



SKREDSIKRING OG FUNDAMENTERING I PERMAFROST

CASE: Arktiske strøk - Longyearbyen, Svalbard
Kompendium: 2016 - 12

ALMAVIVA AS

Trygghet og fremkommelighet der mennesker ferdes og bor

FORORD

Dette kompendiet er utarbeidet på oppdrag fra Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE). Målgruppene for dokumentet er ellers studenter innen ingeniørfag, geologi, geoteknikk og naturgeografi, samt alle andre som ønsker å sette seg inn i fundamenterings- og sikringsproblematikk i strøk med permafrost.

I følge prognosene om klimaendringer vil permafrosten blir varmere og det aktive opptiningslaget vil bli dypere. Dette vil by på spesielle utfordringer knyttet til alle bygningskonstruksjoner i Arktis.

Som spesielt «case» har vi tatt utgangspunkt i skredsikringsløsninger i Longyearbyen på Svalbard. Vi beskriver en rekke eksempler herfra, med forslag til alternative sikringsløsninger. Vi har også antydnet størrelsesorden på kostnader ved ulike former for sikring.

Ved beskrivelsene av ulike sikringstiltak i dokumentet, viser vi til retningslinjer og litteratur som gir mer detaljerte opplysninger om beregningsmetoder og utførelse. Vi viser også til beregninger og utførelse av fundamentering i permafrost og dimensjonering av forbygninger mot skred, foretatt av andre enn forfatteren av dette dokumentet.

Drammen 15.12.2016

Jan Otto Larsen

INNHold

Sammendrag	4
1 Introduksjon	5
2 Permafrost og klimaendringer	6
3 Fundamenteringsløsninger i permafrost	7
3.1 Generelt om grunnforhold og endring i aktivt lag som følge av klimaendringer	7
3.2 Fundamenter på permafrost	9
3.3 Fundamenter i nærheten av elver og vann	17
3.4 Fundamentering i skrånende terreng	18
4 Sikringstiltak mot skred	19
4.1 Sikringsmetoder mot Snøskred	20
4.1.1 Varsling og utløsning av skred	20
4.1.2 Skjerming	20
4.1.3 Forbygninger i skredløsneområde	23
4.1.4 Sikring i skredbanen	30
4.1.5 Sikringstiltak i utløpsområde	32
4.2 Sikring mot sørpeskred	35
4.3 Sikring mot flomskred	37
4.4 Sikringsmetoder mot steinskred og fjellskred	41
5 Skredsikring i Arktis med eksempler fra Svalbard	42
5.1 Skredsikring utført i Longyearbyen	42
5.2 Mulighetsstudie av tiltak i Longyearbyen	45
5.2.1 Generelt om krav til sikkerhet	45
5.2.2 Sikringsmuligheter ovenfor husene i veg 230 og nord i veg 228 i Lia	46
5.2.3 Sikring av bebyggelsen mellom veg 222 og 228 i Lia	49
5.2.4 Skredsikring av bebyggelsen i veg 222 og 219 mot sørpeskred i Vannledningsdalen	52
5.2.5 Skredsikring i Nybyen	54
5.2.6 Sikring av barnehagen og formannsbrakka ved kirken	55
5.2.7 Sikring av vegen til SVALSAT på Platåfjellet	56
5.3 Konkusjon om sikring i Longyearbyen	57
5.3.1 Lia boligfelt	57
5.3.2 Vannledningsdalen	58
5.3.3 Nybyen	58
5.3.4 Barnehagen og Formannsbrakka ved kirken	58
5.3.5 Vegen til SVALSAT	58
Referanser	59

SAMMENDRAG

Arktiske områder har et permanent frossent jord- eller fjell-lag (permafrost), under et overflatedekke som fryser vinterstid og smelter sommerstid. Fundamentering av infrastruktur som bygninger, bruer, flom- og skredsikringstiltak, byr her på ekstra utfordringer.

Dette dokumentet er formet som et kompendium med det formål å gi en oversikt over alternative fundamenteringsmetoder, vurdering av skredsikringsmetoder mot naturfarer i Arktis, samt å beskrive sikringstiltak.

Kompendiet gir bl.a. et bilde av de utfordringer som er ved å tilfredsstille kravene som legges til grunn gjennom Plan og bygningsloven, og Byggeteknisk forskrift Tek 10, og kan brukes som veiledning for skredsikring med særlig vekt på områder med permafrost.

I kompendiet tar vi utgangspunkt i prognosene for et endret klima i Arktis med høyere temperaturer, økte nedbørsmengder og høyere frekvens av stormperioder som fører til gradvis økt opptiningslag, varmere permafrost, og større risiko for naturfarer som snø-, flom- og steinskred. Vi har sett at en økt frekvens av nedbør som regn vinterstid, har ført til økt fare for sørpeskred. Et varmere klima får også innflytelse på grunnforholdene, noe som fører til endret dybde på det aktive opptiningslaget samt varmere permafrost, som igjen gir redusert bæreevne ved fundamentering.

I beskrivelsen av fundamenteringsløsninger i permafrost og av skredsikringstiltak, vises det til eksempler fra inn- og utland. Flere av illustrasjonene i kompendiet er også hentet fra supplerende litteratur og veiledninger.

For å estimere kostnader ved de ulike tiltak som vi beskriver, er det innhentet enhetskostnader fra prosjekter i Statens vegvesen Region Nord, fra Hammerfest kommune, og opplysninger om utførelse og kostnader i Sveits og Østerrike.

Ved vurdering av sikringsnivå ved de enkelte beskrevne tiltakene, er det tatt utgangspunkt i skredsonerplanene for Longyearbyen som er utarbeidet av Multiconsult AS i 2016.

Longyearbyen fungerer som *case* for dokumentet.

1. INTRODUKSJON

Dette kompendiet gir en innføring i hvordan skredsikring kan utføres i permafrostområder i Arktis. Utgangspunktet er en innføring i begrepet permafrost og de utfordringer som ligger i å bygge i et Arktisk miljø der marka tiner sommerstid, og fryser vinterstid. Det blir dessuten gjort en kort studie av hvordan opptiningslaget vil kunne øke med de antatte klimaendringer der det forventes et varmere klima med økt nedbørsmengde og varmere permafrost.

Fundamentering på permafrost blir viet oppmerksomhet gjennom en rekke eksempler fra Svalbard, der ulike løsninger er brukt, og hvor det i enkelte områder er skader som følge av feil bruk av metode.

De ulike konstruksjoner som brukes i sikring mot snø-, sørpe-, flom-, stein- og jordskred blir gjennomgått, og det spesielle ved fundamentering i Arktiske strøk blir diskutert. Det vil ikke bli lagt vekt på dimensjonering av konstruksjonene da det vil bli henvist til litteratur der dette beskrives i detalj.

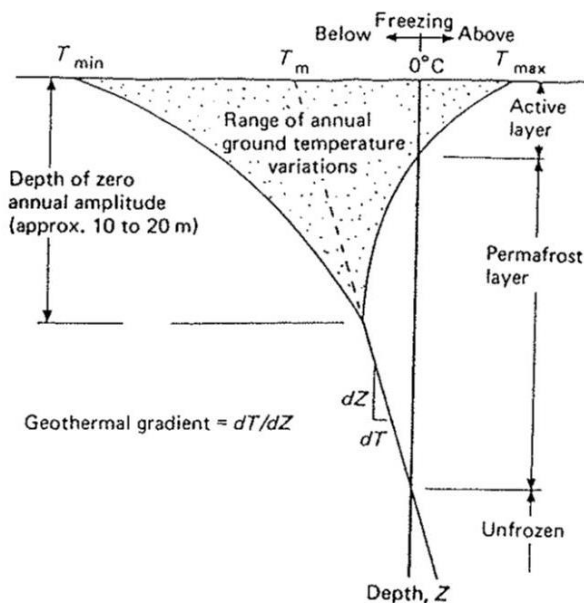
Som avslutning blir det vist noen eksempler på hvordan skredsikringstiltak kan utformes på ulike steder i Longyearbyen der det har vært flere ulykker som følge av at skred har gått ned i bebyggelsen. Knyttet til disse eksemplene blir det gjort beregninger av utforming og dimensjoner på konstruksjonene samt noen grove kostnadsestimer beregnet ut fra dagens priser.

I eksemplene vil det bli tatt utgangspunkt i de skredsoneplanene som er utarbeidet av Multiconsult AS for Longyearbyen (Hannus 2016), der den årlige nominelle sannsynlighet for skred er beskrevet.

2. PERMAFROST OG KLIMAENDRINGER

Permafrost defineres som frossen jord eller fjell som har temperaturer under 0°C i minimum 2 vintre og en mellomliggende sommer (Andersland and Ladanyi, 2004). I Arktis defineres permafrosten som kontinuerlig, diskontinuerlig eller sporadisk avhengig av utbredelsen. På Svalbard er det bare kontinuerlig permafrost med dybder som varierer fra et nullpunkt ved strandsonen til flere hundre meter oppe i dalene og i fjellet. Over permafrosten er det et opptiningslag der den frosne jorden eller fjellet blir utsatt for smelting om sommeren og der isen i massene går over i vannfase som påvirker poretrykket i det aktive laget.

Opptiningslaget kalles «Aktivt lag» og har en dybde som avhenger av tinetemperatur og lengde på tineperioden (Figur 1). Dybden på det Aktive laget i Arktis varierer sterkt, men for Svalbard er den mellom 1 og 2 m. Opptiningen beskrives ved en tineindeks I_{at} (airthaw) med benevnelsen $d^{\circ}\text{C}$ (dager-grader Celsius). Eksempelvis vil en sommersesong med en lengde på 4 måneder fra juni til og med september med 122 dager og en gjennomsnittlig lufttemperatur på $3,3^{\circ}\text{C}$ (normalperioden 1960-90) ha en tineindeks på $I_{at} = 402$ (dager $\cdot^{\circ}\text{C}$).

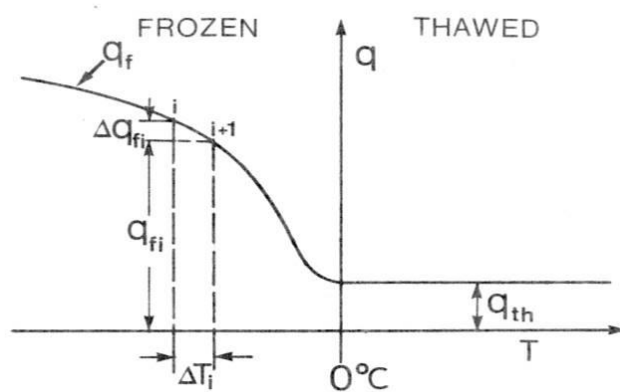


Figur 1. Temperaturprofil i permafrost med aktivt overflatelag (Andersland and Ladanyi, figur 1-6).

Klimaendringer med lengre somre og økende temperatur i sommersesongen vil etter prognosene fra Meteorologisk Institutt (Førland et. al 2009) medføre at det Aktive laget øker i dybde framover. Dessuten vil temperaturen i permafrosten øke som følge av den forventede oppvarmingen (Isaksen et.al. 2016). Etter Isaksen (2016) har det vært en temperaturøkning ved Svalbard lufthavn mellom gjennomsnittet for perioden 1971- 2000 og perioden 2001 – 2015 på $1,4^{\circ}\text{C}$ i sommermånedene og $4,6^{\circ}\text{C}$ i vintermånedene med en gjennomsnittlig økning i årstemperaturen på $2,5^{\circ}\text{C}$. Denne økningen forventes å fortsette fram gjennom vårt århundre, og komme opp i mellom 4°C og 8°C mot 2100. Størst ventes temperatur-endringen å bli vinterstid. Dybden på det aktive laget øker også som følge av

temperaturendringer, og ved målestasjonen Jansonhaugen i Adventdalen har dybden på det aktive laget økt fra 1,6 m til 1,9 m på 17 år (Isaksen 2016). Denne økningen i dybde antas å fortsette, og prognosene er at dybden vil øke til mer enn 2,5 m mot slutten av dette århundre. Dessuten har permafrosten blitt varmere, og ettersom bæreevnen til fundamenter på permafrost er avhengig av temperaturen i den frosne jorda, så har dette stor betydning for fundamentering av infrastruktur i permafrost (Figur 2).

Maksimumstemperaturen i 5 m dybde i målestasjon Jansonhaugen har økt fra $-4,2^{\circ}\text{C}$ til $-3,0^{\circ}\text{C}$ de siste 17 årene, og antas å nærme seg -2°C i løpet av dette århundre hvis denne oppvarmingen fortsetter (Isaksen 2016). Dybden på det aktive laget, og oppvarmingen av permafrosten i fjell vil bli dypere inn i jord på grunn av ledningsevnen, så samme dybde er ikke registrert i løsmassene i Longyeardalen og Endalen som i Jansonhaugen.



Figur 2. Skjematisk frossen styrke i jord i relasjon til temperatur (Andersland and Ladanyi 2004, figur 5-35).

3. FUNDAMENTERINGSLØSNINGER I PERMAFROST

3.1 Generelt om grunnforhold og endringer i aktivt lag som følge av klimaendringer

For enhver fundamentering på permafrost er det avgjørende å finne temperaturprofilen i grunnen på det aktuelle stedet der man ønsker å bygge. Dette innebærer at dybden på det aktive laget kartlegges, og temperaturforholdene i permafrosten. Det må gjøres nøyaktig studie av materialet på stedet, og især er isinnholdet i massene av største betydning da smelting av isen fører til porevannstrykk. Den opptinede jorda og isrik permafrost kan få omfattende sig i bratt terreng. Det er også viktig å vurdere dybde til fjell og bestemme jordparametere for beregning av bæreevne. Spesielt bør det kartlegges om termokarst og islinser (ice wedges) er til stede på byggeplassen i tillegg til at saltinnholdet i massene bestemmes. Tilstedeværelse av ice wedges kan føre til omfattende setninger og konstruksjonsskader ved belastninger og oppvarming. Det bør videre vurderes om

konstruksjonsområdet ligger i bratt terreng der det kan oppstå spesielt mye deformasjoner i grunnen som eksempelvis solifluksjon i det aktive jordmaterialet og sig i permafrosten som vil føre til deformasjoner i fundamenter og bygningskonstruksjoner om dette ikke gis oppmerksomhet (se Figur 8).

Ved bygging av infrastruktur i permafrost må det i utgangspunktet gjøres en vurdering av konstruksjonenes levetid, og gjøres en vurdering av hvordan klimaendringer vil påvirke fundamentene. Hvor dypt vil det aktive laget bli i løpet av levetiden, og hva vil temperaturen i den del av permafrosten som det eventuelt fundamenteres i bli påvirket.

Bæreevneberegninger bør gjøres ut fra de mest ugunstige forutsetninger når det gjelder klima i levetiden. Prognoser for dybden på det aktive laget vil enkelt kunne beregnes ut fra Stefans formel (Andersland and Ladanyi 2004), når materialforholdene i grunnen og temperaturprognosene fra Meteorologiske institutt legges til grunn.

Stefan formula
$$X = \sqrt{\frac{2K_u \cdot I_{at} \cdot n_t}{L}}$$

X = tinedybde (m)

K_u = termisk konduktivitet for opptint jordmateriale ($W/m^{\circ}K$) der K er Kelvin grader

I_{at} = tineindex (dager $^{\circ}C$)(temperaturen er lufttemperatur funnet av meteorologiske målinger

n_t = markindex som indikerer at markoverflaten har annen temperatur enn luft på grunn av stråling, ruhet, snøforhold vegetasjon etc.

L = smeltevarme index = $\rho_d L' \frac{w-w_u}{100}$ i kJ/m^3 der ρ_d = tørr densitet

L' = tineindex for vann = 333,7 kJ/kg ; w = vanninnhold; w_u = ufrosset vanninnhold

Eksempelvis vil en kunne beregne tinedybden i en grusforekomst med ovenfor angitt tineindeks på 402 (dager $^{\circ}C$) og med de nedenfor gitte markparametere:

Vanninnhold: $w = 30 \%$

Vanninnhold ufrosset: $w_u = 3 \%$

Tørr densitet: $\rho_d = 1600 \text{ kg}/m^3$

Termisk konduktivitet: $k_u = 1,7 \text{ W}/m^{\circ}C$

Smeltevarme index: $L = 1600 * 333,7 * \frac{(30 - 3)}{100} = 144,2 \text{ MJ}/m^3$

Tineindex: $I_{at} = 402 \text{ dager}^{\circ}C = 402 * 24 * 3600 \text{ sekunder}^{\circ}C = 34,8 * 10^6 \text{ sec.}^{\circ}C$

Markindeks $n_t = 2$ for grusjord (Andersland and Ladanyi 2004 tabell 3.5)

Tinedybde:
$$X = \sqrt{\frac{2 * 1,7 * 34,8 * 10^6 * 2}{144,2 * 10^6}} = \underline{1,28 \text{ m}}$$

Ved en forventet gjennomsnittlig temperaturøkning om sommeren på 3 grader og en forlengelse av tineperioden på 1 måned vil tinedybden på samme sted med samme materiale øke som vist nedenunder:

Sommerlengde blir fra midt mai til midt oktober: 5 måneder = 153 dager

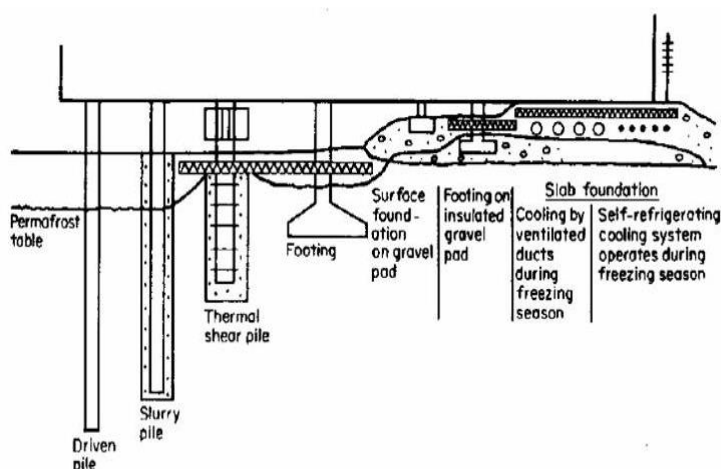
Tineindex etter klimaendringer: $I_{\text{at klimaendringer}} = 153 * 6,3 * 24 * 3600 = 83,3 * 10^6 \text{ sec. } ^\circ\text{C}$

Tinedybde etter klimaendringer: $X_{\text{klimaendringer}} = \sqrt{\frac{2 * 1,7 * 83,3 * 2 * 10^6}{144,2 * 10^6}} = \underline{1,98 \text{ m}}$

Dette innebærer en 55 % økning i tinedybden.

