NTNU
Kunnskap for en bedre verden

Utforming av sprengte skjæringer for vegformål

Optimalisering av geometri og utnyttelse av bergets egenskaper

Mari Thu Randulff

Geologi
Innlevert: mai 2018
Hovedveileder: Eivind Grøv, IGP
Medveileder: Henki Ødegaard, Multiconsult

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geovitenskap og petroleum

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for geovitenskap og petroleum

Ingeniørgeologi
Masteroppgave 60p

Studentens navn: Mari Thu Randulff

Studieretning: Miljø- og geoteknologi, ingeniørgeologi

Tittel: *Utforming av sprengte skjæringer for vegformål - optimalisering av geometri og utnyttelse av bergets egenskaper*

Faglærer: Prof. II Eivind Grøv

Samarbeidspartner, bedrift el.l: Multiconsult

Utfyllende tekst for oppgaven:

Oppgaven skal omhandle vegskjæringer, hva som er optimal utforming etter ulike geologiske forhold. Håndbok N200 gir anbefalinger til et skjæringsprofils utforming. Kandidaten skal vurdere om det finnes andre hensyn som bør tas inn i evalueringen av bergskjæringer utover de som nevnte håndbok inkluderer.

Oppgaven er en teoretisk oppgave med litteratursøk som hovedmetode. Kandidaten skal bruke eksempler fra fv. 17 i Trøndelag som case og vise sine vurderinger ved eksempler fra dette prosjektet.

Kandidaten skal videre gjøre vurderinger av de geometriske faktorene som kjennetegner bergskjæringer, blant annet skjæringshøyde, skjæringshelning, grøftbredde og behov for hylle. Andre faktorer som tilstedeværende vann og potensiell iskjøving må også evalueres. I tillegg vil gjennomførbarhet av vegskjæringene vurderes etter anleggstekniske prinsipper. Nødvendig sikring vil kunne variere avhengig av skjæringenes geometri og geologiske forhold. Kandidaten skal gjøre en evaluering av sikringsbehov ved ulike vegskjæringer knyttet til fv. 17.

For utvalgte skjæringer ved fv. 17 skal kandidaten utføre analytiske og numerisk analyser, programmene SWedge 6.0 og RocPlane 3.0 skal benyttes.

Innleveringsfrist: 15. mai 2018

Faglærer

SAMMENDRAG

Utforming av vegskjæringer følger i dag Statens vegvesen sin håndbok N200, som beskriver og setter krav til gitte utforminger. I denne oppgaven er optimal utforming av vegskjæringer hovedsakelig vurdert etter teoretiske prinsipper, men også ved bruk av numeriske analyser i programmene RocPlane 3.0 og SWedge 6.0. De viktigste utformingsprinsippene angår skjæringshøyde, skjæringshelning, behov for fjellhylle, og grøft. I tillegg er utforming vurdert i forhold til iskjøvingsproblematikk og tilstedeværende vann. Normalene i håndbok N200 er sammenlignet med prinsipper fra dagbruddindustrien, og vurdert etter anleggstekniske begrensninger og ingeniørgeologiske forhold.

Skjæringshøyde er vurdert etter mulig pallhøyde å bore, som begrenses av borehullsavvik, samt effektiv og lønnsom boring. Bergmassens oppsprekning er avgjørende for skjæringsstabiliteten. Økende skjæringshøyde vil ha negativ innvirkning på et nedfalls potensielle energi, kilevolum, og vanntrykkspotensiale. Skjæringshelning må også tilpasses bergmassens oppsprekning, ettersom optimal helningsvinkelen kan forhindre utglidninger eller påvirke et nedfalls utløpslengde. Det forutsetter at helningsvinkelen etableres henholdsvis parallelt med bergmassens strukturer eller vertikalt. Endringer i skjæringsstabilitet for helning etter normalen i håndbok N200, 10:1, og vertikal helning er undersøkt med numeriske analyser. Det er også utført kostnadsberegninger med tre ulike sikringssituasjoner. Kostnadsberegningene viser at vertikal helning og helning 10:1 ikke nødvendigvis indikerer at en helningsvinkel er rimeligere enn den andre, da kostnadene er avhengig av hvilken skjæring som sikres.

Sammenligninger med dagbruddindustrien viser at fjellhylle til felles med vegskjæringer, etableres for å samle opp nedfall fra ovenforliggende skjæring. Hylle kan også etableres for å redusere skjæringshøyden. For hyller som fungerer som oppsamlingssted finnes det flere beregningsmetoder som gir nødvendig hyllebredde. Hylleutforming medfører ofte bakbrytning i bergmassen, som må inkluderes i prosjektert hyllebredde. Kostnadsoverslag viser at etablering av hylle øker kostnadene for berguttak og sikring med omtrent 30-50 %.

Grøft er vurdert etter grøftens funksjon og med metoder som anslår nødvendige dimensjoner. Iskjøvingsproblematikk er omtalt etter forebyggende og sikrende tiltak, samt vurdering av optimal skjæringsutforming.

Vegprosjektet fylkesvei 17 fra Strømnes til Sprova i Trøndelag er brukt som case i oppgaven. Både skjæringshøyde, skjæringshelning, behovet for hylle, grøftetype og grøftedimensjoner er vurdert på fire lokaliteter. Vertikal helningsvinkel ble anbefalt i stedet for helning 10:1 på alle lokaliteter. Behovet for hylle ble vurdert etter potensielle kilevolum, og ble både anbefalt og frarådet. Prosjektert grøftetype ble forkastet, og grøftedimensjonene ble sammenlignet med anbefalinger av grøftebredde for å samle opp nedfall. Dreneringstiltak og issikringsnett ble anbefalt etter forventede vannmengder.

ABSTRACT

Today design of road cuts while building public roads follow Handbook N200 published by the Norwegian Public Roads Administrations. The handbook describes and lists requirements for specific designs of road cuts. This master thesis evaluates optimal design of road cuts, mainly after theoretical principles, but also with numerical analysis by use of the software RocPlane 3.0 and SWedge 6.0. The most important design principles include slope height, slope inclination, the need for benches, and ditches. Design is also evaluated in relation to the presence of water and the risk of icing. Standards in Handbook N200 is compared with principles of slope design in open mining, and evaluated against limitations due to construction technology and engineering geology conditions.

