, men flere kan vurderes for å undersøke variasjonen i grunnforhold spesielt langs steinspranggjerdetraseen.

Prøveankrene skal være av samme type som det er planlagt å bruke til hhv. steinspranggjerdet og støtteforbygningene. Det skal også testes ulike ankersystemer hvis det planlegges flere forskjellige typer forankringsløsninger for samme konstruksjon. For eksempel for bakanker og i fotplate til steinspranggjerde.

NFK er ansvarlig for spesifisering av eventuelle forankringer i løsmasser og eventuelt justering av behov for prøveankre med hensyn på dette.

8.3 Dimensjonering av forankringsløsninger i berg

Både steinspranggjerdet og støtteforbygninger må forankres for å kunne oppfylle den nødvendige funksjonen. Det mest vanlige er å bruke kraftige bergbolter eller selvborende stag forankret i berg. Wireanker brukes i noen tilfeller for steinspranggjerdet.

Leverandører av steinspranggjerdar oppgir karakteristisk last for hver type forankringspunkt for sine systemer. Siden leverandør, og dermed nødvendig kapasitet for de ulike forankringspunktene, ikke er kjent på forhånd, må dimensjoneringen gjøres etter at systemet er valgt.

Ankerlastar for stive støtteforbygninger avhenger av geometrien til det valgte systemet, og aktuell snølast. Geometrien til systemet vil kunne avhenge noe av hvordan leverandøren setter opp systemet, og dermed vil ankerlastene kunne være noe ulike.

For å få en optimal løsnings for forankringene til begge typer konstruksjoner er lagt opp til at entreprenør har ansvar for å dimensjonere en forankringsløsning til sitt system. Nedenfor er det oppgitt parametere for geologiske forhold og snølastar som skal brukast, dimensjonering må utføres etter aktuelt regelverk.

Det er kun forankringar i berg som skal dimensjoneres. Eventuell dimensjonering av forankringsløsning i løsmasser gjøres ved behov etter prøveboring avdekkar eventuelt behov.

Regelverk

Dimensjoneringen skal ta utgangspunkt i følgende regelverk:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner- Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013 +NA:2016: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler
- Veileder V220: Geoteknikk i vegbygging, Statens Vegvesen 2018
- Defense Structures in avalanche starting zones, SLF 2007

Beregningsparametere for geologiske forhold

For beregning av nødvendig forankringslengde i berg skal det benyttes følgende parametere som tar hensyn til geologiske forhold:

- Dimensjonerende, karakteristisk heftfasthet mørtel-berg for granitt iht. V220: $\tau_{d,m-b} = 1,6 \text{ MPa}$ (materialfaktor som er benyttet $\gamma = 1,25$)
- Bergets bruddvinkel iht. V220: $\varphi = 45$
- Heftfasthet på bruddplan iht. V220 $\tau_k = 100 \text{ kPa}$

Dette ligger til grunn for beregning av nødvendig kapasitet til forankringene til konstruksjonene.

Som dokumentasjon av løsningen skal det leveres en dimensjoneringsrapport. Rapporten skal foreligge i forkant av boring av prøveankre. Rapporten skal minimum inneholde

- Beskrivelse av valgt forankringsløsning for alle konstruksjoner inkludert metode for utførelse.
- Nødvendige krefter for alle typer forankringer
- Beregninger som dokumenterer at valgt forankringsløsning er tilstrekkelig iht. aktuelt regelverk

Spesielle krav til forankringsløsningene

Til forankringene til støtteforbygningene skal det brukes foringsrør der ankrene er boret gjennom løsmasser.

9 Konklusjon

Nordland fylkeskommune ønsker å sikre en skredpunktet Ballstadura strekning på Fv. 818 ved Ballstad i Vestvågøy kommune. Skred AS ble i første omgang bedt om å dimensjonere en fangvoll. Med bakgrunn i en kostnadsvurdering valgte Nordland fylkeskommune heller å arbeide videre med et sikringsalternativ bestående av støtteforebygninger og steinspranggjerdje. Nordland fylkeskommune har nå bedt Skred AS om bistand til å detaljprosjekttere dette sikringsalternativet. Nordland fylkeskommune har besluttet å sikre vegen mot skred slik at den totale årlige sannsynligheten for skred på strekningen blir lavere enn 1/20.

NVE ble involvert i prosjektet mtp. på å kombinere skredsikringen for veien med skredsikring for nærliggende bebyggelse. NVE besluttet at skredsikringen da måtte dimensjoneres for skred med årlig sannsynlighet på 3/1000. NVE har gitt input til skredfaglige vurderinger slik at skredsikringen er tilstrekkelig til at den på et senere tidspunkt kan oppgraderes til å tilfredsstillende ønsket sikringsnivå.

Det er prosjektert til sammen 813 m Dk 4m støtteforebygninger i tre løseområder for snøskred. Steinspranggjørdene er prosjektert med en styrke og høyde på henholdsvis 2000 kJ og minst 4 m ovenfor veien, og 5000 kJ og minst 4 m ovenfor bebyggelsen.

10 Referanser

- Christen, M., Kowalski, J., & Bartelt, P. (2010). RAMMS: Numerical simulation of dense snow avalanches in three-dimensional terrain. *Cold Reg. Sci. Technol.*, ss. 63, 1–14.
- DiBK. (2020). *Byggteknisk forskrift med veiledning (TEK17)*. Hentet fra <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- Lofotkraft. (2020). *Fv 818 Ballstadura, skredsikring, plassering steinsprangnett*. Svolvær.
- NGI. (1981). *80442-1 Rv. 818 mellom Ramnvika og Reinsjøen ved Ballstad. Vurdering av skredfare*.
- NGU. (2020a). *Nasjonal begrunnsdatabase*. Hentet fra <http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/>
- NGU. (2020b). *Nasjonal løsmassedatabase*. Hentet fra <http://geo.ngu.no/kart/losmasse/>
- NVE. (2014). *Hvordan beregne ekstremverdier for gitte gjentaksintervall?*
- NVE. (2020). *NVE Atlas*. Hentet fra <https://atlas.nve.no/>
- Rudolf-Miklau, F., Sauermoser, S., & Mears, A. I. (2015). *The Technical Avalanche Protection Handbook*. Ernst and Sohn .
- Statens vegvesen. (2014). *Retningslinjer for risikoakseptkriterier på veg, NA-rundskriv 2014/08*.
- Statens vegvesen. (2020). *Erfaringsrapport om oppsett av fanggjerd*.
- Statens vegvesen. (2020). *Vegkart*. Hentet fra <https://vegart.atlas.vegvesen.no/#kartlag:geodata/@600000,7068114,3>
- Vegdirektoratet. (2018). *Håndbok N200 - Vegbygging (juli 2018)*.
- WSL Swiss Federal Institute for Snow and Avalanche Research SLF. (2007). *Defense structures in avalanche starting zones*. Bern: SLF.