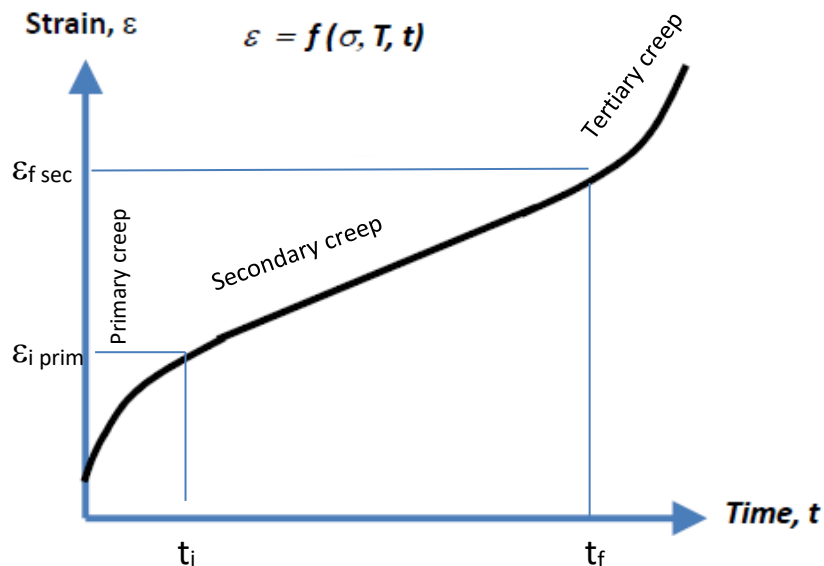
3.2 Fundamentering på permafrost

Konstruksjoner på permafrost vil være infrastruktur som bygninger, bruer, sikringstiltak mot naturfarer etc. Generelt så har bebyggelse blitt utført på noen ulike hovedprinsipper som i hovedsak har som mål å ikke forstyrre de naturgitte forholdene i permafrosten. Dette kan gjøres ved å løfte konstruksjoner ut av terrenget som å sette bygninger på peler eller pilarer med forankring i permafrosten (Figur 3). Det er da viktig at det tas hensyn til bæreevnen i permafrosten som er stekt redusert i temperaturer nær frysepunktet (Figur 2). Dette innebærer at fundamentet settes så dypt i permafrosten at det ligger under laveste nivå for en temperatur på -1°C som kan opptre i konstruksjonene levetid. Ved bærende peler i permafrosten så kan bæreevnen kun omfatte det frosne området som ligger under dette nivået ved enden av i konstruksjonens virketid. Da isrik permafrost ikke er stabil, men vil sige ved belastning, så må deformasjoner i fundamentet tilpasses det som aksepteres i konstruksjonens levetid. Figur 4 viser relasjonene mellom deformasjon og tid i frossen jord. Isrik jord vil deformere seg i henhold til «secondary creep», mens isfattig jord vil ha deformasjoner i henhold til «primary creep». Beregninger av siget kan utføres i henhold til beskrivelsen i «Frozen ground Engineering» av Andersland and Ladanyi 2004.



Figur 3. En oversikt over aktuelle metoder for fundamentering i permafrostområder (Andersland and Ladanyi 2004, figur 7-5).

Som vist i Figur 3 så er det flere mulige prinsipper for å oppnå god fundamentering i permafrost. Det kan peles med tre-, betong- eller stålpeler så dypt at det oppnås tilstrekkelig bæreevne for den ønskede konstruksjonen. (For dimensjonering av peler vises til Andersland and Ladanyi 2004). Trepeler brukes ved lette konstruksjoner som eksempelvis lette trehusene som boliger og hoteller i Longyearbyen (Figur 5).



Figur 4. Tidsavhengige deformasjoner/sig i frosset materiale. ε_f og t_f er definert som brudd kriterier i «secondary creep» (Andersland and Ladanyi 2004).

På grunn av et endret klima med høyere temperatur og mer vann i form av regn og smeltevann sommer og vinter har fundamenteringsdybden på pelene i eksisterende byggingsmasse vist seg å bli for kort. Dessuten har et fuktigere klima ført til økt problem med råte i pelene. Dette har ført til, og vil i framtida føre til at vedlikeholdet på fundamentene i den eksisterende bebyggelsen må gis økt oppmerksomhet.



Figur 5. Trepeler av 10 m lengde som fundament i «Svalbard Hotell og Lodge», ferdigbygd 2015. (Foto J. O. Larsen)

Betongpeler har vært i omfattende bruk i de russiske bosetningene på Svalbard, og det er i hovedsak 10 m lange peler som har vært brukt (Figur 6). Problemet med betongpelene er at de ikke har vist frostbestandige fordi betongen har vært for dårlig. Dette har ført til avskalling og rustproblemer i armeringen som innebærer redusert bæreevne på sikt.



Figur 6. Betongpeler som fundament for Tulipan hotell i Pyramiden. Dessuten bruk av betongdekke mellom pelene for å unngå vanninntrengning i grunnen (foto J. O. Larsen).

Stålpeler er brukt som fundament i den nye UNIS bygningen som ble ferdig i 2006 (Figur 7). Denne typen peler er også brukt i stabilisering av Sysselmannsgården der det ble ujamne setninger og store skader som følge av at det ikke ble tatt hensyn til at varmluft i kjelleren tinte permafrosten (Figur 8).



Figur 7. Stålpeler av 15 m lengde ble brukt i fundamentering av den nye Forskningsparken (UNIS) som ble ferdig i 2006 (foto J. O. Larsen).



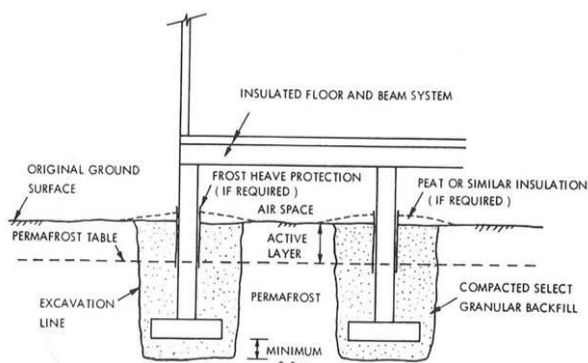
Figur 8. Sysselmannsgården på Svalbard er forsterket med stålpeler og stålrammer både inne i kjeller og ute etter store setninger og skader som følge av uisolert tradisjonell fundamentering på permafrost (foto J. O. Larsen).

Stålpeler kan også brukes i kombinasjon med betongfundament som i brukarene for den nye brua i Museumsvegen (Figur 9). I denne konstruksjonen er det bærende element 12 – 14 m lange stålpelene som forankrer landkarene i permafrosten.



Figur 9. Stålbjelkebrua på landkar i betong forankret med stålpeler i permafrost ved et elveleie der det kan være omfattende erosjon på grunn av flom som kan påføre fundamentene skader ved opptining av permafrosten (foto J. O. Larsen).

Alternativ til pelefundamentering er pilarer på betongfundamenter nede i permafrosten (shallow foundation) godt under det aktive laget (Figur 10). Dette er å beregne som tradisjonell fundamenteringsmåte der betongsålen dimensjoneres ut fra normale bæreevneberegninger i geoteknikk (Andersland and Ladanyi 2004). Ved denne konstruksjonstypen må det også stilles krav til at siget i konstruksjonens levetid ikke overskrider akseptable deformasjoner. Dette er spesielt viktig under et klima i endring, der dybden i det aktive laget øker som følge av høyere temperaturer i årene fremover.

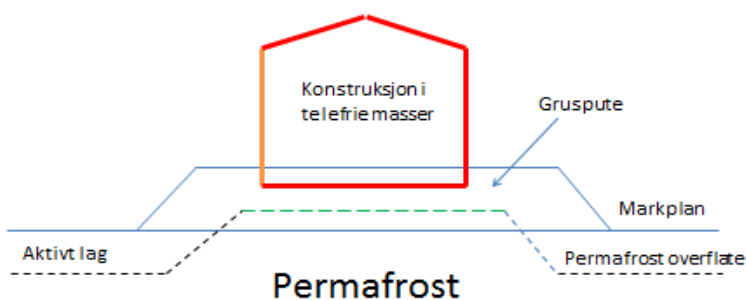


Figur 10. Fundamentering av UNIS på betongpilarer som er satt på betongsåle mer enn 1 m ned i permafrosten (prinsippskisse fra Andersland and Ladanyi 2004, figur 7-8. Foto J. O. Larsen).

En fundamenteringsmetode som er mye brukt er å legge fundamentene på en gruspute som er så høy at permafrosten blir hevet opp i det drenerende gruslaget. Dermed hindres ujevne setninger på grunn av telehiv i finkornige telefarlige masser som ofte kan ligge under det humusholdende overflatelaget på marka (Figur 11 og 12.)



Figur 11. Infrastruktur på US Airbase Thule på Grønland der bygningene er lagt på en 1,5 m dyp gruspute på marka, mens alle rørledninger ligger på peler (foto J. O. Larsen).



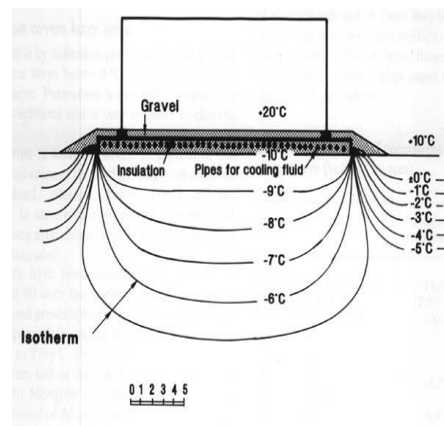
Figur 12. Skjematisk plassering av infrastruktur på permeabel gruspute som hever permafrosten opp over et eventuelt aktivt telefarlig materiale i grunnen

Der det er fjellgrunn kan det fundamenteres mer tradisjonelt avhengig av fjellets beskaffenhet med oppsprekking og isforhold. Fundamentet må da legges ned i permafrosten som gjort for radaranlegget på SVALSAT (Figur 13).



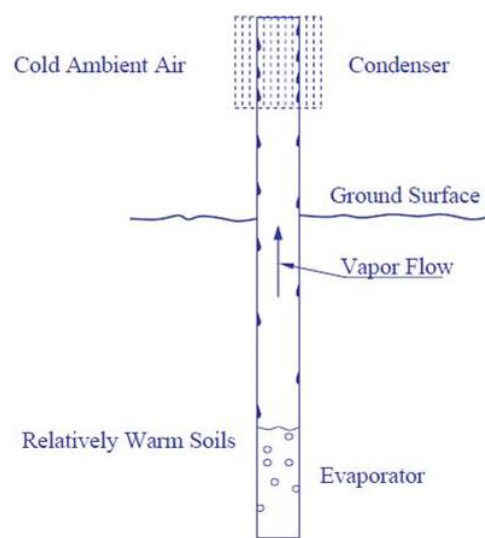
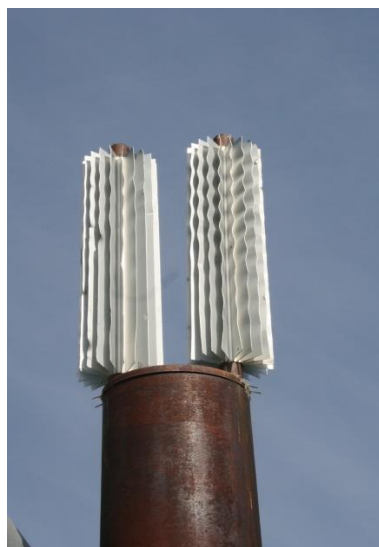
Figur 13. Radaranleggene på SVALSAT er fundamentert direkte på permafrost i fjell der det oppsprukne aktive laget i dagfjellet med frostlinser er fjernet før fundamentet ble støpt (foto J. O. Larsen).

Kunstig frysing for å hindre uønskede setninger i fundamenter er en metoden som har vært anvendt flere steder i Longyearbyen. Prinsippet går ut på å fryse ned fundamentet, og holde det frosset gjennom hele året. Dette hindrer sig og gir stabile fundamenter, men krever energi for å drive kjøleanlegg. Metoden er anvendt for bl.a. Næringsbygget og det nye Kulturhuset (Figur 14).



Figur 14. Kulturhuset i Longyearbyen på fryseelementer som holder konstant temperatur u fundamentet hele året (foto J. O. Larsen).

Andre metoder for å kjøle ned fundamenter er å bruke thermosyphons (Figur 15) som trekker varme ut av grunnen og bevarer frosten lengre ut i sommerhalvåret. Dette er brukt i infrastruktur som veger, jernbaner, bygninger, rørledninger etc. for å hindre ujevne setninger (Figur 16 og 17).



Thermosyphon Operation

- Two-Phase thermodynamics
- Working Fluids:
 - Carbon Dioxide
 - Ammonia
 - Butane
 - Propane

Figur 15. Prinsippskisse av et kjøleelement der en væske i et lukket system trekker varme ut av grunnen ved fordamping under klimaet i permafrosten og kondensasjon gjennom en stor fjærformet toppsegment mot kald luft (tegning fra Anatoly Sinitsyn, UNIS, foto J. O. Larsen).



Figur 16. Jernbanen til Lasa i Tibet er lagt på høy og steinfylling med kunstig kjøling på thermosyphons og ventilasjons rør gjennom fyllinga (foto J. O. Larsen).

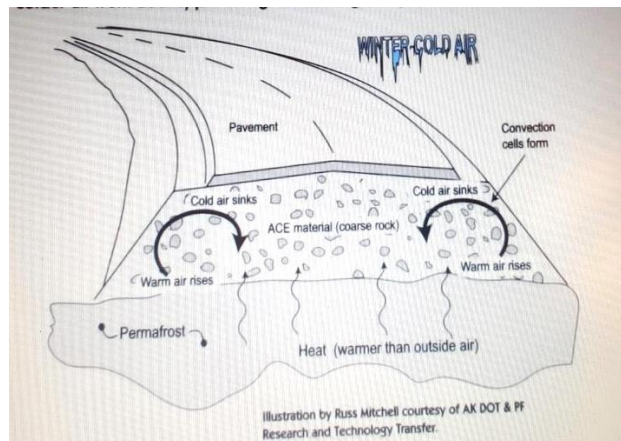


Figur 17. Thermosyphons brukt i vegbygging i Alaska (poster av Professor Douglas Goering, University of Alaska, Fairbanks UAF).

Av andre forebyggende tiltak for å bevare permafrosten er å isolerer mot varme- nedtrengning i grunnen. Oftest brukes plastmateriale som isoporplater. Dette er i omfattende bruk i vegbygging både for å hindre tele, og tining av permafrost, og brukes også ved fundamenter for infrastruktur som bebyggelse og anleggskonstruksjoner (Figur 18).



Figur 18. Fundamentering av bygning i Svea, Svalbard ved bruk av isopor mellom betongplate og 1 m underliggende puk- og grus- lag på morene (foto J. O. Larsen).



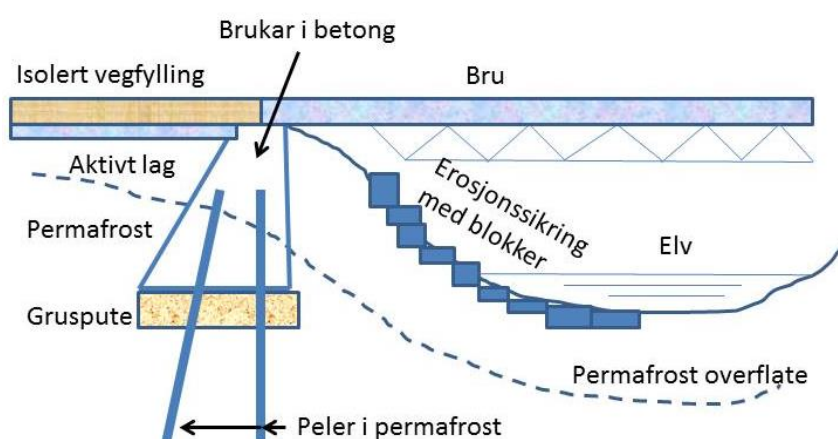
Figur 19. Ventilert fylling på hovedveg i Fairbanks Alaska som ved bruk av grovt steinmateriale oppnår konveksjon i vinterhalvåret bevarer permafrosten i vegfyllinga. (Illustrasjon av Professor Douglas Goering, University of Alaska Fairbanks UAF).