The height of road cuts is evaluated in relation to practical excavation height, hole deviation and cost effective drilling. The stability of road cuts is highly dependent on the rock mass structural geology and the presence of discontinuities. Increasing slope height has a negative influence on the potential energy of rock failures, wedge volume, and the potential for build-up of water pressure. As the structural geology influences the risk of failures and its fall out distance, slope inclination should be designed with consideration to the structural geology. This implies a slope inclination parallel with the rock structure or built vertical. Vertical slope inclination and the standard inclination according to Handbook N200, 10:1, are evaluated by use of numerical analysis. Costs for three different scenarios of stabilization are calculated. It cannot be concluded that one specific slope is more cost effective than the other, as the need for stabilization may change the overall cost.

In both open mining and road construction, benches are established to either reduce the height of the road cut and/or to collect rock failures. Several formulas are used to calculate the required width of the bench. The amount of back-break must be evaluated and included as a margin when calculating the width of the bench. Cost calculations of slope design including a bench, indicate an increase in cost of rock removal and stabilization by 30-48 %.

Ditches are evaluated in relation to their intended function and required dimensions. Icing is discussed considering precaution and stabilization measures, as well as how to optimally design the road cut.

As a case for this Master Thesis, the road project County Road 17 from Strømnes to Sprova in Trøndelag, is used. Four different locations are evaluated with regards to slope height, slope inclination, the need and use of bench, type of ditch and ditch dimensions. Vertical slopes are recommended on every locations, instead of the standard inclination 10:1. The need for establishing benches has been evaluated based on the potential wedge volume with varying conclusions. The planned ditch type was compared to recommended ditch type and ditch dimensions suitable to collect rock failures. Dependent on expected amount of water, drainage and rock fall wire mesh has been recommended as stabilization of the slopes.

FORORD

Denne oppgaven avslutter en mastergrad i geologi realfag ved Instituttet for geovitenskap og petroleum ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet høsten 2017 og våren 2018.

Jeg vil i den anledning rette en stor takk til hovedveileder Eivind Grøv og ekstern veileder Henki Ødegaard fra Multiconsult ASA for konstruktive tilbakemeldinger og faglige innspill. Dere har alltid vært tilgjengelige, og bidratt til at terskelen for å spørre om råd har vært lav. I tillegg vil jeg rette en takk til Audun Andersen i Multiconsult ASA som har bidratt med data og informasjon om casen fylkesvei 17 Strømnes-Sprova. Takk til Vegard Utstøl Jakobsen som viste meg rundt på anleggsområdet, og resten av gjengen ved anleggskontoret som gav meg en god innføring i vegprosjektets formål.

En mindre faglig takk vil jeg rette til min kjæreste Eirik som har hjulpet med beregninger, og ellers bidratt med motiverende ord gjennom skriveprosessen. Takk til far som har rettet store deler av oppgaven, til tross for forvirrende geologiske uttrykk.

Trondheim, 15.05.18

Mari Thu Randulff

INNHOLDSFORTEGNELSE

SAMMENDRAG III
ABSTRACT V
FORORD VII
INNHOLDSFORTEGNELSE IX
FIGURLISTE XIII
TABELLISTE XVII

1 INTRODUKSJON 1
1.1 BAKGRUNN 1
1.2 FORMÅL 1
1.3 METODE 2
2 KLASSIFISERING AV STABILITETSPROBLEMER 3
2.1 GEOLOGISKE FAKTORER 4
2.2 IKKE-GEOLOGISKE FAKTORER 8
2.3 PLANE UTGLIDNINGER 10
2.4 KILEUTGLIDNING 11
2.5 ROTASJONSUTGLIDNING 12
2.6 UTVELTING 13
3 STABILITETSANALYSER 15
3.1 USIKRE PARAMETERE 16
3.2 DEN TRADISJONELLE LIKEVEKTSMETODEN 20
3.3 PARTIALFAKTORMETODEN 21
3.4 PROBABILISTISK ANALYSE 22
4 STABILITETSFORBEDRENDE OG SIKRENDE TILTAK 23
4.1 FORSIKTIG SPRENGNING 23
4.2 ENDRING AV SKRÅNINGSGEOMETRI 24
4.3 DRENERING 24
4.4 FORSTERKNING AV BERGMASSEN 25
4.5 BESKYTTELSE AV VEGEN 29
5 SKJÆRINGSHØYDE 31
5.1 INTRODUKSJON 31
5.2 KRAV TIL SKJÆRINGSHØYDE I HÅNDBOK N200 31
5.3 PRINSIPPER I DAGBRUDDINDUSTRIEN 31

5.4 ANLEGGSTEKNISKE BEGRENSNINGER ... 32
5.5 BOREHULLSAVVIK ... 33
5.6 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD ... 36
5.7 OPPSUMMERING ... 41
6 SKJÆRINGSHELNING ... 43
6.1 INTRODKUSJON ... 43
6.2 KRAV TIL HELNINGSVINKEL I HÅNDBOK N200 ... 43
6.3 PRINSIPPER I DAGBRUDDINDUSTRIEN ... 43
6.4 ANLEGGSTEKNISKE BEGRENSNINGER ... 44
6.5 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD ... 45
6.6 SAMMENLIGNING AV 10:1 OG VERTIKAL HELNINGSVINKEL ... 52
6.7 ØKONOMI ... 53
6.8 OPPSUMMERING ... 55
7 FJELLHYLLE ... 57
7.1 INTRODUKSJON ... 57
7.2 PRINSIPPER FOR HYLLE I DAGBRUDDINDUSTRIEN ... 58
7.3 ANLEGGSTEKNISKE BEGRENSNINGER ... 58
7.4 FJELLHYLLENS SIKRINGSFUNKSJON ... 59
7.5 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD ... 60
7.6 VURDERING AV HYLLEBREDDE ... 63
7.7 ØKONOMI ... 67
7.8 OPPSUMMERING ... 69
8 GRØFT ... 71
8.1 INTRODUKSJON ... 71
8.2 KRAV TIL GRØFTENS UTFORMING ETTER HÅNDBOK N200 ... 72
8.3 TILBAKEFYLLINGSGRØFT ... 72
8.4 FANGGRØFT ... 72
8.5 EFFEKTIV OG TOTAL SKJÆRINGSHØYDE ... 77
8.6 OPPSUMMERING ... 78
9 ISKJØVING ... 79
9.1 INTRODUKSJON ... 79
9.2 KRAV TIL UTFORMING ETTER HÅNDBOK N200 ... 80
9.3 ÅRSAKER TIL ISKJØVING ... 80
9.4 SKJÆRINGSUTFORMING I ISRASUTSATTE OMRÅDER ... 80
9.5 FOREBYGGING AV ISKJØVING ... 81
9.6 SIKRING MOT ISKJØVING ... 83
9.7 OPPSUMMERING ... 84