En måte å kjøle fyllinger på er å ha grove steinmasser i sideskråningene for å oppnå konveksjon i vinterhalvåret og dermed senkning av temperaturen (Figur 19), eller ventilasjonsrør som vist på Figur 16.

3.2 Fundamentering i nærheten av elver og vann

Det er viktig at vann ikke penetrerer inn i de massene som beskytter permafrosten, eller at vann sirkulerer inn mot fundamenter/brukar som er forankret i permafrost. Dette kan føre til at det aktive laget blir dypere, og at bæreevnen til fundamentene svekkes.

Ved fundamentering nær elver og vann som eroderer i løsmassene er det derfor viktig med erosjonssikring. Figur 20 viser skjematisk hvordan dette kan utføres for et brukar og en elveforbygning. Sandsekker i geotekstiler, betongmatter, ordnede jordskråninger i armert jord eller gabioner kan også anvendes som erosjonssikring (Fig. 21-23).



Figur 20. Skjematisk fundamentering av brukar og elveforbygning i permafrost

Figur 21 viser blokkfylling som sikrer mot erosjon og vanninntrenging i løsmassene rundt fundamentene for ei bru på Grønland. Figur 22 viser bruk av geotekstiler fylt med sand som erosjonssikring i et havneområde, og Figur 23 viser erosjonssikring med gabioner.



Figur 21. Erosjonssikret brufundament på «Thule Airbase», Grønland (foto J. O. Larsen).



Figur 22. Sandsekker som erosjonsbeskyttelse ved Kapp Amsterdam (foto J. O. Larsen).



Figur 23. Erosjonssikring med gabioner (Corrinna Wendeler, Geobrugg AG).

3.3 Fundamentering i skrånende terreng

Da permafrosten kan være ha stort isinnhold så vil det oppstå sig i skrånende terreng. I tillegg vil det være sig i det aktive laget som hviler på permafrosten. Deformasjonene i det aktive laget vil avhenge av vanninnholdet. I Figur 24 er det vist hvordan peler som var fundamenter i gamle Longyearbyen har blitt påvirket av sig i en relativt slake skråninger siden byen ble ødelagt i 1942.



Figur 24. Gamle peler i den tidligere bebyggelse i Longyearbyen som alle står skjevt etter påvirkning av sig i det slake terrenget som kun har ca. 10° - 15° helling (foto J. O. Larsen).

Ved økende helling vil det kunne oppstå solifluksjonsvalker og loper som er aktive sigeprosesser i skråninger med permafrost i jorddekket. Det er ikke tilrådelig å fundamenterer i slike aktive skråninger med loper der det vil forkomme store deformasjoner, og i verste fall utvikle seg til skred med glideflate på den underliggende permafrosten.

Fundamentering i bratt terreng må ta hensyn til de rådende forhold. Hvis der er fjell i dagen så er det gjerne dypforvitret, så ethvert anker må festes inn i godt fjell under det oppsprukne aktive laget. Der det er jord må det kartlegges hvor dypt det er til fjell og jordart og is-innhold må kartlegges ved prøvetaking. Ankere og fundamenter i bratt terreng må utformes slik at de tåler påkjenningene fra sig i det aktive laget, og også ulikt sig i ulike deler av en konstruksjon der hellingen eller grunnforholdene skifter. Eksempelvis har vi skader på fundamenter i Gruvedalen byggefelt i Longyearbyen som følge av deformasjonsforskjeller i pelerekkene under bygninger i hellende terreng. Det er også meldt om skader på rørledninger i terrenget som følge av ulike hellingsforhold som gir ulike sig og deformasjonsforhold langs trasèen. For øvrig har det vært sig i det aktive laget som har ført til at det er satt opp forstøtning for å hindre at masser siger ut i veg 232.

Konstruksjoner i bratt terreng bør være koblet sammen med stive forbindelser for å få samme bevegelse og deformasjon. Alternativt kan konstruksjonsdeler plasseres uavhengig av hverandre der det kan aksepteres at de har ulike funksjoner og kan tillates å ha ulik deformasjon.

4. SIKRINGSTILTAK MOT SKRED

Skredsikring kan deles i ulike tiltak avhengig av om tiltakene er midlertidige eller permanente, og om de er aktive eller passive.

Tabell 1. Skredsikringsmetoder (McClung and Shearer 2006).

	Aktive	Passive
Midlertidige	Kunstig utløsning av skred Stengning av adkomst Evakuering Drenering	Skredvarsling Sesongvis stengning Skredvarsling ved skilt
Permanente	Skjerming Skredforbygning Damkonstruksjoner Konstruksjonsforsterkning	Skredsoneplaner Risikokart

Tabellen ovenfor er hentet fra Avalanche Handbook av McClung and Shearer, og er i utgangspunktet beskrivelse av sikringsmetoder for snøskred. Mange av de beskrevne tiltakene er også relevant for andre skredtyper som flom- sørpe- stein- og jordskred.

4.1 Sikringsmetoder mot snøskred

De største snøskred (flaskred) løsner vanligvis i bratt terreng der hellingen er mellom 28° til 55°, og har en utbredelse som avhenger av skredtype og volum. SINTEF – Byggforsk- Byggforskserien 311.125 av 2015 gir en oversikt over skredenes dannelse, og hvordan det kan sikres.

4.1.1 Varsling og utløsning av skred

Varsling av skredfare er hovedsakelig aktuelt for ferdselsårer som veger og snøscooter trasèer. Varsling kan også være aktuelt for bosetning i kombinasjon med tiltak som forbud mot bruk eller evakuering. Problem med varsling er at det må gjøres faglige vurderinger av hvilke kriterier som skal ligge til grunn for tiltak som eksempelvis stengning av ferdselsruter eller evakuering av bosetning, og hvilke kriterier som skal ligge til grunn for opphevelse av mulige restriksjoner. Dersom varsling av snøskredfare kombineres med kunstig utløsning av skred så vil tid for restriksjoner bli kortere idet skredfaren kan elimineres, men i disse tilfeller er det spørsmål om effekten av den kunstige utløsingen. Vil eksempelvis nedskyting av skavler føre til at faren er over, og vil eksplosiver plassert under i eller over snødekket føre til at det utsatte området anses trygt dersom skred ikke utløses. Statens vegvesen bruker varsling og nedsprenkning som permanent sikring på RV 15 på Strynefjellsvegen, og har nå bestemt å bruke sprenging med det Sveitsiske systemet Wyssen tårn på FV 53 Tyin – Årdal på fastlandet. I siste tilfellet senkes ladninger ned mot snødekket i skredløsneområdet, og detoneres noen meter over snøoverflaten for å utøve trykk som fører til utløsning av skred.

Kunstig utløsning med eksplosiver er ikke tilrådelig for bebygde områder da skred kan ødelegge hus, brakker og annen infrastruktur dersom skredstørrelsen skulle bli større enn forventet og ved at skreden går lengre enn antatt. Dette har vært eksempler på store materielle skader ved denne metoden under vegbygging, kraftutbygging og brakker i høyfjellet på fastlandet.

4.1.2 Skjerming

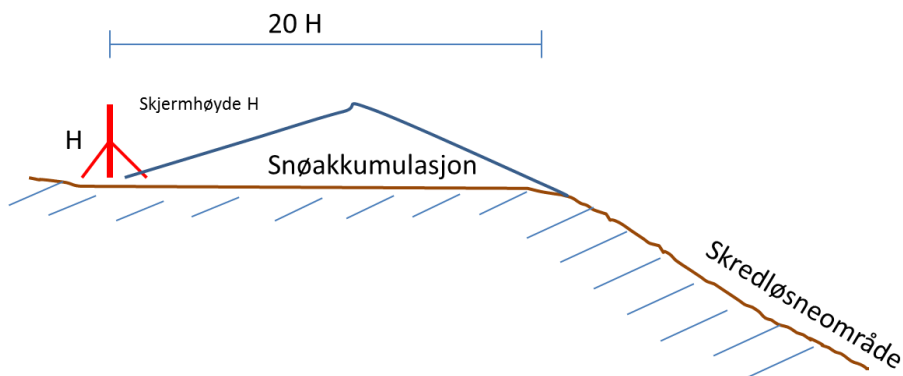
Prinsippet bak skjerming som skredsikring er å samle snø på losiden av et skredløsneområde for å minske snøakkumulasjonen og snøakkumulasjonens intensiteten i løsneområdet. Da snømengdene i løsneområdet kan være avgjørende for volumet i et eventuelt skred, og da utløpslengenden er relatert til skredvolumet, så kan reduksjon i snømengdene være avgjørende for skredrisikoen i et utsatt område. Snøakkumuleringsintensiteten er avgjørende for utløsningsfaren av snøskred der stor akkumulasjon på kort tid fører til ustabilitet i snødekket og øker faren for at skred løsner.

Skjerming har størst effekt hvis det settes opp på tvers av fremherskende vindretning i et område der det er omfattende snødrift på grunn av langt erosjonsområde i snødekket som på åpne platåer. Eksempelvis er dette områder som Platåfjellet og Gruvefjellet på Svalbard (Figur 25).

Skjermer må plasseres i god avstand til kanten av platået for å oppnå full effekt av snølagring. Med en optimal skjerm med høyde H vil denne avstanden være minimum $20 \cdot H$ (Figur 26).



Figur 25. Platåfjellet med radaranlegget til SVALSAT og Svalbard lufthavn (foto J. O. Larsen).



Figur 26. Skjermplassering for maksimal effekt av snølagring.

Samleskjermer må utformes med 50 % lysåpning for å ha maksimal effekt, og bør dessuten settes med en bakkeklaring på $0,2 \cdot H$ for å ha en god samleeffekt gjennom vinteren. Skjermene på fastlandet utføres oftest i trematerialer med stendere og støtter i rundtømmer, og med en bordkledning med 30 mm bordtykkelse (Figur 27). Skjermene må dimensjoneres for vindtrykk forårsaket av høyeste forventede stormkast ved fri skjerm.

Dimensjonerende vindtrykk: $p_N = K \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot V_{\text{vind}}^2$ (kPa) (NS 3491-4- Dimensjonerende vindlaster)

K er formfaktor for skjerm $\cong 0,7$

ρ_{luft} = luftens densitet med snødrev = $1,5 - 2 \text{ kg/m}^3$

V_{vind} = vindhastighet i kast på konstruksjonsstedet $\cong 45 - 60 \text{ m/s}$



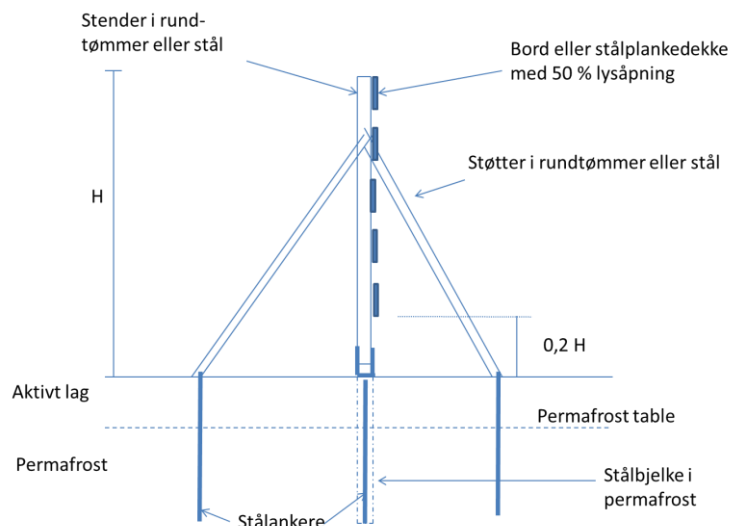
Figur 27. Skjermer i trematerialer høst og vinter (foto Roger Meås).

Det forekommer også at skjermene utføres i stål med både stendere og bord i dette materialet (Figur 28). Denne konstruksjonstypen er spesielt velegnet i hellende terreng der snøsigkrefter må tas med i dimensjoneringen.



Figur 28. Skjerm utført i stål i Tyrol (foto Siegfried Sauermoser, Innsbruck).

Fundamentering av skjermene gjøres ved forankring med bolter/ankere i fjell eller permafrost (Figur 29). Stendere kan fundamenteres direkte i permafrosten som vist i Figur 29. I Finnmark har forankring blitt gjort ved at stendere og støtter graves ned med tverrliggende stokker som belastes med stedlige masser av stein og jord. Det er viktig at fundamentet er stabilt da vindkreftene fører til vibrasjoner som lett kan løsne en dårlig markforbindelse.



Figur 29. Skematisk tegning av skjerm i tre eller stål med stålbjelke i permafrost eller trekonstruksjon med stålankere som er festet i permafrost.

Ved treskjermer boltes støtter og stendere, mens bordkledningen spikres. I stålkonstruksjoner sveises støtter og stendere, mens stålbordene festes med bolter. Det er viktig at stålbjelke og eventuelle stålankere festes så dypt i permafrosten at det ikke løsner i et endret klima med økende dybde på det aktive laget.

Skjermhøyden er vanligvis mellom 3 og 5 m avhengig av snømengdene i området, og i et Arktisk klima med lite snø kan en skjerm på 3 eller 4 m være tilstrekkelig i høyde. Stenderavstanden er vanligvis 2 til 4 m avhengig av vindtrykket. Det er viktig å ta snøsiget mot konstruksjonselementene i betraktning ved dimensjonering der det er mye snø. Barduner vil ofte fryse inn i snøen og gi tilleggsbelastninger ved setninger i snødekket. Barduner har ført til omfattende skader på skjermer oppført av Statens vegvesen.

4.1.3 Støtteforbygninger

Tidlige sikringsmetoder i skredløsneområdene i Alpene var terrasser og murer som ble satt opp for å forankre snøen i fjellsiden. Dette hadde imidlertid begrenset effekt, og ble senere supplert med konstruksjoner i tømmer, betong, stål-tømmer eller rene stålforbygninger. Figur 30 viser forbygninger i Honningsvåg satt opp på 1960 tallet med stålstendere og støtter der det er brukt tømmer mellom stålstenderne. Her har fjellsiden blitt supplert med et nett i nedkant etter et skred som løsnet nedenfor det forbygde området på 1980 tallet. Dette siste viser at det er viktig å forbygge hele skredløsneområde om skredfaren skal elimineres.

Støtteforbygninger i skredløsneområdet er vanlig i Sveis, Østerrike og Japan i områder der det er trange daler og begrensede arealer for bosetning og virke, og der utvikling av bosetninger lett kommer inn i utsatt skredområder.



Figur 30. Forbygninger i Stål og tømmer i Honningsvåg for å sikre bebyggelsen som ligger tett opp til fjellsiden og som har hatt flere skredskader.

I dag er det to konstruksjonstyper som er dominerende. Stålforbygninger brukes der det er løsmasser, og stålnett brukes hovedsakelig der det er fjell i dagen som gjør forankringen lettere (Figur 31 og 32).



Figur 31. Stålforbygninger i Tyrol (foto Siegfried Sauermoser).



Figur 32. Snønett som sikring i skredløsneområdet. Fra Strynefjellet (foto J. O. Larsen).

Dimensjonering av disse konstruksjonene er beskrevet i de Sveitsiske retningslinjer. «Defence structures in avalanche starting zones» (Margreth 2007). Da de Sveitsiske retningslinjene er basert på det kontinentale klima det er i Alpene, så har vi i Norge og Island laget egne tilnærminger som i større grad reflekterer våre maritime snøforhold (Johannesson and Margreth 1999) (Larsen 2000). Dette innebærer i hovedtrekk at vi bruker større densitet på snøen enn det retningslinjene beskriver, noe som fører til større trykk mot forbygningene.

Konstruksjonshøyden bestemmes ut fra dimensjonerende snøhøyde i forbygningsområdet. Det anbefales å bruke 100 års returperiode som dimensjonerende snøhøyde. Avstanden mellom forbygningene bestemmes av terrengets ruhet, terrenghelling og dimensjonerende konstruksjonshøyde (Figur 33).

Forbygningene dimensjoneres ut fra snøens trykk mot konstruksjonen ut fra snøsig og snøpakkens eventuell glidning på marka uttrykt ved terrengruhet φ , eller uttrykt ved en glidefaktor N .

Normaltrykk vinkelrett forbygningen pr lengdemeter: $S_N = \rho \cdot g \cdot \frac{H^2}{2} \cdot K \cdot (kN/m)$

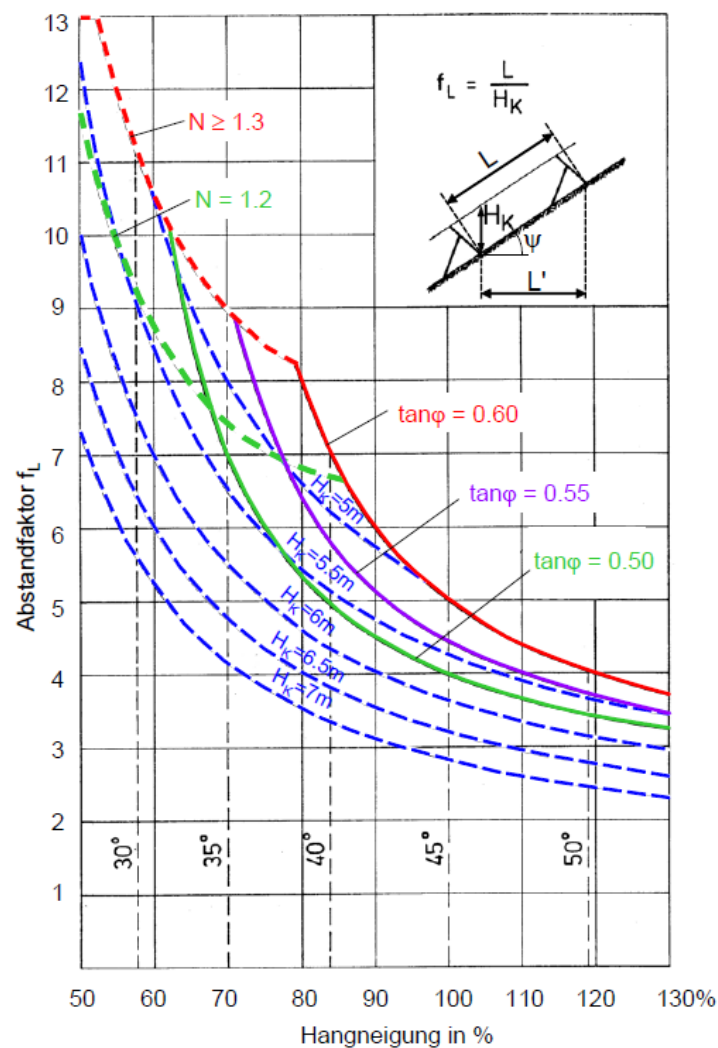
ρ = snøens densitet; Island og Norge bruker 500 kg/m^3 ved full snøhøyde. (Johannesson 1999 og Larsen 2000)

g = gravitasjonskonstanten $9,81 \text{ m/s}^2$

H = snøhøyde (målt vertikalt)

K = krypfaktor (avhengig av terrenghelling og snøens densitet) varierer fra 0,7 til 1,05

N = glidefaktor (avhengig av terrengets ruhet) varierer fra 1,2 til 3,2

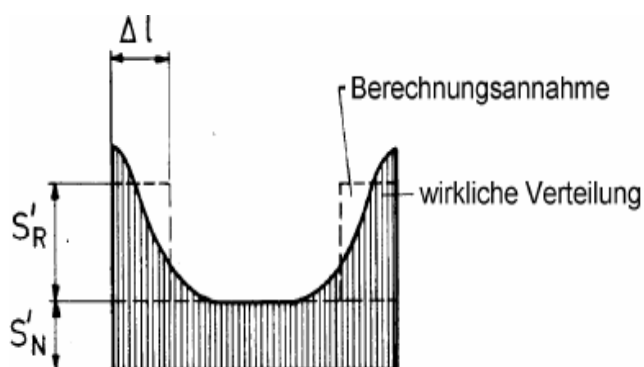


Figur 33. Avstand mellom støtteforbyninger ut fra terrenghelling, terrengruhet og konstruksjonshøyde (Margreth 2007).

Da snøen ikke siger direkte normalt mot konstruksjonspanelet, men har komponent normalt mot konstruksjonen, og en komponent normalt terrenget, så forskriver retningslinjene også å dimensjonere for en kraft ned langs konstruksjonspanelet:

$$\text{Kraft langs konstruksjonspanellet: } S_Q = S_N \frac{a}{N \cdot \tan \psi} \text{ (kN/m)} \quad \begin{array}{l} a = 0,2 \text{ for grovkornet snø} \\ a = 0,5 \text{ for nysnø} \\ \psi = \text{terrenghelling} \end{array}$$

Det er dessuten viktig at konstruksjonene dimensjoneres for randkrefter på grunn av ekstra store belastninger langs enden av en konstruksjonsrekke (Figur 34):



$$f_R = \frac{S_R}{S_{N_T}} = 1 + 1,25 \cdot N$$

$$\Delta l = H_K \cdot \cos \psi \cdot \frac{1}{3}$$

$$S_R = S_N \cdot f_R$$

f_R = randfaktor

Δl = virkningslengde

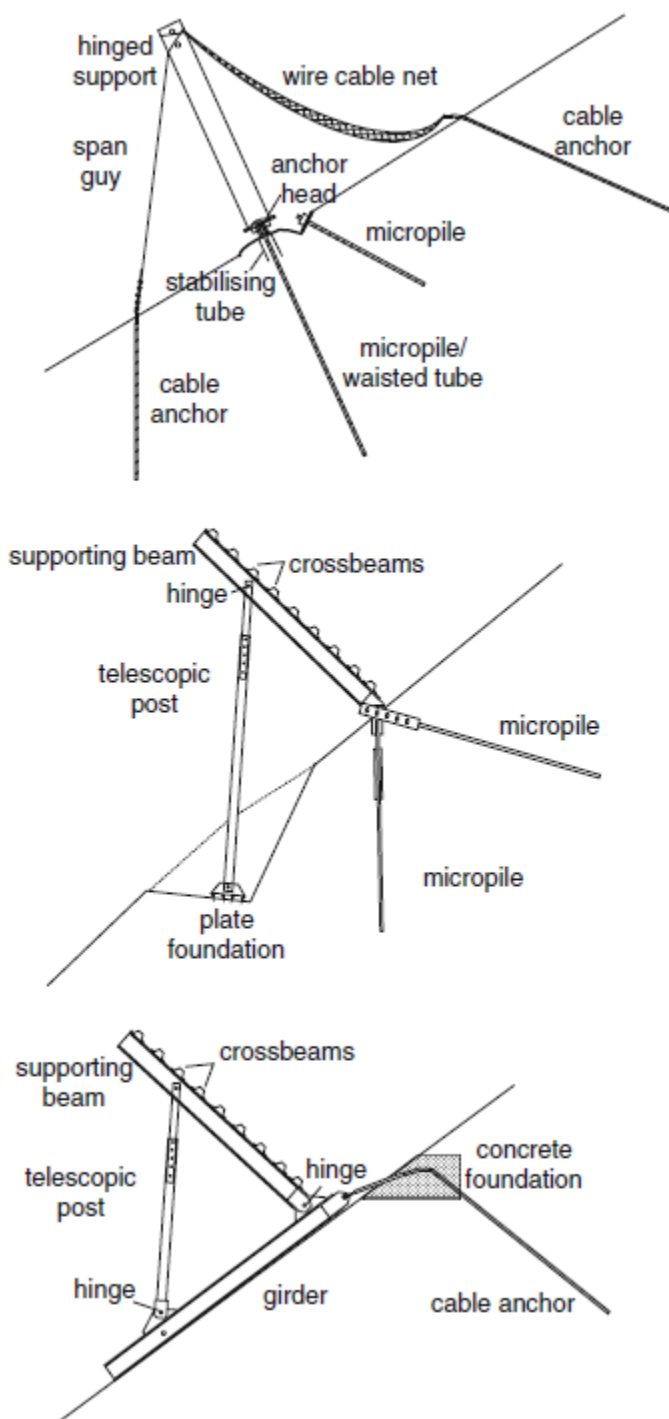
Figur 34. Beskrivelse av randkreftene i en konstruksjon.

For nettforbygninger vil det være en reduksjonsfaktor i sig/glidekreftene mot konstruksjonen som følge av fleksibiliteten i nettet.

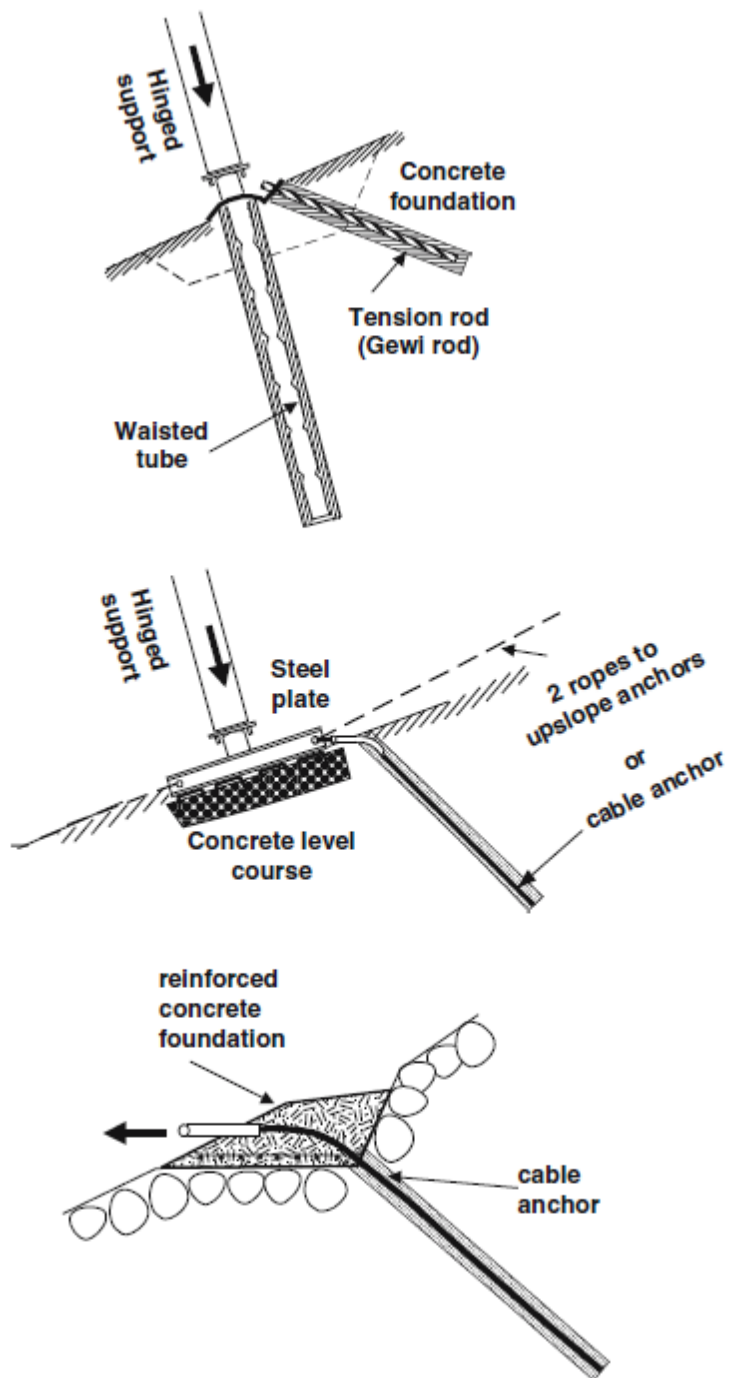
Utforming og fundamentering av forbygningene er en viktig forutsetning for at de fungerer etter hensikt. Figur 35 viser ulike typer nett og stålforbygninger med forankringsdetaljer i fjell og jord, og Figur 36 viser forankringer i permafrost.

Ved alle konstruksjoner i permafrost er det viktig å være klar over siget som vil føre til deformasjoner. Dette er særdeles fremherskende i bratt terreng, så det er viktig at det tas hensyn til disse kreftene i ankere som skal holde konstruksjonene på plass. Ofte kan konstruksjoner med fast forbindelse mellom stendere og støtter være å fortrekke i områder med permafrost for å få kontroll med siget.

Det er for øvrig viktig at ankere plasseres i god dybde i permafrosten, eller i fast fjell for å kunne oppta de nødvendige krefter fra forbygningen og siget i det aktive laget. Ankerdybden i permafrosten må ta hensyn til klimaendringer, og det anbefales at det forankres minimum 4 m ned under det forventede -1°C nivået i levetiden for konstruksjonen. Ankrene må gyses fast, og det er for øvrig viktig at alle ankere prøvetrekkes når de er fastfrosset.



Figur 35. Skisse med ulike utforminger av nett og stålforbyninger (Margreth 2007: Defence structures in avalanche starting zones WSL 04/07).



Figur 36. Forankringsdetaljer i Permafrost (Margreth 2007: Defence structures in avalanche starting zones 2007, chapter 7.4, WSL 04/07).

4.1.4 Sikring i skredbanen

Løsmassevoller:

Den vanligste sikringsform i skredbanen er å lede skredet til side for et utsatt objekt. Dette kan gjøres med ledevoller, eller murer. Figur 60 viser en typisk ledevoll som er etablert for å styre sørpeskred bort fra bebyggelsen i byggefeltet Haugen i Longyearbyen.

Det er viktig at etablering av denne type konstruksjoner ikke leder skredene mot annen infrastruktur.

Ledevoll dimensjoneres ut fra skredhastighet og skredenes størrelse beskrevet med flyteflytthøyden. Dessuten må det tas hensyn til skredfrekvensen på stedet ved å vurdere sannsynligheten for at det går flere skred i området i løpet av virkeperioden slik at akkumulasjonen fra tidligere skred tas med i vollhøydebestemmelsen. Figur 37 viser ledevoll i Tyrol oppført i løsmasser, og Figur 39 ledevoll i Siglufjorður på Island.

Ledevollens høyde: $H_{voll} = H_{snø} + H_{skred} + H_{skredhastighet}$

$H_{snø}$ = akkumulert snø eventuelt skredsnø i skredløpet langs vollen

H_{skred} = skredets flyteflytthøyde ved treff av vollen

$H_{skredhastighet} = \frac{(V \sin \alpha)^2}{2g\lambda} = \text{overhøyde av skredet på grunn av hastigheten}$

v = skredets hastighet

α = avbøyningsvinkelen

g = tyngdens akselerasjon

λ = energitapsfaktor (settes til 1)

Ledevollen har størst effekt i den nedre delen av skredbanen der hastigheten er lav. Den bør dessuten ikke oppføres i terreng brattere enn 15° , og avbøyningsvinkelen bør ikke overstige 20° . Skredhastigheten beregnes ut fra kjente dynamiske modeller som den Sveitsiske RAMMS, den Østerrikske Elba+ eller andre relevante beregningsprogram. Den kan også vurderes ut fra beregning av skredutløpet med NGI's empiriske modell kalt $\alpha - \beta$ modellen (Lied and Bakkehøi 1980), og tilbakeregnes til hastigheten på konstruksjonsstedet ved grafiske modeller (Norem 2014).

Fundamentering av løsmassevoller som ledevoller på permafrost gjøres ved å fjerne humuslaget på marka, og bygge vollen med grus og stein som har stor permeabilitet. Hensikten er å heve permafrosten opp i de permeable løsmassene slik at det unngås uforutsatte setninger (Figur 38).



Deflecting avalanches:

Deflecting dam, deflecting walls
max. deflecting angel = approx. 20°

Height of deflecting dams:

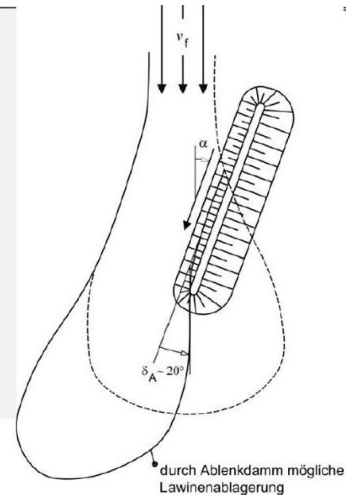
$$H_{\text{tot}} = H_s + H_a + H_e$$

H_s = Height of the snow cover (m)

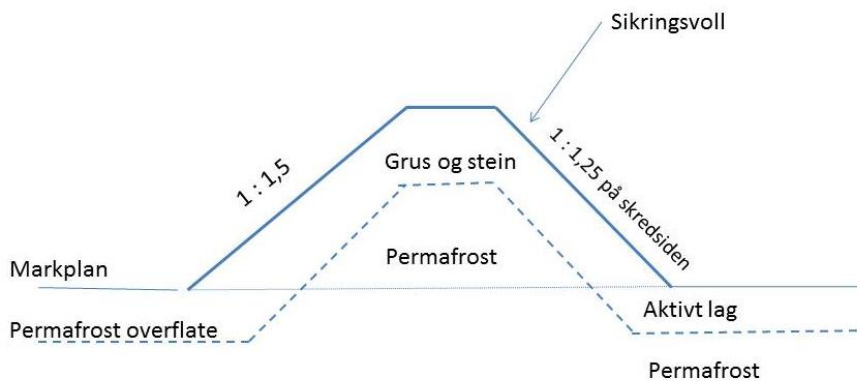
H_a = Flowing height of the avalanche (m)

H_e = Energy height = $v^2 \cdot \sin^2 \alpha / 2g \cdot \lambda$ (m)

$\lambda = 1$ (Energy loss factor)



Figur 37. Ledevoll i løsmasser i Tyrol med skisse av utførelse (Sauermoser S. 2013).



Figur 38. Skjematisk tegning av sikringsvoll i løsmasser bygd av grus og stein der permafrosten heves over markplanet og opp i fyllmassene.

Da effekten av en ledevoll vil være avhengig av hellingen på skredsidene, så kan denne hellingen økes ved bygging av en mur av blokker eller gabioner (se Figur 65).

Ledemurer:

Dersom det er begrenset plass til rådighet for oppføring av en ledevoll, så kan alternativet være å bygge en ledemur i betong. Fundamentering av denne typen murer må ligge godt under det laveste forventede nivå for en marktemperatur på - 1° C (Figur 40).