10 FYLKESVEI 17 STRØMNES-SPROVA 85
10.1 OMRÅDEBESKRIVELSE 85
10.2 PROSJEKTERT UTFORMING 88
10.3 LOKALITET 1 91
10.4 LOKALITET 3 98
10.5 LOKALITET 5 101
10.6 LOKALITET 6 106
10.7 GRØFT 107
10.8 OPPSUMMERING 108
11 DISKUSJON 111
11.1 SKJÆRINGSHØYDE 111
11.2 SKJÆRINGSHELNING 112
11.3 FJELLHYLLE 113
11.4 GRØFT 114
11.5 ISKJØVING 116
11.6 FYLKESVEI 17 STØMNES-SPORVA 116
12 KONKLUSJON 121
13 REFERANSER 123

VEDLEGG A. BEREGNINGER, KAPITTEL 6 & 7 129
VEDLEGG B. UNDULERENDE VINKEL, FV. 17 133
VEDLEGG C. LOKALITET 1 135
VEDLEGG D. LOKALITET 3 141
VEDLEGG E. LOKALITET 5 145
VEDLEGG F. LOKALITET 6 153
VEDLEGG G. GRØFTEDIMENSJONERING, FV. 17 155

FIGURLISTE

Figur 2.1: Total- og lokalstabilitet. 3
Figur 2.2: Oppsprukket bergmasse med tre sprekkesett og en tilfeldig sprekk. 6
Figur 2.3: Spenninger i en naturlig dalside (Nilsen og Broch, 2012). 8
Figur 2.4: Forventet og endelig skjæringsvegg etter bakbrytning. 9
Figur 2.5: Plan utglidning. 10
Figur 2.6: Kileutglidning. 11
Figur 2.7: Rotasjonsutglidning. 12
Figur 2.8: Utvelting. 14
Figur 3.1: Skjærfasthetskurve. 16
Figur 3.2: JRC-standardprofilene fra Barton og Choubey. 17
Figur 3.3: Trekantfordeling av vanntrykk. 19
Figur 3.4: Parameterne i den tradisjonelle likevektsmetoden. 20
Figur 4.1: Løs blokk i overheng. 24
Figur 4.2: Eksempel på forbolting. 26
Figur 4.3: Installasjon av bolter. 27
Figur 5.1: En skjæringshøyde tatt ut i to pallhøyder 33
Figur 5.2: Borehullsavvik. 34
Figur 5.3: Avbøyning som en funksjon av borehullslengde. 35
Figur 5.4: Mulige faktorer som påvirker avbøyningsavviket. 35
Figur 5.5: Avbøyning som følge av vinkel mellom borstang og bergmassestruktur. 36
Figur 5.6: Spenningskonsentrasjonen før og etter uttak av masser i et dagbrudd. 37
Figur 5.7: Maks utløpslengde for steinsprang fra en skjæringshøyde på 15,2 m. 38
Figur 5.8: Maks utløpslengde for steinsprang fra en skjæringshøyde på 24,4 m. 38
Figur 5.9: Løsbergaraset 3. november 2008. 40
Figur 6.1: Bakbrytning som følge av ulik borevinkel i en lagdelt bergmasse. 44
Figur 6.2: Bevegelsesmåter etter helningsvinkel på skjæringen. 46
Figur 6.3: Maks utløpslengde for nedfall fra en skjæring med 45° helning. 47
Figur 6.4: Maks utløpslengde for nedfall fra en skjæring med 63° helning. 47

Figur 6.5: Ulike utløpsbaner ved nedfall. 48
Figur 6.6: Optimal helningsvinkel i en bergmasse med potensiale for plan utglidning 49
Figur 6.7: Underkutting av sprekkeplan. 50
Figur 6.8: Skjæring ved Gaulfossbora lengst sør. 51
Figur 6.9: Skjæring ved Gaulfossbora lengst nord. 51
Figur 6.10: Eksempler på helningsutforming i en skjæring med potensiale for utvelting 52
Figur 7.1: Prinsipp for hylleutforming. 57
Figur 7.2: Hylleutforming i et dagbrudd. 58
Figur 7.3: Utforming av hylle. 59
Figur 7.4: Oppsprekningsgrad som følge av hvor stor del av bergmassen man studerer 60
Figur 7.5: Endelig utforming etter bakbrytning i et dagbrudd. 61
Figur 7.6: Skjæringorientering som medfører varierende grad av bakbrytning 63
Figur 7.7: Anbefaleringer av hyllebredde ifølge Alejano et al. (2007) sin metode. 65
Figur 7.8: En 16 m høy skjæring brukt til kostnadsberegninger for hylleutforming. 67
Figur 7.9: En 22 m høy skjæring brukt til kostnadsberegninger for hylleutforming. 68
Figur 8.1: Tilbakefyllingsgrøft. 71
Figur 8.2: Fanggrøft. 73
Figur 8.3: Ritchies videreutviklet diagram for dimensjonering av fanggrøft. 75
Figur 8.4: Oppsamlingsprosent av nbedfall i forhold til skjæringsvolum. 76
Figur 8.5: Effektiv og total skjæringshøyde. 77
Figur 9.1: Iskjøving langs vegskjæring. 79
Figur 9.2: Utløpslengde for isras etter skjæringshøyde og skjæringshelning. 81
Figur 9.3: Illustrasjon av terrenggrøft som ledes til en nedføringsrenne (Norem, 1998). 82
Figur 9.4: Dreneringshull med lengde avhengig av skjæringshøyde. 83
Figur 10.1: Fylkesvei 17 fra Strømnes til Sprova. 85
Figur 10.2: Berggrunnskart fra NGU med vegtraséens omtrentlige plassering. 86
Figur 10.3: Lokalitet 1. 89
Figur 10.4: Lokalitet 3. 89
Figur 10.5: Lokalitet 5. 90
Figur 10.6: Lokalitet 6. 90
Figur 10.7: Oversiktsbilde av lokalitet 1. 92