Betongkonstruksjonen dimensjoneres for et støttrykk på:

$$p_N = \rho \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2 \text{ kPa}$$

ρ = skredets densitet = 250 kg/m³ for tørt snøskred

ρ = 350 - 450 kg/m³ for våtsnøskred

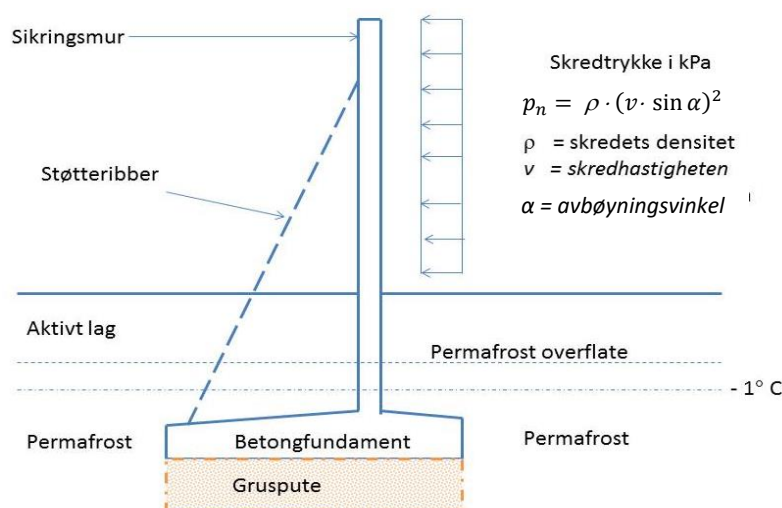
v = skredhastigheten

α = avbøyningsvinkel



Figur 39. Ledevoll som skredsikring i Siglufjorður på Island (Landslag ehf. Landscape Architects Iceland).

Ledemurens høyde beregnes ut fra samme uttrykk som for ledevoller, men ledemurenes effekt er større enn for løsmassevoller på grunn av den vertikale støtflaten som lettere leder skredmassene.



Figur 40. Ledevoll i betong med fundament i permafrost.

Det vil dessuten opptre en friksjonskraft langs støtflaten som kan beregnes ut fra en friksjonskoeffisient $\mu = 0,4$.

Friksjonen langs muren: $p_Q = \mu \cdot p_N$ (kPa)

4.1.5 Skredsikring i skredets utløpsområde

Fangdam:

Fangdammer oppføres i utløpsområdet for snøskred der hastigheten på skredet er mindre enn 20 m/s. Fangdammene kan oppføres som fyllingsdammer av løsmasser som vist for

ledevoller i Figur 37 til 39, men effekten øker dersom støtflaten settes perpendikulært på skredets bevegelsesretning (Figur 41).

Fangvollens høyde er gitt av samme uttrykk som vist for ledevoller, men i hastighetsleddet vil sinus leddet falle bort da vollen plasseres normalt på skredretningen:

$$H = H_{\text{snø}} + H_{\text{skred}} + H_{\text{hastighet}}$$

$$H_{\text{hastighet}} = \frac{v^2}{2g\lambda} \quad \lambda \text{ varierer mellom 1 og 2, men kan settes til 1.}$$

**Stopping – retarding dams,
retarding mounds:**

Minimum height for catching dams:
Dense flow part:

$$H_{\text{tot}} = H_s + H_a + H_e$$

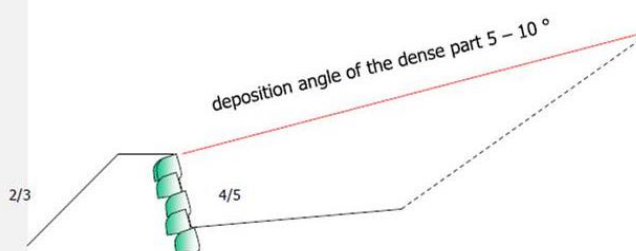
H_s = Height of the snow cover (m)

H_a = Flowing height of the dense flow (m)

H_e = Energy height = $v^2/2g \cdot \lambda$ (m)

$\lambda = 1 - 2$ (Energy loss factor)

;



to stop and deposit the avalanche completely :

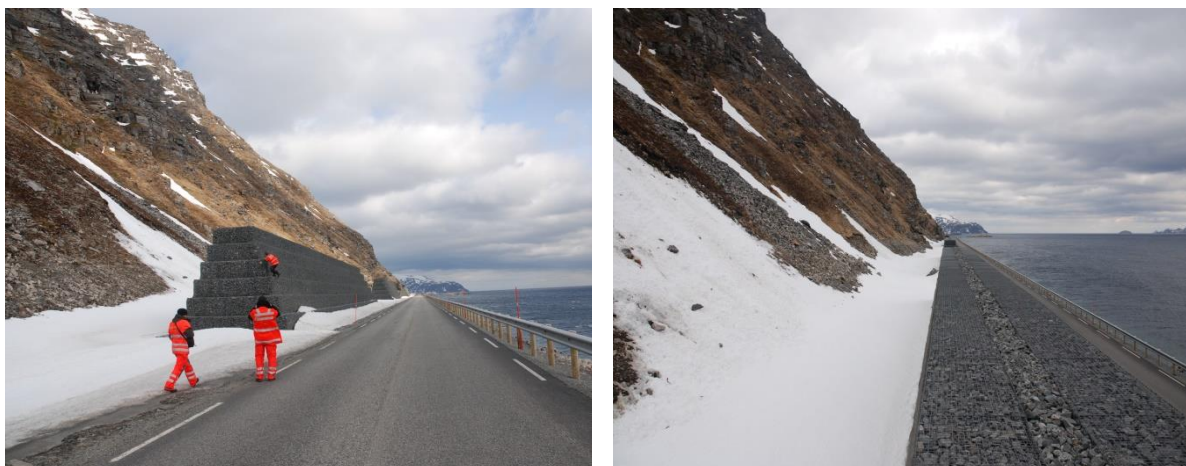
dam height

storage capacity

Figur 41. Fangvoll med steinblokker eller gabioner for å øke hellingen på skredsidene (Sauermoser S. 2013).

Ved dimensjonering av vollens høyde i terrenget er det også viktig at volumet av fanggropa bak vollen er tilpasset forventet volum av skredmasser som skal fanges av tiltaket. Figur 42 viser gabionvoll på RV 889 til Havøysund i Finnmark som er dimensjonert for snø snøskred og steinsprang. Figur 43 viser fangvoller fra Siglufjorður på Island.

Det er viktig at grunnforholdene tåler vollen, så en geoteknisk bæreevnevurdering må gjøres på konstruksjonsstedet. Dette innebærer blant annet en grunnundersøkelse med materialanalyse og temperaturprofil i områder med permafrost. Videre er det viktig å ha en effektiv drenering så ikke smeltevann fra skredmasser og terrenget bakom fører til uheldige setninger i områder med permafrost



Figur 42. Skredsikring med gabioner brukt på FV 889 til Havøysund i Finnmark. Her er to sett gabioner i 6 m høyde er brukt med en fylling av sprengtstein mellom som vist i høyre bilde. Skredsiden er vertikal, og grøfta er dimensjonert for små snøskred og steinsprang (foto J. O: Larsen).



Figur 43. Fangvoll bygd med løsmasser og armert jord i Siglufjorður. (Landslag ehf. Landscape Architects Iceland).

Fangmurer kan også oppføres i betong som vist i Figur 40, eller som en vegg av stålkonstruksjoner i form av stålpeler (sheet piles) der det er aktuelt å sikre mot mindre skred. Nett som vist i Figur 32 og 35 er også brukt der skredene er små. Nettet dimensjoneres i så fall for aktuelle krefter fra snøskredet.

Skredsikring av objekter:

Skredsikring av en bygning, et anlegg eller annen infrastruktur kan gjøres ved å forsterke konstruksjonen mot de opptredende skredkrefter, eller bygge det utsatte objekt inn i skredbanen slik at skredet passerer uten å gjøre skade.



Figur 44. Skredsikring med direkte tiltak for å beskytte utsatte objekter fra Galtúr i Tyrol (Sauermoser S. 2013).

På Figur 44 er det vist en konstruksjon der bygninger er anlagt inn i en sikringsvoll. I Østerrike kan slike konstruksjoner oppføres i skredbanen dersom skredtrykket er mindre enn 10 kPa. I Sveits forholder de seg etter deres forskrifter til at konstruksjoner kun kan oppføres i skredsoneplanenes blå områder der skredtrykket er mindre enn 30 kPa. I Norge er det ikke tillatt å oppføre bygg og konstruksjoner i områder som ikke tilfredsstiller Bygningsloven § 25, og Byggeteknisk forskrift Tek 10. Byggeteknisk forskrift krever at bygninger og tilgrensende bruksareal ikke skal oppføres i områder der den nominelle sannsynlighet for skred er større enn 10^{-2} , 10^{-3} eller $2 \cdot 10^{-4}$ avhengig av konstruksjonenes art som relateres til personsikkerhet.

4.2 Sikring mot sørpeskred

Sørpeskred løsner i områder der snødekket blir vannmettet, dvs, i et snødekke der porene blir fylt med vann, og dermed blir ustabil. Oftest forekommer dette i naturlige vannveger som raviner og bekkedaler, men kan også være en følge av vanngjennombrudd i snødemte sjøer eller skreddemte elver (SINTEF – Byggforsk-Byggedetaljblad 311.126 av 2015). Skredene løsner vanligvis i terreng med lavere helling enn snøskred, og kan forekomme i hellinger mellom 5° og 30° .

Vannmetning av et snødekke vil vanligvis opptre i forbindelse med intens snøsmelting eller intens nedbør i form av regn, og kan derfor varsles med en viss nøyaktighet. Skredene er imidlertid vanskelig å utløse kunstig som for snøskred ved ytre påkjenninger som eksplosiver. I Longyearbyen har det i en årrekke vært gjort forsøk med å åpne vannvegen med bulldoser før smeltesesongen starter i slutten av mai, for å hindre at snøen løsner på

naturlig vis (se kapittel 5.1 og Figur 57). Dette har vært et tiltak som har hatt begrenset effekt da det ikke fanger opp situasjonen med utløsning av skred som følge av regn vinterstid, eller dersom tiltaket ikke gjennomføres på rett tidspunkt og etter planen (Figur 45).



Figur 45. Sørpeskredet på Haugen i Longyearbyen i juni 1989 som følge av at tiltaket med bulldosere ikke ble gjennomført som planlagt (foto fra SNSK-arkiv).

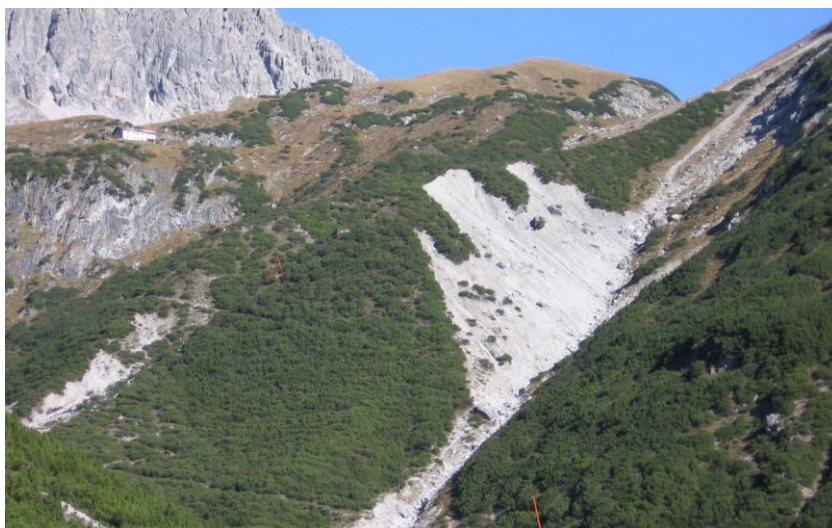


Figur 46. E6 på Herranes i Alta kommune er lagt på fangvoll mot sørpeskred med drenering i flere høyder for å unngå at vollen tiltaket blir et vannmagasin (foto J. O. Larsen).

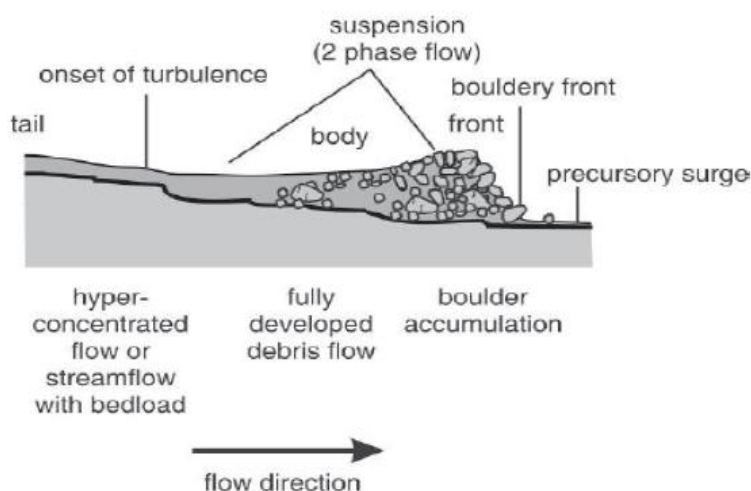
Den vanligste sikringsmåten er derfor å styre skredmassene ved ledevoller/ledemurer eller å fange opp skredmassene ved fangvoll/er som vist i Figururene 46. Da skredmassene vanligvis har store mengder vann, så vil oftest de fastere massene avsettes høyere i skredbanen enn det lettflytende vannet som gjerne strømmer lengre ut i terrenget. Dette kan det tas hensyn til ved å bygge en fangdam med prosjektert vanngjennomløp som vist på Figur 46 som har kulvert i bunn, og flere vannløp i ulike høyder.

4.3 Sikring mot flomskred

Flomskred er løsmasseskred med jord og stein som løsner som følge av intens nedbør, intens snøsmelting eller flom i et naturlig elveleie (Figur 47 og 48). Flomskred kan også komme som følge av brudd i en bredemt sjø (Jøkullaup) eller brudd i morene (Figur 51). Utgangspunktet for skredet er oftest ustabilitet i jordskråningene langs en naturlig vannveg som følge av økt poretrykk og utglidninger/jordskred. Skredmassene føres enten direkte ut med vannet i en flomsituasjon eller fraktes ut i en senere flomsituasjon som følge av erosjon i elveleiet.



Figur 47. Typisk erosjonsprosess i sideterreng til et daldrag der løsmasser fra sideterrenget raser ut i det naturlige løpet for vann og flomskred (Sauermoser S. 2013).



Figur 48. Profil av flomskred i bevegelse (Sauermoser S. 2013)

I permafrostområder danner det seg ofte loper med løsmasser i det aktive laget som siger på underliggende permafrost. Siger i massen øker med tilførsel av vann under snøsmelting om våren eller i situasjoner med intens regn. Disse lobene danner grunnlaget for flomskred i bratt terreng når de blir vannmettet og løsner (Figur 49 og 50).



Figur 49. Flomskred utløst ved en Lobe i Sukkertoppen ovenfor Lia boligfelt i Longyearbyen. (Master thesis til Christian Enkelke, UNIS).



Figur 50. Profil av skredbane med løsningsområde, skredløp og utløpsområde. (Byggdetaljblad 311.136 Løsmasseskred i bratt terreng 2015).



Figur 51. Flomskredavsetning på Øygard i Fjærland som følge av vanngjennombrudd i endemorenen på Flatbreen/Supphellebreen (foto J. O. Larsen, 2004).

Sikring mot flomskred kan gjøres ved ledevoller/murer og fangdammer som omtalt i tidligere kapittel om snøskredsikring 4.1.4 og 4.1.5. Da de faste massene lettere avsettes i banen enn de flytende vannmassene med finkornet materiale, så er det vanlig å akkumulere de faste massene av jord og stein, og føre vannet gjennom sikringstiltaket (Figur 52.) De faste massene kan senere fjernes for å opprettholde effekten av tiltaket. Ved denne typen konstruksjoner i permafrostområder bør betongfundamentet bli bygd på godt fjell, dvs. under et eventuelt forvitret aktivt lag. Ved etablering av tiltak i løsmasser bør det fundamenteres under det aktive lagets forventede maksimale dybde (se Figur 40) eller på bærende stålpeler i permafrosten (Figur 20).

Det kan også forbygges mot flomskred ved å erosjonssikre elveløpet ved «Sabo dammer» som er mye brukt i Alpene og Japan. Dette utføres med rekker av dammer som hever elveløpet i seksjoner, og derved senker vannhastigheten og erosjonen (Figur 53). Nedenfor hver dam er det kraftig erosjonssikring i betong eller blokk for å hindre undergraving av selve damkonstruksjonen.

I områder med permafrost vil betongkonstruksjonene måtte fundamenteres i fjell, eller i permafrosten dypere enn det aktive laget (Figur 20). Løsninger med tømmer kan fundamenteres i det aktive laget, men vil være utsatt for betydelig sig, og er ikke like velegnet i Arktis der det heller ikke er lett tilgang på tømmer.

Ved utforming og dimensjonering av disse konstruksjonene vises til Østerrikske retningslinjer og beregningsmetoder (Sauermoser, 2013).



Figur 52. Fangdam for sørpe- og flomskred fra Davos i Sveits (foto J. O. Larsen).



Figur 53. Sabo dammer i betong eller tømmer for å hindre erosjon og utløsning av flomskred i en elvedaler (Sauermoser S. 2013).

Sikring mot flomskred kan også utføres med Nett (Figur 54). Forutsetningen er at det er muligheter for gode forankringsplasser langs skredløpet for å kunne oppta kreftene fra flomskredet (Figurene 54 og 55). Ankerne bør plasseres i fjell eller dypt i permafrosten. Geobrugg AG i Sveits har retningslinjer for denne utforming og dimensjonering av denne typen skredsikring (Wendeler, 2013).

Dimensjonering av flomskredsikring er basert på densitet og hastigheten av skredmassene. Det sveitsiske modellverktøy RAMMS som er tidligere beskrevet for å vurdere snøskredbevegelse er også utviklet for å beregne flomskredutbredelse og hastighet.



Figur 54. Nett brukt som sikring mot flomskred (Corinna Wendeler, Geobrugg AG, 2013).



Figur 55. Effekten av nett som sikring mot flomskred (Corinna Wendeler, Geobrugg AG, 2013).

4.4 Sikring mot stein- og fjellskred

Steinsprang og steinskrud er prosesser som først og fremst har sin årsak i fryse - tine prosesser i fjellsiden der frostsprengning utvider sprekker med vanninnhold, og smelting av isen på sprekkeene i varmeperioder fører til at sprekkeavløste blokker og blokkpartier løsner. I Permafrostområder vil et varmere klima føre til at det aktive laget i fjellsidene blir dypere, og at isen som holder fjellblokkene sammen gradvis smelter slik større partier kan avløses. Det er flere forskningsprosjekter i gang i Norge med kartlegging av faren for fjellskred (volum over 10^4 m^3) som kan forårsake større materielle ødeleggelser ved utfall og i verste fall forårsake ødeleggende flodbølger (Etzelmüller 2015, NFR-Cryowall prosjektet ved Universitetet i Oslo og Kåfjord – prosjektet i Lyngen). På Svalbard er det kartlagt åpne sprekker både i Platåfjellet og Gruvefjellet som ved et varmere klima og degenerering av permafrosten kan løsne som fjellskred og nå bebyggelsen (Rubensdotter og Hermanns 2011 og Jeanette Kaldvågnes, UNIS).

Vanlige sikringsmetoder mot steinsprang og steinskrud er:

- ✓ Nedsprengning av utsatte blokker eller mindre fjellpartier
- ✓ Forankring av løse partier ved ankere og bolter
- ✓ Fangdammer og murer i skredbanen som stopper utfall
- ✓ Sikringsnett som fanger opp blokker i bevegelse (Figur 56).
- ✓ Forsterkning av utsatte objekter

Sikringsmetoder for fjellskred (volum $\geq 10^4 \text{ m}^3$) er hovedsakelig overvåking og varsling.

Her kan bergmekaniske analyser være bidrag til vurdering av stabiliteten, samtidig som bevegelsesmønster kan gi en indikasjon på potensialet for utfall. Der det er fare for skredgenererte flodbølger kan en bølgeanalyse gi indikasjon på eventuelle potensielle skader et større utfall vil kunne medføre (Larsen, 1985 og Åknes Tafjord beredskap 2014).

Sikring mot steinsprang kan utformes og dimensjoneres ut fra et modellstudium med simuleringsprogram som CRSP-4.0 (Colorado Rockfall Simulation Program), det kanadiske Rockfall eller det sveitsiske RAMMS. Alle programmene gir bevegelsesmønster på blokker, og en statistisk fordeling av date som er viktig for å kunne foreta en vurdering og dimensjonering av nødvendige forebyggende tiltak. Modellene gir følgende data:

- ✓ Blokkhastigheter i banen
- ✓ Spranghøyder i ulike deler av banen
- ✓ Energi som grunnlag for dimensjonering av eksempelvis fangnett eller fangvoller/murer.

I permafrostområder må nettene alltid forankres i godt fjell eller dypt i permafrosten som tidligere nevnt. Fangvoller/murer må også utformes som beskrevet i kapittel 4.1.4 og 4.1.5.



Figur 56. Sikringsnett mot steinsprang og steinskred (Corinna Wendeler, Geobrugg AG, 2013).

5 SKREDSIKRING I ARKTIS MED EKSEMPLER FRA SVALBARD

5.1 Skredsikringstiltak utført på Svalbard

Idet det refereres til tabell 1 i kapittel 4 så er det av Passive midlertidige tiltak startet Skredvarsling på Nordenskiöldland på Svalbard i 2015. Det er videre gjennomført stengning av ferdselsårer og evakuering av utsatte bygninger, et ansvar som ligger under Sysselmannen på Svalbard, og har vært gjennomført blant annet høsten/forvinteren 2016.

Skredvarsling og stenging av vegen til SVALSAT er gjennomført av firmaet Kongsberggruppen AS, med støtte fra UNIS og Longyearbyen hjelpekorps.

Skredvarsling og stengning av ferdselsruter med snøscooter som Todalen (hovedruta til Svea) har blitt gjort fortløpende av UNIS i samarbeid med Sysselmannen og SNSK. Under stengings av Todalen/Gangdalen brukes den mindre skredutsatte Bolterdalen.

Av Passive permanente tiltak har Skredsonerplaner blitt utført høsten 2016 ved Multiconsult AS på oppdrag fra Norges Vassdrags og Energidirektorat NVE, og blitt levert i 12 desember.

Av Aktive midlertidige tiltak har kunstig utløsning av skred i farlige perioder vært gjort i Nybyen ved nedsprenghing av skavler. Dette har i en periode vært rutine hos arbeiderne ved Store Norske Spitsbergen Kullkompani SNSK da de bodde i Nybyen og fryktet at nedfall av skavler i Gruvefjellet kunne løse farlige snøskred.

Det har videre blitt innført rutiner for åpning av Vannledningsdalen med bulldosere i forkant av snøsmeltingen i mai/juni hvert år for å hindre utløsning av sørpeskred (Figur 57).



Figur 57. Bulldosere åpner Vannledningsdalen for å hindre utløsning av sørpeskred (foto J. O. Larsen).

Av Aktive permanente tiltak så er det gjort noen få tiltak på Svalbard. Veggen til SVALSAT som ble etablert i 1990 årene gjennom et løseområde for snøskred ble sikret med forstøtningskonstruksjoner i stål – tømmer for å bedre adkomsten til stasjonen på Platåfjellet (Figur 58). Disse var tenkt å senke hellingen på snødekket i det mest utsatte partiet slik at skredstørrelsen og frekvensen kunne reduseres. Som ekstra risikoreduserende tiltak for ferdselen ble det innført skredvarsling og stenging i perioder med snøskredfare. Dette ble igangsatt etter en ulykke der en showel ble skjøvet av vegen i et snøskred.

Skredsikringen av SVALSAT vegen er dimensjonert for snøtrykk av hvilende snø, og ikke dimensjonert for belastning fra skred. Snøskred og snøsig har tidvis ødelagt noen av de øvre tømmer – tverrliggerne på grunn av snøsig over konstruksjonen og små skred.

Haugen bydel ble bygget 1946 til 1953 som administrasjonssenter for Store Norske Spitsbergen Kullkompani SNSK AS. Lokaliseringen på en løsmassevifte som er et naturlig akkumulasjonsområde for flom- og sørpeskred fra Vannledningsdalen var en uheldig plassering (Figur 59). Sørpeskredet i juni 1953 førte til store materielle ødeleggelser med 3 omkomne og 30 skadede. Dette førte til bygging av en ledevoll langs elva som sikring. Under

sørpeskredet i 1989 gikk skredmassene over vollen og på ny inn i bebyggelsen. Dette førte til ytterligere økning av vollhøyden til en høyde som i dag er ca. 17 m (Figur 60).



Figur 58. Skredsikring av vegen til SVALSAT med et gjerde (for- og bakside) utført som en stål-tømmer konstruksjon forankret i fjell (foto J. O. Larsen).



Figur 59. Haugen bebyggelsen etablert 1946 – 53 på en skredvifte (foto SNSK arkiv).

Som et Aktivt midlertidig tiltak har det ved en anledning i april 2008 vært oppført en snøvoll ved de mest utsatte bygninger i Nybyen etter varsel fra UNIS studentene til Sysselmannen om at de følte seg utrygge ved å bo i et skredutsatt område. Dette var i en periode med sterk østlig storm på Gruvefjellet og registrering av store sprekker bak skavlene på toppen av fjellet (Figur 61). Det var fare for at nedfall av skavlene kunne utløse farlige skred i den akkumulerte fokksnøen i terrenget nedenfor platået.



Figur 60. Haugen boligfelt beskyttet med en 17 m høy ledevoll (foto J. O. Larsen).



Figur 61. Skavler på Gruvefjellet ovenfor Nybyen som ved nedfall kunne utløst snøskred mot Nybyen i april 2008 (foto S. Vogel, Master student UNIS).

Det eneste permanente sikringstiltaket mot steinskred som er utført i Longyearbyen er ovenfor Gruve 2B der en betongvegg er støpt for å hindre at steinskred treffer uteanlegget.

5.2 Mulighetsstudie av skredsikringstiltak i Longyearbyen

5.2.1 Generelt om krav til sikkerhet

Med bakgrunn i de utarbeidede faresoneplanene for Longyearbyen så kan det vurderes tiltak for de enkelte typer skred. Dette må ha som bakgrunn i klart definerte mål for

sikringstiltakene, om sikringen kun skal redusere en allerede eksisterende skredfare eller om sikringen skal eliminere en fare i henhold til Byggeteknisk forskrift Tek 10.

Byggeteknisk forskrift Tek 10 er i utgangspunktet utformet for planlegging av ny bebyggelse ved arealplanlegging:

Tek 10 § 7–1. *Generell krav om sikkerhet mot naturpåkjenninger*

(1) Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot skade eller vesentlig ulempe fra naturpåkjenninger.

(2) Tiltak skal prosjekteres og utføres slik at byggverk, byggegrunn og tilstøtende terreng ikke utsettes for fare for skade eller vesentlig ulempe som følge av tiltaket.

Byggeteknisk forskrift definerer tre nivåer avhengig av sikkerhetsklassene S1, S2 og S3 som innebærer at utsatte objekt og tilliggende utvendig bruksareal skal tilfredsstille kravene til en årlig nominell sannsynlighet for skred på 10^2 , 10^3 eller $2 \cdot 10^4$. For ny bebyggelse og endring av eksisterende bebyggelse sier «Plan og Bygningsloven av 27 juni 2008 i § 28.1:

Grunn kan bare bebygges, eller eiendom opprettes eller endres, dersom det er tilstrekkelig sikkerhet mot fare eller vesentlig ulempe som følge av natur- eller miljøforhold. Det samme gjelder for grunn som er utsatt for fare eller ulempe som følge av tiltak.

Da det i Longyearbyen er bebyggelse som allerede etter skredsonekartene ligger utsatt for naturskade, så vil det være rimelig å vurdere risikoreduserende tiltak som eksempelvis å vurdere hva som kan gjøres for å begrense skade. Det kan i den sammenheng være et mål å sikre all bebyggelse som ligger innenfor skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^2 . Det må vurderes om det er ønskelig å sikres mot naturskade med en nominell sannsynlighet på 10^3 eller $2 \cdot 10^4$ som etter sikkerhetsklasse S2 og S3 vil være å sikre mot infrastruktur der konsekvensene av skred er større enn i sikkerhetsklasse S1, og gjelder boligblokker, boligrekker, barnehager, sykehus, forsamlingshus, hoteller etc.

5.2.2 Sikringsmulighet over husene i veg 230 og nord i veg 228

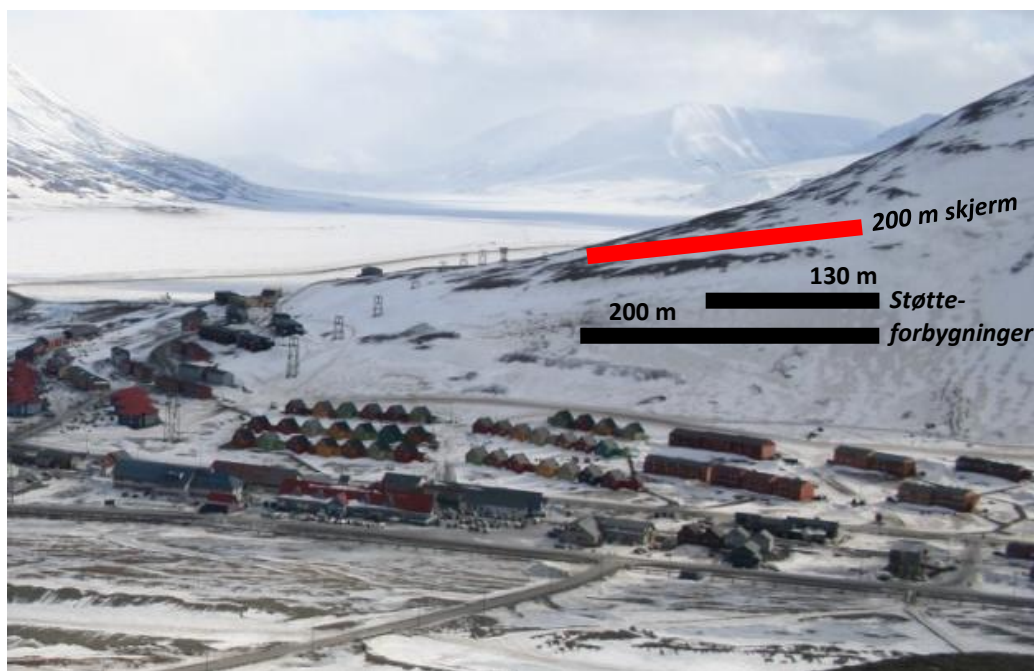
I dette området er to boligrekker ødelagt av skredet 19 desember 2015. Spørsmålet er om dette området og tilstøtende husrekker i veg 228 og 230 skal sikres mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-2} , 10^{-3} eller $2 \cdot 10^{-4}$.

Forskjellige tiltak kan være aktuelle. Skjerming på ryggen ovenfor bebyggelsen vil senke snøakkumulasjonen i skredløsneområdet, og senke skredfaren i det aktuelle området. Skjerming brukes generelt for å senke sannsynligheten for skred, og brukes sjelden alene som sikring for bebyggelse. Dette kunne likevel ha vært et avgjørende tiltak for sikring i Lia i desember 2015 da store snømengder la seg ut på kort tid i skredløsneområdet overfor bebyggelsen i vegene 228 og 230.

I veg 230 der Spisshusene ble truffet av skredet i desember 2015 er den årlige nominelle sannsynlighet for skred på 10^{-2} antatt å ligge nedenfor der andre husrekke var plassert, og

nedenfor nordre husrekke i veg 228. (Hannus M. 2016) (Figur 64). Returperioden for skred med årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} og $2 \cdot 10^{-4}$ er antatt å ligge ved tredje husrekke sør i veg 230, berøre Spisshusene nord i veg 230 og andre husrekke nord i veg 228.

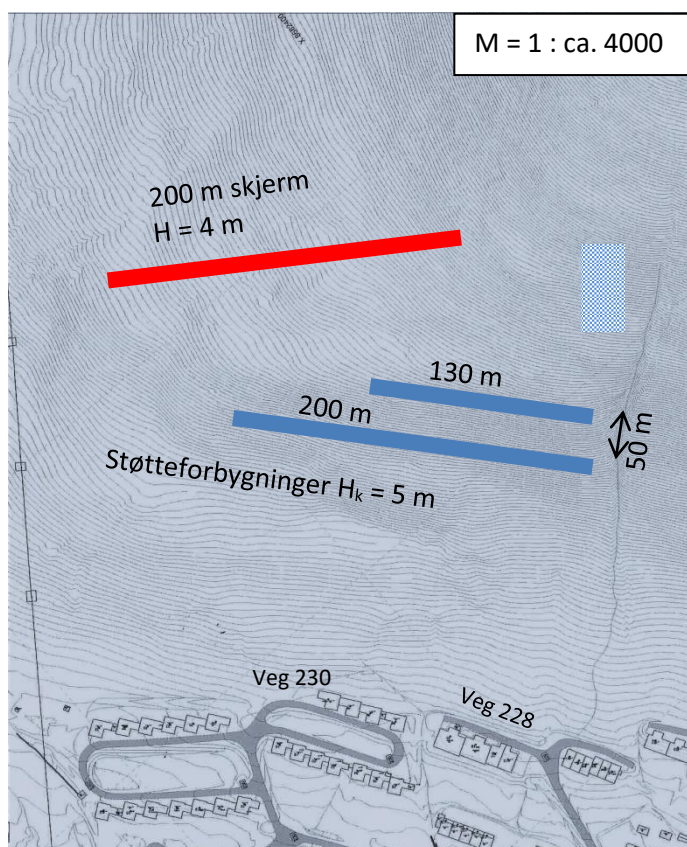
Området kan sikres ved tiltak i fjellsiden, men også ved tiltak i skredbanen ovenfor bebyggelsen (se neste avsnitt). Skjerming på ryggen over Spisshusene vil kunne redusere snøakkumulasjonen i dette skredløsneområdet, og anbefales bygd etter det prinsippet som er vist i Kapittel 4.1.2. Terrenghellingen på denne ryggen er så bratt at stålskjermer bør anbefales og dimensjoneres for sideveis snøsigkrefter langs skjermen i tillegg til vindkreftene med orkanbyger ut Adventdalen. Det vil kunne samle seg betydelige mengder drivsnø rundt skjermen så en skjermhøyde på 4 m anbefales. Grunnforholdene er et tynt løsmassedecke med forvittringsjord over sterkt forvitret sedimentære bergarter. Dybden i det aktive laget bør kartlegges med termistorstrenger, men vil sannsynligvis være mellom 1 og 1,5 m. Det må dessuten tas hensyn til økt dybde på det aktive laget som følge av klimaendringer som beskrevet i kapittel 3 a. Forankring i fjellet vil være påkrevet (se Figurene 28 og 29 i kapittel 4.1.2). Skjerm lengden må være ca 200 m lang, og kan dimensjoneres ut fra vindforskriftene i NS 3491-4 og SINTEF Byggetalbladene 471.043 og 471.044. Skjerm plassering er vist på Figurene 62 og 63.