Figur 10.8: Forbolting på høyre side av lokalitet 1 92
Figur 10.9: Svakhetssone på lokalitet 1. 93
Figur 10.10: Påhugg til Strømnestunnelen. 95
Figur 10.11: Svakhetssonens orientering på lokalitet 1. 95
Figur 10.12: Forholdet mellom vanntrykk og sikkerhetsfaktor. 97
Figur 10.13: Lokalitet 5 sett mot venstre skjæringsvegg. 102
Figur 10.14: Skjæring på lokalitet 5 i profil ved profilnr. 8150. 103
Figur 10.15: Skjæring på lokalitet 5 i profil ved profilnr. 8440. 104

TABELLISTE

Tabell 5.1: Endring i rasvolum som følge av økende skjæringshøyde. 39
Tabell 6.1: Endring i sikkerhetsfaktor, stabiliserende og drivende krefter. 53
Tabell 6.2: Enhetspriser gitt av Statens vegvesen for ulike sikringsmidler. 54
Tabell 6.3: Kostnadsberegninger for en skjæring med 84° og 90° helning. 54
Tabell 7.1: Sammenligning av hyllebredde etter ulike metoder. 66
Tabell 7.2: Kostnader pr. lengdemeter for situasjon 1 og situasjon 2. 68
Tabell 10.1: Sprekkesett på lokalitet 1 og 3. 88
Tabell 10.2: Sprekkesett på lokalitet 5 og 6. 88
Tabell 10.3: Lokalitet 1, endring i FS og kilevolum for økende skjæringshøyde. 94
Tabell 10.4: Lokalitet 1, endring i FS og kilevolum ved skjæringshelning 84° og 90°. 96
Tabell 10.5: Lokalitet 3, endring i FS og kilevolum for økende skjæringshøyde. 99
Tabell 10.6: Lokalitet 3, endring i FS og kilevolum ved skjæringshelning 84° og 90°. 100
Tabell 10.7: Lokalitet 5, endring i FS og kilevolum for økende skjæringshøyde. 103
Tabell 10.8: Lokalitet 5, endring i FS og kilevolum for endret skjæringshelning 105
Tabell 10.9: Lokalitet 6, endring i FS og kilevolum for endret helningsvinkel. 107

1 INTRODUKSJON

1.1 BAKGRUNN

Under vegbygging kan det være nødvendig å etablere skjæringer langs strekningen for å gi plass til vegen i det eksisterende terrenget. Normalt bygges vegskjæringene i berg ved sprengning, hvor vegens bredde og plassering i terrenget vil være avgjørende for volum masser som må fjernes. Det er også utviklet andre metoder for bygging av vegskjæringer, eksempelvis wiresaging. Vegskjæringer som bygges med sprengning følger i dag håndbok N200 Vegbygging (Statens vegvesen, 2014c), som setter krav til hvordan skjæringene skal utformes og bygges. Det innebærer at skjæringene må utformes etter gitte normaler for skjæringshøyde, skjæringshelning, grøftetyper, aktuelle sikringstiltak og sprengningsmetoder. Håndboken begrunner ikke valgene av de gitte utformingene. På grunn av mangelfull begrunnelse, ønsket Multiconsult ASA en dypere vurdering av optimal skjæringsutforming, uavhengig av kravene gitt i håndbok N200. Mange av prinsippene for utforming av vegskjæringer er basert på dagbruddindustrien. Gjennom oppgaven vil det trekkes paralleller og vurderinger av forskjeller og likheter mellom utforming av skjæringer i dagbrudd og i vegbygging.

1.2 FORMÅL

Formålet med masteroppgaven er å vurdere optimal skjæringsutforming for vegskjæringer, med fokus på skjæringshøyde, skjæringshelning, fjellhylle og grøftetype, etter ulike geologiske forhold. Skjæringsutforming og skjæringsstabilitet vurderes også etter tilstedeværende vann og iskjøvingsproblematikk. Oppgaven utfordrer eksisterende normaler i håndbok N200.

Vurderinger av optimal skjæringsutforming ble knyttet opp til en case, fylkesvei 17 fra Strømnes til Sprova i Trøndelag. Prosjekterte skjæringer i casen ble sammenlignet med resultatene av optimal skjæringsutforming. Hvilke stabilitetsforbedrende tiltak som kan benyttes langs fylkesveien er også undersøkt.

1.3 METODE

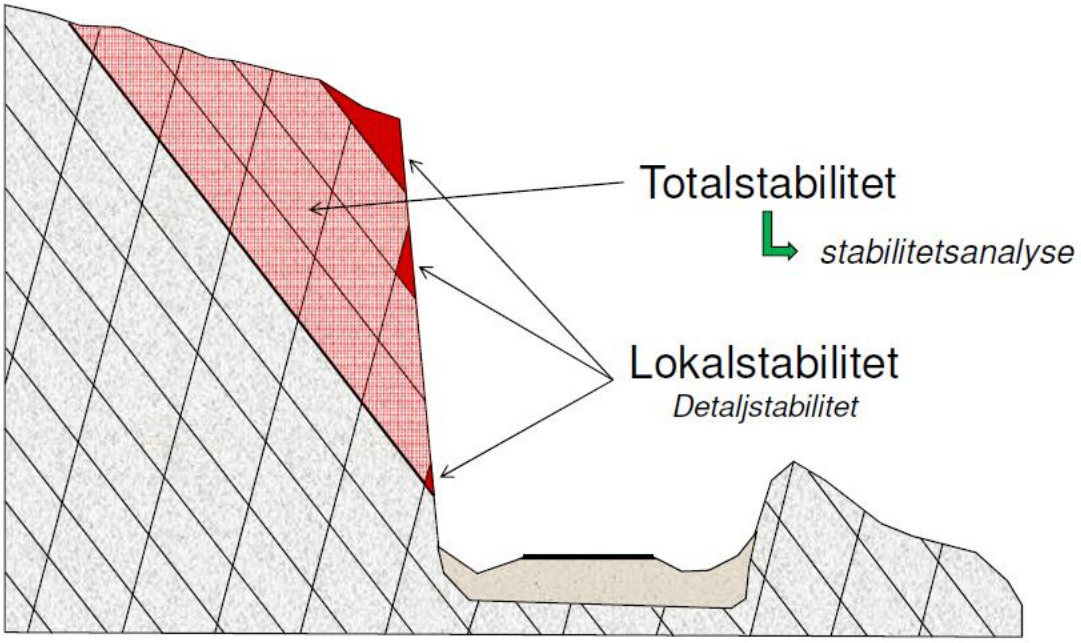
Oppgaven er teoretisk oppbygd med litteraturstudium som hovedmetode. Derfor er heller ikke oppgavens oppbygning som en vanlig masteroppgave. Skjæringers optimale utforming i forhold til skjæringshøyde, skjæringshelning, fjellhylle og grøft har vært fordypningen. Derfor er disse utformingsprinsippene inndelt i egne kapittel.

Det ble utført numeriske analyser i dataprogrammene RocPlane 3.0 og SWedge 6.0, for å bedømme skjæringsstabilitet i bergmasser med potensiale for plane utglidninger og kileutglidninger. Spesifikke endringer av skjæringsutforming knyttet til casen, og hvordan endringene påvirket skjæringsstabiliteten ble undersøkt i RocPlane 3.0 og SWedge 6.0.

I november 2017 ble det gjort en befaring på byggeplassen til to lokaliteter ved fylkesvei 17. Det ble hovedsakelig gjort observasjoner, men også noen sprekkemålinger. Observasjonene vektlegges lite i oppgaven, men brukes i enkelte tilfeller for å avgjøre hvilken informasjon gitt i den ingeniørgeologiske rapporten som stemmer overens med de observerte forholdene. Casen er derfor basert på informasjon beskrevet i prosjektets ingeniørgeologiske rapport.

2 KLASSIFISERING AV STABILITETSPROBLEMER

Det skilles vanligvis mellom lokal- og totalstabilitet. Lokalstabilitet defineres som stabiliteten i mindre partier av en hel konstruksjon. Det kan eksempelvis være en løs blokk i en skjæring. Lokalstabiliteten vil ikke påvirke totalstabiliteten. Totalstabilitet defineres derimot som stabiliteten av hele konstruksjonen (Nilsen *et al.*, 2011), i denne oppgaven en vegskjæring. Figur 2.1 nedenfor illustrerer forskjellen på lokal- og totalstabilitet.



Figur 2.1: Total- og lokalstabilitet i en vegskjæring (Moen, 2014).

Stabiliteten i en vegskjæring vil være avhengig av geologiske og ikke-geologiske faktorer i bergmassen. Nilsen (2014) beskriver de geologiske faktorene som bergartstype, oppsprekning, svakhetssoner, vann i bergmassen, seismisk aktivitet og bergspenninger. De ikke-geologiske faktorene er skjæringsgeometri, sprengning og ytre laster. Faktorene ovenfor bestemmer om en skjæring har potensiale for å gå i brudd. De vanligste bruddtypene i en skjæring er plan utglidning, kileutglidning, utvelting og rotasjonsutglidning. Ofte omtales også steinsprang inn under utglidningstyper, som en utglidning på < 100 m^3 (Domaas og Grimstad, 2014). Fokuset i denne besvarelsen har vært på de andre utglidningstypene, og steinsprang er derfor utelatt.

I Norge forekommer utglidninger langs eksisterende svakhets- eller sprekkeplan (Domaas og Grimstad, 2014). Følgelig er typen utglidning ofte gitt av sprekkemønsteret i bergmassen, og orienteringen og utholdenheten på sprekkene eller svakhetssonene (Nilsen, 2014). Geologiske data er derfor det viktigste å vurdere ved en stabilitetsvurdering slik at geometrien på en potensiell ustabilitet ses i forhold til skjæringens orientering. I denne oppgaven omtales diskontinuiteter og strukturer om en annen, med de samme prinsippene for utforming av skjæringer.

2.1 GEOLOGISKE FAKTORER

2.1.1 BERGARTSSTYRKE

Ulike bergarter har ulike materialtekniske egenskaper som er avgjørende for bergartsstyrken, som eksempelvis mineralselskap, foliasjon, skifrighet, porøsitet, osv. Landskapet gir ofte en god indikasjon på bergartsstyrke, hvor de sterke og harde bergartene er bestandige mot sprekkedannelse. Bergartsstyrken kan derfor gi en indikasjon på bergmassens oppknusningsgrad (Bjordal *et al.*, 2011). Ifølge Standard Norge (2004) klassifiseres bergartsstyrke etter bergartens enaksielle trykkfasthet (Uniaxial Compressive Strength [UCS]). Bergarten defineres som svak dersom den har en UCS-verdi < 25 MPa, og som moderat sterk dersom UCS-verdien er > 25 MPa.

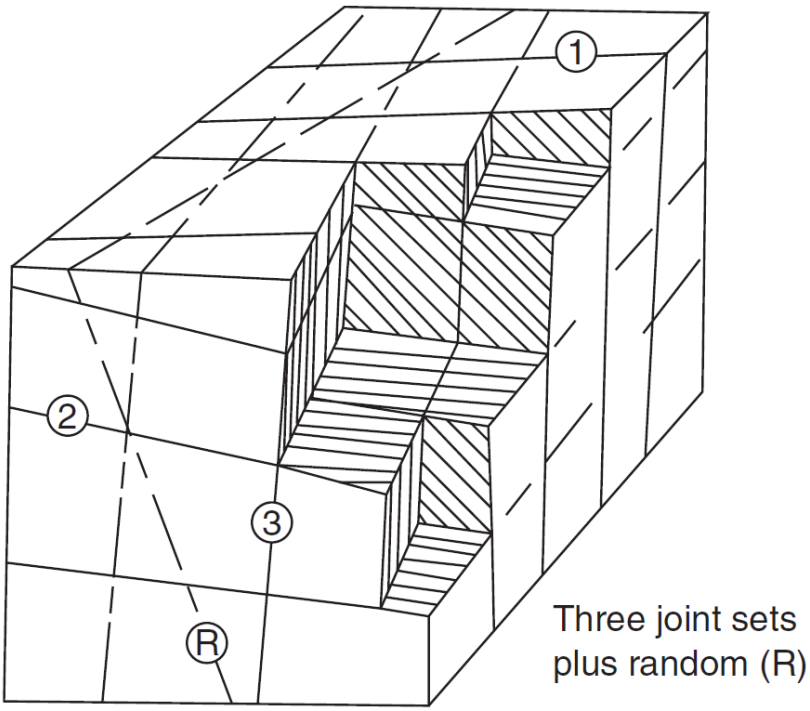
Harde bergarter vil motstå forvitring, mens de svakere bergartene lettere forvitres og eroderes bort (Bjordal et al., 2011). Sterke, homogene og uforvitrede bergarter kan i teorien være stabile selv ved vertikale høyder opptil 1200 meter. Det finnes riktignok sjeldent uforvitrede bergarter uten sprekker i naturen (Nilsen, 1979). Da de fleste bergarter i Norge er harde, er det sjeldent med bergarter så svake at deres oppførsel blir jordartlignende. Dette kan imidlertid være tilfellet for unge sedimentære bergarter eller svært forvitrede bergarter. Den intakte bergartsstyrken kan brukes til å anslå skjærstyrken langs et irregulært diskontinuitetsplan, og kan derfor brukes indirekte i skjæringsdesign (Wyllie og Mah, 2004). Bergartsstyrken vil også bestemme hvordan en bergart knuses langs et glideplan. Svake bergarter knuses lettere til finkornet materiale. Finkornet materiale vil redusere skjærmotstanden på sprekkeplanet, og er derfor svært ugunstig (Domaas og Grimstad, 2014).