Figur 62. Plassering av skjerm og støtteforbygninger over Spisshusene i Lia.

For å sikre bebyggelsen nord i veg 228 og veg 230 mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} eller $2 \cdot 10^{-4}$ vil det være nødvendig med supplerende tiltak som støtteforbygninger eller sikringsvoller av typen fangdammer (se kapittel 4.1.3 og 4.1.5). Støtteforbygninger er effektive i å forankre snøen i løsnedområdet, og kan anbefales brukt i Lia for å forhindre utløsning av skred. Sannsynligvis vil det være tilstrekkelig med 2 rader

forbygninger i skredløsneområdet, som har en bredde på ca 200 m og en høyde på ca 100 m. Den øvre rad kan plasseres i avstand ca 25 m fra bruddkanten for skredet 19 desember 2015, og ha en lengde på 130 m. Den andre raden bør dekke hele løsneområdet bredde, og ha en lengde på 200 m. Denne raden plasseres i henhold til de Sveitsiske forskriftene beskrevet i kapittel 4.1.3 (Margreth 2007). Ved å anta at snøhøyden i skredløsneområdet har en maksimal høyde på 5 m med en gjennomsnittlig returperiode på 100 år, så vil anbefalt konstruksjonshøyde bli $H_k = 5$ m. Dette samsvarer godt med bruddkanthøyden for skredet i 2015 med oppgitt maks dybde på $D = 4,5$ m ($H = \frac{D}{\cos \psi} = \frac{4,5}{\cos 30^\circ} = 5,2$ m). Dette antas å være snøhøyden med en dimensjonerende returperiode på 100 år. Neste konstruksjon plasseres ut fra en avstandsfaktor $f_L = 10$ (Figur 33), dvs. $10 \cdot 5$ m = 50 m lengre nede i terrenget.



Figur 63. Plassering av skjerm og støtteforbygninger over Spisshusene i Lia.

Støtteforbygningene dimensjoneres ut fra de Sveitsiske retningslinjer med en korreksjon som nevnt i kapittel 4.1.3 med en densitet på $\rho = 500$ kg/m³ i full konstruksjonshøyde i lastalternativ 1. Lastalternativ 2 droppes i henhold til retningslinjer gitt på Island og i Norge (Johannesson 1999 og Larsen 2000). Glidefaktor N settes til 1,2 (ingen glidning mot bakken). Fundamenteringen gjøres i fjell som anvist i Figurene 35 og 36.

Kostnadene ved dette prosjektet er vanskelig å beregne, men informasjon fra Statens vegvesen SVV, Region Nord er at snøskjermer i tre har en enhetspris på kr. 7 500 pr. lm (Helgaas 2016). Ved oppføring i stål på permafrost, og på Svalbard med ekstra transport vil prisene lett kunne fordobles. Det vil si at skjermene i Lia antagelig vil ha en kostnad på ca kr. 15 000 pr. lm. Totalkostnad kr. 3 mill.

Enhetspris for støtteforbygninger er fra Hammerfest kommune kr. 27 000 pr. lm i nylig oppførte konstruksjoner (Berg J. 2016). Dette er dobbelt så høy pris som det oppgis å koste å oppføre tilsvarende konstruksjoner i Østerrike (Sauermoser S. 2016). Opplysninger fra Sveits (Margreth S. 2016) er at kostnadene med fundamentering i permafrost er av størrelsesorden 20 % dyrere enn tradisjonell fundamentering. Med en antatt kostnad på kr. 33 000 pr. lm vil totalkostnadene for 330 m støtteforbygninger dermed bli ca. kr. 11 mill. Samlet kostnad for prosjektet vil være av størrelsesorden kr. 14 mill.

5.2.3 Sikringsmuligheter i Lia mellom veg 222 og Veg 228

Hvis målet er å sikre Lia byggefelt mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-2} så kan en sikringsvoll på oppsiden av bebyggelsen være en løsning. Vollens høyde beregnes etter beskrivelsen i kapittel 4.1.5 om sikringsvoller i skredutløpsområdet. Følgende parametere vil være dimensjonerende i dette området:

Snøhøyde i terrenget antas å være: $H_{snø} = 1 \text{ m}$

Skredets flyte høyde antas å være: $H_{skred} = 1 \text{ m}$

Hastighetshøyden: $H_{hastighet} = \frac{v^2}{2g}$

Hastigheten på skredet fra fjellsiden kan beregnes ut fra en dynamiske modeller som Ramms eller liknende modeller. Det kan også vurderes ut fra grafiske modeller (Norem H. 2013) dersom dimensjonerende skredutløp er kjent.

Ved en antagelse om at skredet stanser ved øvre husrekke i byggefeltet mellom veg 230 og veg 222 (Figur 64) (Hannus 2016), så kan en skredhastighet i avstand ca. 40 m ovenfor beregnes til 12,5 m/s (grafiske modeller).



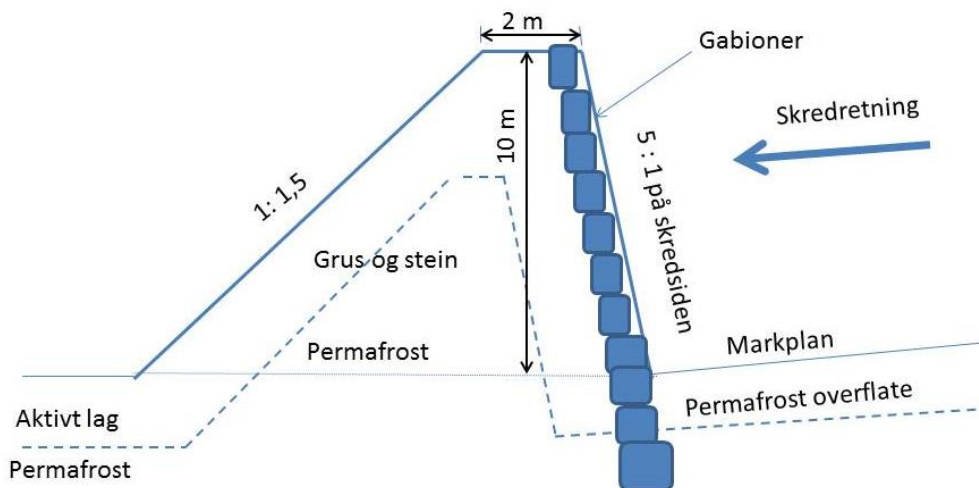
Figur 64. Sikringsvoll/mur skissert på Skredsonekartet fra Multiconsult AS 2016.

Ved disse antagelsene vil hastigheshøyden bli:

$$H_{\text{hastighet}} \text{ ved } 12,5 \text{ m/s} = \frac{12,5^2}{2 \cdot 9,81} = 8,0 \text{ m}$$

Vollhøyden bør da være: $1 + 1 + 8,0 = \underline{10,0 \text{ m}}$

Vollen som blir ca 650 m lang kan utformes med gabioner i forkant som vist på figur 65.



Figur 65. Skisse av sikringvoll ovenfor bebyggelsen i Lia

Den viste vollen vil dessuten være en god beskyttelse mot både flom- og steinskred i dette området. Byggemateriale for vollen kan hentes fra elvegrus og stein i elveløpene i Bolterdalen og Todalen.

Kostnadene ved denne typen voll er vanskelig å anslå. Enhetspriser fra Statens vegvesen i Region Nord (Helgaas 2016) viser en enhetskostnad på kr. 27400 pr. lm for en 6 m høy fangvoll. Ved å anta en pris på kr. 5 000 pr. m² så vil en 650 m lang voll av 10 m høyde

antagelig ha en kostnad av størrelsesorden kr. 36 mill. Det er da tatt hensyn til dypere fundamentering enn på fastlandet.

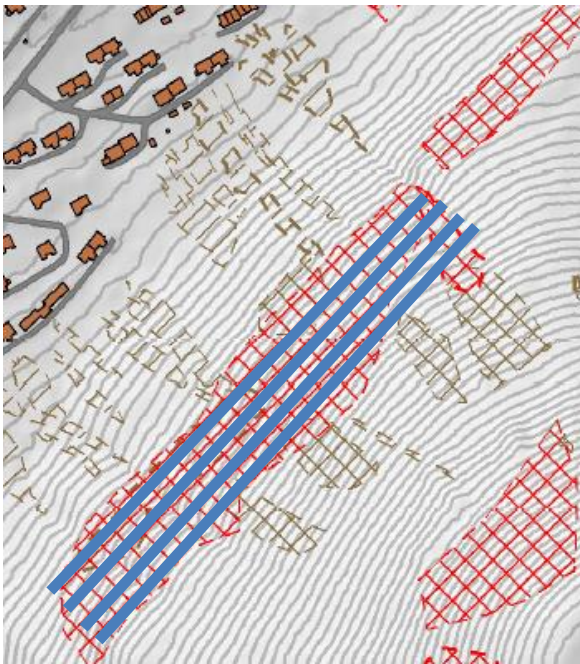
Alternativ løsning er å oppføre en betongmur som vist på Figur 40. Denne må også være 10 m høy over bakkeplan og forankres i permafrost. Dimensjonerende trykk mot muren med en antatt densitet på snøen $\rho = 300 \text{ kg/m}^3$ og en skredhastighet på 12.5 m/s vil være:

$$p_N = K \cdot \rho \cdot v^2 = 1 \cdot 300 \cdot 12,5^2 = 47 \text{ kPa} \quad (\text{Formfaktor } K \text{ er satt til } 1,0 \text{ for en rett vegg}).$$

Kostnadene med en mur i stedet for voll antas å være større enn for vollen på grunn av dyp fundamentering. Antatt kostnad ved en pris på kr. 5000 pr. m^2 og fundamentering 2,5 m under bakkeplan vil være av størrelsesorden kr. 44 mill.

Dersom målet er å sikre mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} eller $2 \cdot 10^{-4}$ så må vollen gjøres vesentlig høyere da hastigheten øker. Antydningsvis vil vollhøyden bli ca 20 m for å tilfredsstille kravet til en returperiode på 1000 år, og 26 m for å tilfredsstille kravet til 5000 års skredet. Dette er det liten plass til ovenfor eksisterende bebyggelse, så en løsning er å oppføre den beskrevne 10 m vollen/muren der øvre husrekke ligger i dag.

Alternativ sikringsløsning er å sette opp støtteforbygninger i løснеområdet for skredet. Dette kan gjøres som vist over Spisshusene i veg 230. På grunn av løснеområdets størrelse vil det være behov for 4 rekker forbygninger av ca 500 m lengde for å kunne dekke området som er et potensielt løснеområde for snøskred. I dette området legger det seg mindre snø enn ovenfor veg 230 da det ikke er et typisk leområde for fremherskende vindretning, og snømengdene er derfor mindre.



Figur 66. Plassering av 4 rekker støtteforbygninger i Lia mellom veg 222 og Veg 228
(Bilde: Multiconsult rapport, 2016).

Anslagsvis vil det med en gjennomsnittlig returperiode på 1000 år ikke ligge mer enn mellom 2 og 3 m snø som maksimum i dette partiet. Forbygningshøyden kan derfor begrenses til $H_K = 3$ m. Avstanden mellom forbygningene kan være 25 m (Figur 66), og de må forankres i permafrosten i fjell under det aktive jordlaget som har en dybde på ca 1 m. Ved en lengde av hvert av panelene på 500 m vil det totale behovet være 2000 m. Ved en kostnad på kr. 30 000 pr. m vil dette støtteforbygningsprosjektet koste av størrelsesorden ca. 60 mill. Ved forbygninger i løseområdet og den 10 m høyde sikringsvullen ovenfor eksisterende hus vil kravene i Byggeteknisk forskrift Tek 10 antas å være tilfredsstilt når det gjelder alle typer skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} og $2 \cdot 10^{-4}$.

5.2.4 Skredsikring av bebyggelsen i veg 219 og 222 mot sørpeskred og flomskred i Vannledningsdalen

Skredfaren i vegene 219 og 222 har i hovedsak sammenheng med den 17 m høyde sikringsvullen på Haugen som leder skredmassene mot bebyggelsen i disse vegene (se Figur 60). Skredet i 1989 gikk inn i dette området, og det relativt beskjedne skredet i 2012 gikk over veg 217.

Det er tidligere gjort flere vurderinger av skredsikring langs veg 217 og 222 for å sikre bebyggelsen i veg 219 og 222. I prosjektoppgaven til Hellum og Pedersen er det foreslått å bygge en 4 m høy ledevoll. (Hellum og Pedersen 2007). Denne vil i tillegg til elveløpets dybde få en effektiv høyde på mellom 5 og 6 m. Ved bygging av en sikringsvoll vil vegene 217 og 222 måtte brukes til areal for skredsikringstiltaket.

Norges Geotekniske Institutt NGI har utarbeidet et forslag til skredsikring på oppdrag fra Lokalstyret i Longyearbyen etter skredet i 2012 (Jonsson A. 2015). Her har NGI beskrevet en voll som varierer fra 14 m oppe ved utløpet av Vannledningsdalen til 6 m nede ved veg 550.

På skredsonkartet for området vist på Figur 64 er det bare de øvre sørligste husene i veg 222 som ligger innenfor grensen for skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-2} . Dessuten ligger de sørligste husene i veg 219 nær grensen, men innenfor en årlig nominell sannsynlighet for skred på 10^{-3} og $2 \cdot 10^{-4}$.

Sørpeskredene i Vannledningsdalen vil kunne nå helt ut til elva i Longyeardalen slik det gjorde i 1989 og 1953, og som også er antydnet på skredsonplanen i Figur 64. Lengden på sikringstiltaket vil måtte være 350 m for å sikre husene i veg 222 og 219. Skredhastigheten ved vollen vil kunne være i størrelsesorden 20 m/s. Med en avbøyningsvinkel på 15° , en avlagret snøhøyde på 4 m og en skredstrøm med høyde 5 m vil den nødvendige høyden på ledevollen etter beregningene i kapittel 4.1. 4 være:

$$H_{\text{voll}} = H_{\text{snø}} + H_{\text{skred}} + H_{\text{hastighet}} = 4 + 5 + \frac{20^2}{2 \cdot g} \sin 15^\circ = \underline{10,3 \text{ m}}$$

Vollen kan uformes som fangvullen i Lia vist på Figur 65 med gabionmur mot elveleiet. Den kan også utformes som vist på Figurene 37 og 38 i kapittel 4.1.4, men vil i såfall ta langt

større plass. For å begrense arealet for konstruksjonen kan den også bygges som en ledemur i betong som skissert i Figur 67. Betongmuren må fundamenteres nede i permafrosten som langs veg 217 ligger mer enn 2,5 m dypt. Dette er erfart gjennom vanngjennomgang i veg 217 der vegkroppen har sunket ca 1 m i løpet av de siste 10 år på grunn av økt opptining i vegfundamentet. Det kan vært ønskelig at en eventuell sikringsmur forankres med peler i permafrosten på grunn av faren for videre oppvarming på grunn av klimaendringer. For øvrig bør det erosjonssikres mot vann som vist i Kapittel 414.

Ledemuren må dimensjoneres for et skredtrykk som vist i Figur 40:

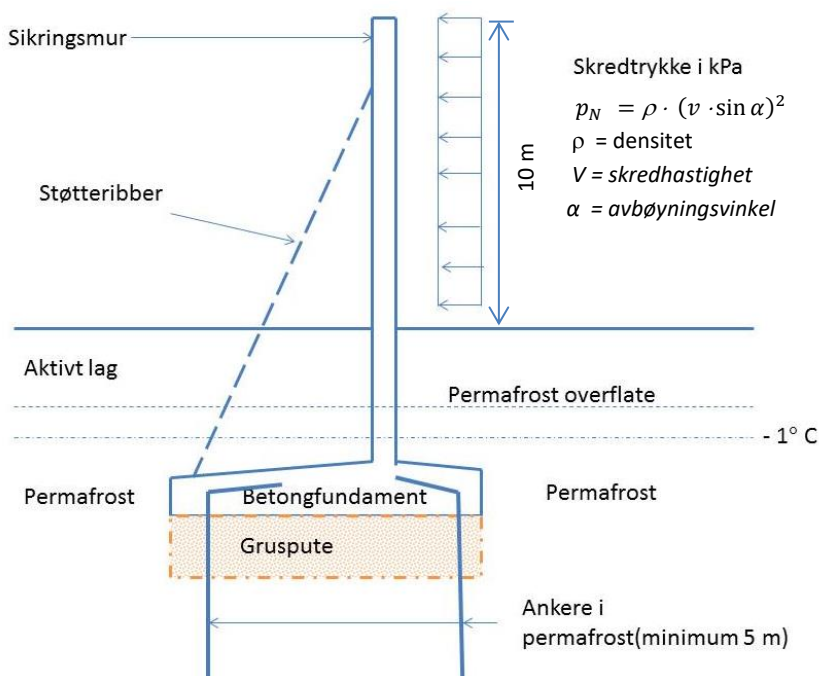
$$p_N = K \cdot \rho \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2 \text{ kPa} = 1 \cdot 1000 \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2 = \underline{17,3 \text{ kPa}}$$

K = formfaktor = 1, ρ = densitet sørpeskred = 1000 kg/m³

v = skredhastigheten (antas 20 m/s) og α = avbøyningsvinkelen (dette tilfellet 12°)

Friksjonslast langs veggen: $p_Q = \mu \cdot p_N = \underline{7 \text{ kPa}}$ (friksjonsfaktor $\mu = 0,4$).