2.1.2 OPPSPREKNING

Oppsprekning i en bergmasse kan føre til store stabilitetsproblemer, ettersom sprekker kan danne potensielle glideplan. Det viktigste faktorene å kartlegge og beskrive er (Wyllie og Mah, 2004):

- sprekkeorientering
- antall sprekkesett
- sprekkeavstand
- sprekkenes utholdenhet
- ruhet på sprekkeplan
- sprekkefylling
- vann på sprekkeplan
- avstand mellom sprekkens vegger

Sprekkeorienteringen i forhold til skjæringen avgjør om det er kinematisk mulig å gli ut langs et sprekkeplan. Blokker dannes av ulike sprekkesett med ulik orientering. Sprekkeavstanden definerer antall bruddflater, samt anslår bergmassekvalitet. En tett oppsprukket bergmasse kan få jordartlignende oppførsel med redusert bergmassestyrke. Sprekkenes utholdenhet vil avgrense blokkstørrelsen og utglidningens lengde. Ruheten vil ha stor innvirkning på mulig skjærbevegelse langs glideplanet. Sprekker med få ujevnheter er de mest destabiliserende, mens ru sprekkeplan vil ha høyere friksjon som motvirker skjærspenningen (Wyllie og Mah, 2004; Nilsen, 1979). Prinsippene om skjærstyrke og skjærspenning langs sprekkeplan er nærmere beskrevet i kapittel 3. Svake mineraler som sprekkefylling være mest destabiliserende langs et glideplan. Svake mineraler som eksempelvis leiremineraler, kan redusere friksjonsvinkelen på glideplanet og føre til utglidninger langs sprekker med fall ned til 20° (Domaas & Grimstad, 2014). Vann tilstede på sprekkeplanene kan gi en god indikasjon på grunnvannsspeilet. Vann vil i tillegg ha flere negative effekter på glideplanene. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 2.1.4. Avstanden mellom sprekkeveggene kan indikere hvor mye skjærbevegelse sprekkene er utsatt for, og dermed indikere friksjonen på sprekkeplanene (Wyllie og Mah, 2004). En oppsprukket bergmasse med tre sprekkesett og en tilfeldig sprekk er illustrert i figur 2.2.



Figur 2.2: Utsnitt av en oppsprukket bergmasse med tre sprekkesett, 1-3, og en tilfeldig sprekk, R (Wyllie og Mah, 2004).

Bergartstype kan ha innvirkning på hvordan bergmassen sprekkes opp. Intrusive bergarter vil danne kubiske blokker, mens ekstrusive bergarter vil være svært oppsprukket av flere sprekkesett. Sedimentære bergarter avsettes lagvis og oppsprekkingen foregår langs lagdelingen. I metamorfe bergarter er det den opprinnelige bergartens dannelseshistorie som avgjør hvordan oppsprekning er (Domaas & Grimstad, 2014).

2.1.3 SVAKHETSSONER

I likhet med sprekkeplan, kan også svakhetssoner danne potensielle glideplan. Orienteringen av svakhetssonen og sonens friksjonsforhold avgjør om utglidningen kan forekomme. Friksjonsforholdene langs sonen er viktig ettersom visse typer svakhetssoner har vært utsatt for skjærbevegelse, og har derfor lav ruhet. Det betyr at nødvendig skjærspenningen for å få bevegelse på glideplanet reduseres. Følgelig reduseres også skjæringsstabiliteten. Skjærbruddsoner er typiske svakhetssoner som har vært utsatt for skjærbevegelse, hvorav de opprinnelige ruhetene langs svakhetsplanet har blitt avskjært. Andre avgjørende faktorer er sleppemateriale og tilstedeværende vann i sonen, som vil ha samme negative effekt som langs sprekkeplan. Permeable svakhetssoner kan føre med seg vann dypt ned i bergmassen. Om ikke vannet får drenere ut kan en vanntrykksoppbygning oppstå (Nilsen og Broch, 2012).

2.1.4 VANN I BERGMASSEN

På grunn av lav permeabilitet i norske bergarter, er det den sekundære permeabiliteten som avgjør mengden vann i bergmassene. Den sekundære permeabiliteten relateres til bergmassens oppsprekningsgrad og sprekkekarakter. Vann har flere destabiliserende effekter på stabiliteten til en skjæring, som (Nilsen, 1979, Wyllie & Mah, 2004):

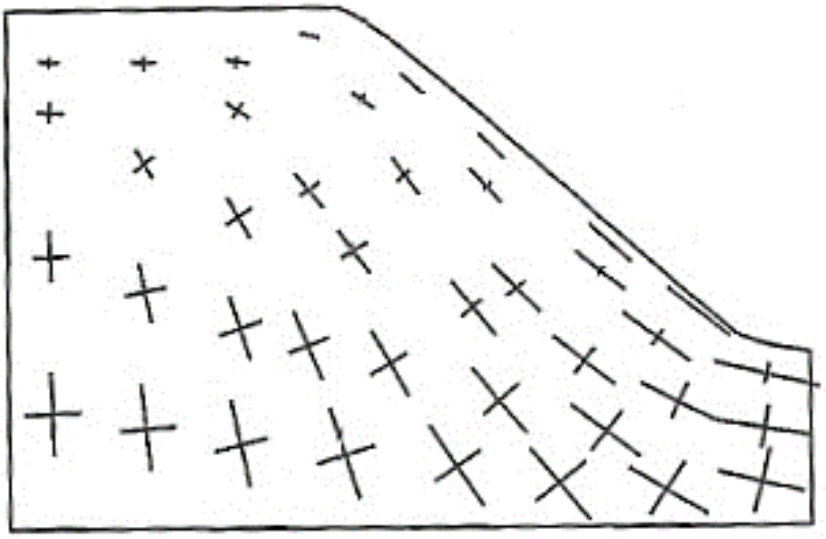
- Forvitringsgraden i bergarten kan økes ved endrede fuktforhold, som reduserer bergartsstyrken.
- Vann kan erodere, enten i selve bergmassen eller langs sprekkene. Grunnvann som eroderer i forvitrede bergarter kan undergravde skjæringer og resultere i lokalt ustabile partier i bergmassen. Overflatevann kan erodere og vaske bort sprekkefyllinger, som reduserer sprekkenes skjærfasthet og løsner blokker.
- Ved tilførsel av vann vil sprekkemateriale med svelleleire ta opp noe av vannet og bygge opp et svelletrykk. Svelletrykk virker destabiliserende for en skjæring da de drivende kreftene økes. Enkelte sprekkematerialer får også redusert den indre friksjonen ved tilførsel på vann.
- Oppbyggingen av vanntrykk på sprekkeplanene vil redusere normalspenningen. Følgelig reduseres skjærstyrken, og de drivende kreftene øker.
- Volumutvidelsen vann forårsaker når det fryser til is kan føre til frostsprengning, som kan utvikle utglidninger. Frossent vann kan også blokkere dreneringen i bergmassen, som resulterer i vanntrykksoppbygning.

Den mest kritiske effekten vann har på bergmassen er oppbygningen av vanntrykk langs sprekkeplanene. Flest utglidninger og steinsprang utvikles på våren og høsten, da tilførselen av vann er stor som følge av nedbør og fryse- og tineprosesser (Nilsen, 1979, Domaas & Grimstad, 2014). Drenering er en av de mest effektive metodene for å øke skjæringsstabiliteten (Nilsen og Broch, 2012). Dette vil bli nærmere omtalt i kapittel 4. Hvordan vanntrykk inkluderes i stabilitetsanalyser er beskrevet i kapittel 3.

2.1.5 BERGSPENNINGER

Spenningenes størrelse og retning vil ha størst påvirkning på stabiliteten i høye skjæringer i dagbrudd, eller i fjord- og dalsider. Vegskjæringer defineres ifølge Nilsen & Broch (2012) som mindre skjæringer hvor bergtrykk ikke påvirker stabiliteten i betydelig grad. Utglidninger kan likevel utvikles dersom spenningskonsentrasjonen etter sprengning overstiger bergartens

styrke. Skjæringsfoten er spesielt utsatt for skjærbrudd og bergslag av den grunn at spenningskonsentrasjonene er størst i foten. Som følge av høy spenningskonsentrasjon i skjæringsfoten, vil skjæringsveggen ha lavere spenningskonsentrasjon. Eksisterende eller sekundære sprekker dannet under sprengning, kan da gli ut (Nilsen og Broch, 2012). Figur 2.3 illustrerer retningen og størrelsen på største og minste hovedspenninger i en naturlig skråning.



Figur 2.3: Retning og størrelse på vertikale og horisontale spenninger i en naturlig dalside (Nilsen og Broch, 2012).

I naturlige skråninger kan forskjellen mellom største og minste hovedspenning bli så stor at minste hovedspenning blir negativ nær overflaten. Eksfoliasjon, også kalt avskalling, kan da oppstå (Nilsen og Broch, 2012).

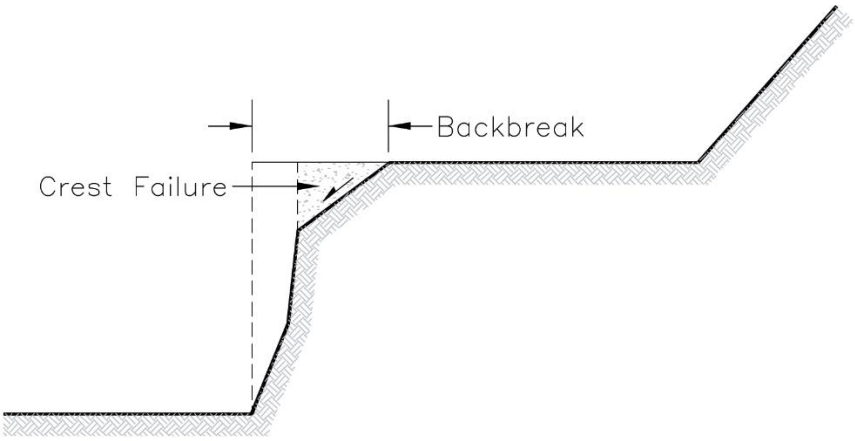
2.2 IKKE-GEOLOGISKE FAKTORER

2.2.1 SKJÆRINGENS GEOMTERI

Hvilken kurvatur skjæringer utformes med, vil påvirke skjæringsstabiliteten. En konkav geometri sett ovenfra og ned vil øke innspenningen i skjæringen, som virker stabiliserende. En konkav geometri sett i profil medfører en gunstig avrunding av skjæringsfoten, som også virker stabiliserende. Konkav skjæringsgeometri er derfor alltid å foretrekke fremfor konveks geometri (Nilsen og Broch, 2012). Nilsen (1979) påstår også at en skjæring med lav høyde og slak helning vil øke skjæringsstabiliteten.

2.2.2 SPRENGNING

Sprengning vil påføre bergmassen vibrasjoner som vil virke destabiliserende på bergmassen. Vibrasjonene kan medføre sekundær oppsprekking og løsristing av eksisterende diskontinuiteter. Resultatet etter sprengning kan være en endelig skjæringsvegg med geometri avvikende fra planlagt geometri fordi det har forekommet utglidninger langs sprekkene. Dette kalles bakbrytning og er vist i figur 2.4 (Nilsen og Broch, 2012).



Figur 2.4: Forventet og endelig skjæringsvegg etter bakbrytning (Ryan og Pryor, 2001).