Kostnadene med disse typene tiltak vil antagelig være i samme størrelsesorden pr. m² som for sikringstiltakene langs bebyggelsen i Lia. På grunn av dyp fundamentering blir selve veggen ca 13,5 m høy (påregnes 1 m ned i permafrosten). Totalkostnad for en 350 m lang ledevoll vil kunne være av størrelsesorden kr. 20 mill. og med en betongmur av størrelsesorden kr 25 mill.



Figur 67. Ledemur langs veg 222 og 217 for sikring av husene i veg 222 og 219 mot sørpeskred.

Sikring av bebyggelsen på sørsiden av Vannledningsdalen for å sikre mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} og $2 \cdot 10^{-4}$ kan gjøres ved å heve eksisterende ledevoll. Høyden på den vollen kan finnes ut fra beregninger av vollhøyden som vist tidligere.

Snøhøyden i utløpet av Vannledningsdalen antas å kunne være 5 m og skredet antas å kunne ha en flyte høyde på 5 m. Hastigheten i utløpet av dalen antas å være ca 30 m/s, og avbøyningsvinkelen er 26°.

$$H_{\text{voll}} = H_{\text{snø}} + H_{\text{skred}} + H_{\text{hastighet}} = 5 + 5 + \frac{(v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot g} = 19 \text{ m}$$

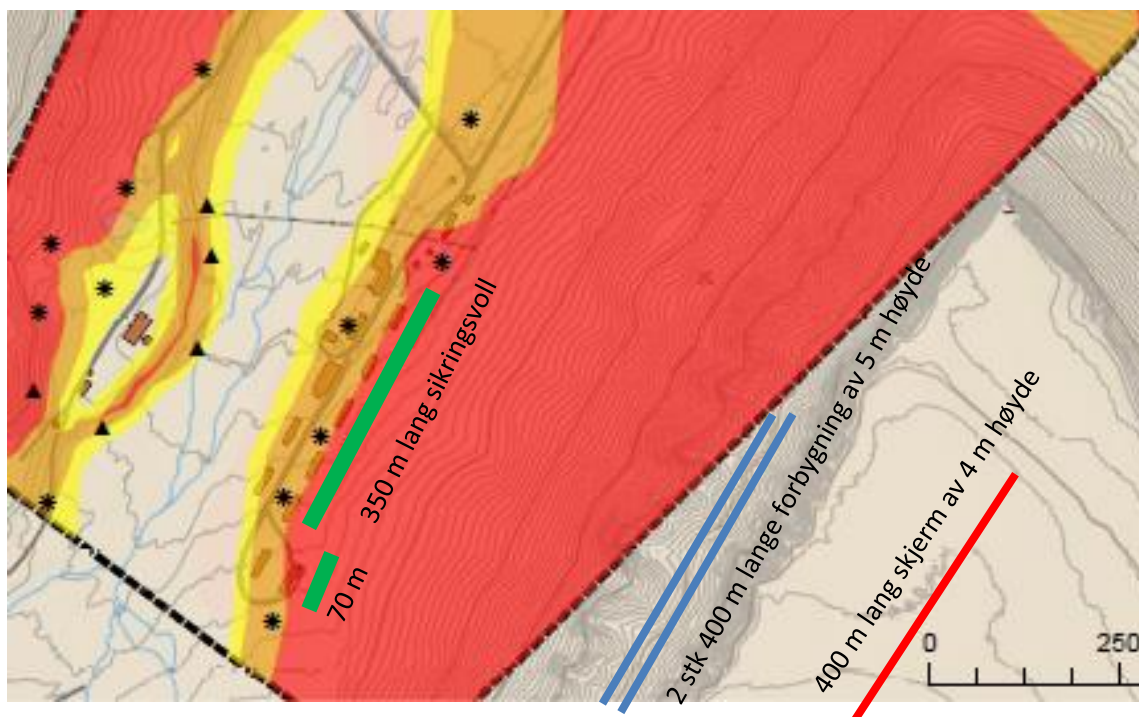
Eksisterende voll på ca 17 m blir for lav, og vollhøyden må økes med 2 m over en lengde på ca. 200 m ut for utløpet av Vannledningsdalen. Dette vil kunne gjøres uten å berøre eksisterende bebyggelse.

5.2.5 Skredsikring i Nybyen

I Nybyen ligger grensen for skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-2} etter øvre husrekke, mye likt det som er kommet fram i skredsoneplanene for Lia. Det vil si at samme sikring med en fangvoll eller sikringsmur av 10 m høyde plassert i 40 m avstand fra husene vil gi nødvendig sikkerhet mot skred med denne gjennomsnittlige returperiode på 100 år. Dette gjelder alle typer skred, både snø, stein og flomskred. Samlet lengde på sikringstiltaket nede ved bebyggelsen vil være ca. 420 m. med en voll av 350 m lengde ved den sammenhengende husrekke, og en voll av 70 m lengde ved det øvre huset (Figur 68). Med en antatt kostnad på kr. 5000 pr. m² vil sikringstiltaket koste i størrelsesorden kr. 23 mill. Dersom tiltaket oppføres som sikringsmur vil sannsynligvis kostnaden bli noe større, anslagsvis kr. 28 mill.

Dersom det er ønskelig å sikre mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} eller $2 \cdot 10^{-4}$ så må enten sikringsvollen/muren plasseres der øvre husrekke ligger i dag, dvs. skyve sikringen ned mot annen husrekke, eller bygge tiltak oppe i løseområdet og på platået over. På Figur 68 er det foreslått en samleskjerm av 400 m lengde oppe på platået på Gruvefjellet bygd som vist på Figurene 26,27 og 29 med treskjerm og stålankere i fjell nede i permafrosten. Skjermen anbefales bygd i 4 m høyde og av trematerialer da den ikke blir utsatt for nevneverdig snøsig i det relativt slake terrenget. Kostnadene ved en skjerm av denne typen vil være omkring kr. 11000 pr. lm som innebærer en total kostnad på kr. 4,4 mill.

Dersom det settes opp to rekker støtteforbygninger i løseområdet under den bratte del av fjellsiden bør disse være 5 m høye og 400 m lange. Prinsippet for oppsettet vil være som beskrevet for forbygningsoppsettet i Lia. Kostnadene pr. lm vil antagelig være av størrelsesorden kr. 33 000. Dette innebærer en kostnad for skjerm og forbygninger i størrelsesorden kr. 26,4 mill.



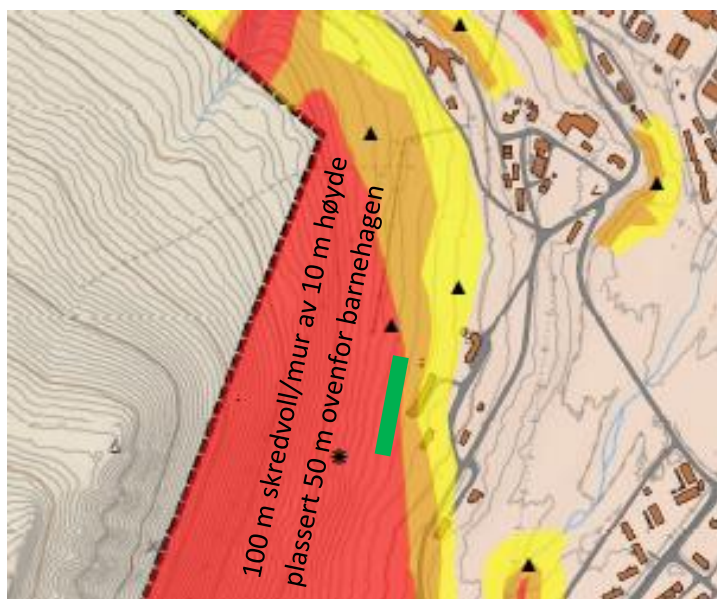
Figur 68. Skredsonesoneplan for Nybyen og Sverdrupbyen med plassering av sikringsvoller og skjermmer/forbygninger.

5.2.6 Sikring av barnehagen og Formannsbrakka ved kirken

Skredsonesoneplanen utarbeidet av Multiconsult AS (Hannus 2016) viser at barnehagen ligger utenfor skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-2} , men innenfor en årlig nominell sannsynlighet for skred på 10^{-3} . Dersom området ønsket sikret så kan det oppføres en sikringsvoll (Figur 65) eller en sikringsmur på oppsiden som beskrevet for sikring i Lia. Høyden på vollen vil avhenge av om det er ønskelig å sikre mot 1000 års skredet eller 5000 års skredet. Sikring mot et skred med en årlig nominell sannsynlighet på 10^{-3} kan gjøres med en voll eller mur av samme type og plassering som beskrevet i Lia. Dette innebærer at vollen/muren må bygges i ca 100 m lengde med en høyde på 10 m. Total kostnaden på dette tiltaket vil være av størrelsesorden kr. 6 mill for en voll, og kr. 7 mill for mur.

Skal det tas hensyn til 5 000 års skredet må vollen bygges med en høyde på ca 18 m. Dette innebærer en kostnad på ca kr. 100 000 pr. m eller en total kostnad på ca kr. 10 mill.

Antagelig vil disse tiltakene være så kostbare at det vil være regningsvarende å flytte barnehagen til et tryggere område i dalen.



Figur 69. Sikringstiltak ved barnehagen skissert på skredsonekartet til Multiconsult AS 2016.

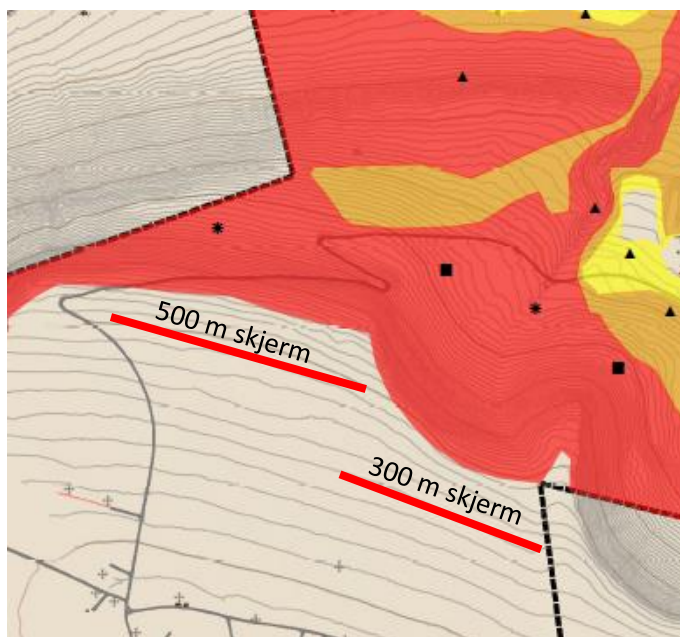
5.2.7 Skredsikring over vegen til SVALSAT på Platåfjellet.

Vegen til SALSAT ligger i et skredløsneområde, og er utsatt for snøskred. Det har vært hendelser med skred ned på vegen, som i dag er delvis sikret med gjerder i stål og tømmer som vist på Figur 58, og skredvarsling. Videre skredsikring kan gjøres ved skjerming oppe på Platåfjellet. På grunn av hellingen i terrenget som vil føre til snøsig mot konstruksjonene anbefales det å bruke stålskjermer. Skjermene bør ha 4 m høyde og plassert som anvist i Figurene 26 og 70. På grunn av det hellende terrenget er det viktig at det gis nok rom for snølagring bak skjermene. På grunn av det hellende terrenget bør avstanden til platåkanten utvides til $30 \cdot H$.

Fundamentering på Platåfjellet gjøres i fjell under det aktive laget som har en dybde på ca 1,5 m.

Det viktigste området å beskytte er området av vegen opp mot øvre sving der det er foreslått en 500 m lang skjerm. Området lengre nede er mindre utsatt, og det vil være tvil om nødvendigheten av denne sikringen på 300 m.

Ved en løpemeterpris på ca kr. 15 000 vil kostnadene ved denne typen skjerm bli av størrelsesorden kr. 7,5 mill for den lengste skjermen og kr. 4,5 mill for den kortere.



Figur 70. Skisse av sikringsforslag med skjerm for vegen til SVALSAT på Platåfjellet utført i 4 m høyde av stål.

5.3 Konklusjon på sikring i Longyearbyen

5.3.1 Lia boligfelt

Avhengig av hvilket nivå som skal ligge til grunn for sikringen, så vil tiltak og kostnader være ulike. Lia kan sikres mot alle typer skred med årlig nominell sannsynlighet på 10^{-2} ved å bygge en 10 m høy sikringsvoll eller mur av 650 m lengde til en antatt kostnad av størrelsesorden kr. 36 mill for voll og kr. 44 mill for sikringsmur (Figur 64).

Dersom tiltakene skal sikre mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på $2 \cdot 10^{-4}$ så må enten vollhøyden økes til henholdsvis 20 m og 26 m eller den foreslåtte vollen kan bygges der øvre husrekke ligger pr. i dag. I veg 230 må vollen legges lengre ned i terrenget til der annen boligrekke lå før skredet i 2015

Alternativ sikring for å tilfredsstille kravene til en årlig nominell sannsynlighet for skred på $2 \cdot 10^{-4}$ ved nordre del av veg 228 og veg 230 er å bygge en 200 m lang og 4 m høy samleskjerm i stål på ryggen over skredløsneområdet, og bygge 2 rekker 5 m høye støtteforbygninger av til sammen 330 m lengde i løsneområdet (Figurene 62 og 63). Totalkostnad ved dette prosjektet antas å være av størrelsesorden kr. 17 mill.

Mellom veg 228 og 222 vil det i tillegg til den 10 m høye vollen/muren være behov for 4 rekker forbygninger av 3 m høyde dersom det stilles krav til sikring mot skred med en årlig nominell sannsynlighet på $2 \cdot 10^{-4}$ (Figur 66). Disse forbygningene antas å ha en kostnad i størrelsesorden kr. 60 mill.

5.3.2 Vannledningsdalen

Sikring av bebyggelsen i veg 222 og 219 mot sørpeskred i Vannledningsdalen vil også være avhengig av sikringsnivået. Ved en årlig nominell sannsynlighet for skred på 10^{-2} er det ikke i skredsonekartene fra Multiconsult AS antydnet skred mot annen bebyggelse enn øverst i veg 222, og i sørenden av veg 219 (Figur 64). Disse husene vil ha en viss beskyttelse fra vollen nordover i Lia om denne blir bygd, og denne volen kan lett dreies mot Vannledningsdalen uten noen vesentlig merkostnad.

Skal det derimot sikres mot skred med årlig nominell sannsynlighet på $5 \cdot 10^{-4}$ så vil det være behov for en ledevoll eller ledemur av ca 350 m lengde til en kostnad som antydningssvis vil være av størrelsesorden kr. 20 mill for sikringsvoll og kr. 25 mill for sikringsmur.

REFERANSER

Andersland O. B. and B. Ladanyi 2004, *Frozen Ground Engineering, second edition*.

Austrian Service in Torrent and Avalanche control, Innsbruck (Vienna).

Berg J. 2016, *Personlig kommunikasjon angående kostnader på støtteforbygninger i Hammerfest*.

Christian E. 2012. *Empirical and dynamical modeling of debris flow event close to Longyearbyen and Svea*, Master thesis på UNIS.

Corrina Wendeler, Geobruigg AG, 2013. *Protection Measures for Debris Flow and Shallow Landslides, Forelesning ved skredseminar på UNIS*.

Direktoratet for Byggkvalitet, 2016, *Byggeteknisk forskrift Tek 10 med endringer av 01.01. 2016*

Landslag ehf. Landslag Architects på Island

Larsen J. O. 2000; *Design criteria for avalanche supporting structures exposed to snow creep forces in maritime climate*, Snow Engineering, Hjort-Hansen, Løset & Norem (eds) Balkema , Rotterdam ISBN 90 5809 148 1

Larsen J. O., Schieldrop B., Lied K., Gjevik B., og Pedersen G., 1985, *Bølgeoppskylling mot byen Maarmorilik på Grønland som følge av eventuelle fjellskred fra fjellet «Den sorte engel»*. NGI publikasjon 85418 av 18. nov.

Lied K. and S. Bakkehøi 1980: *Empirical calculations of snow avalanche run-out distance based on topographical parameters*. Journal of Glaciology 94, 165- 177

Lovdata: *Lov om Planlegging og Byggesaksbehandling med siste endringer ved Lov- 2015-09-4-89*