Oppsprekningssonen kan variere fra et par titalls meter til et par meter inn i bergmassen. Energien som skapes ved sprengning vil derfor virke destabiliserende, og man ønsker å få minst mulig sprengningsenergi konsentrert mot det som skal være endelig skjæringsvegg. Både bergartsstyrke, oppsprekningsgrad og diskontinuitetenes karakter vil påvirke sprengnings-resultatet. For å optimalisere sprengingsresultatet på endelig skjæringsvegg brukes kontursprengningsmetoder som presplitting eller slettsprengning (Nilsen, 1979, Nilsen & Broch, 2012). Sprengning ved presplitting betyr at konturhullene sprenges på forhånd, eller på første tennernummer i salven. Slettsprengning utføres derimot motsatt, ettersom konturhullene sprenges som siste tennernummer i salven (Statens vegvesen, 2015).

2.2.3 YTRE LASTER

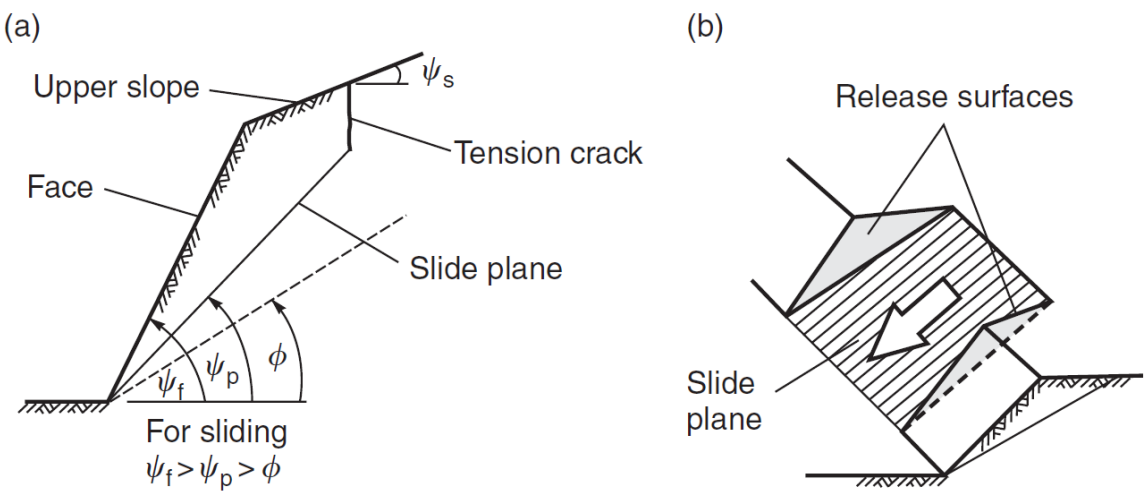
Ytre laster som kan ha en destabiliserende effekt på bergskjæringer er hovedsakelig seismisk aktivitet. Seismisk aktivitet anses som en destabiliserende faktor da vibrasjonene under et jordskjelv fungerer som laster som påføres skjæringen (Bjordal *et al.*, 2011). Ifølge Wyllie & Mah (2004) er det funnet en sammenheng mellom jordskjelvaktivitet og antall skredhendelser som viser at konsentrasjonen av skred øker i områder hvor det nettopp har vært jordskjelv. Det

betyr at utglidninger kan initieres av jordskjelv. Seismisk aktivitet inkluderes vanligvis i stabilitetsanalyser nettopp på grunn av den destabiliserende effekten jordskjelv har (Bjordal *et al.*, 2011; Wyllie og Mah, 2004).

2.3 PLANE UTGLIDNINGER

Plan utglidning er en bruddtype som opptrer idet en steinblokk glir langs en utglidningsflate med fall mot skjæringen (Wyllie & Mah, 2004). Nilsen & Broch (2012) hevder at en plan utglidning ikke behøver å være langs en utglidningsflate av den grunn at en bruddflate også kan utvikles av flere parallelle svakhetsplan som i utgangspunktet ikke har sammenheng med hverandre. Plan utglidning er en sjelden ustabilitet, ettersom det er mange geometriske forhold som må være til stede for at utglidningen skal kunne utvikles. Disse er (Wyllie & Mah, 2004):

1. Glideplanet må ha strøk tilnærmet parallelt skjæringen, ± 20°.
2. Glideplanet må ha en utgående i skjæringen, som betyr at glideplanets fall (ψ_p) må være mindre enn skjæringens fall (ψ_f), $\psi_p < \psi_f$, se figur 2.5 a).
3. Glideplanets fall må være større enn friksjonsvinkelen (φ), $\psi_p > \varphi$, se figur 2.5 a).
4. Glideplanet må enten være utholdende til overflaten, eller koples til skjæringstoppen med en tensjonssprekk, vist i figur 2.5 a).
5. Sprekker og svakhetsplan må eksistere i bergmassen og være slik orientert at innspenningen ikke er for sterk i sidene. Kilen glir ut langs avløsningsflater, illustrert i figur 2.5 b).



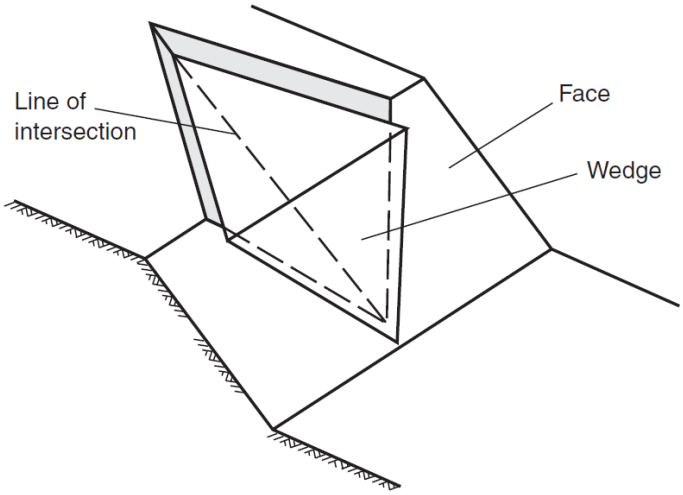
Figur 2.5: a) Geometri som må være tilstede for at plan utglidning skal utvikles, og b) avløsningsplan som sørger for lav nok innspenning til at utglidningen kan forekomme (Wyllie og Mah, 2004).

Tensjonssprekker gir en indikasjon om destabiliserende skråningsstabilitet (Wyllie & Mah, 2004). Den vanligste typen plan utglidning er nemlig et sprekkeplan som koples til en tensjonssprekk i bakkant (Nilsen, 1979). Tensjonssprekker indikerer at det har foregått skjærbevegelse i bergmassen, og man kan derfor anta at en bergmasse med synlige tensjonssprekker har vært gjennom skjærbrudd. Tensjonssprekkene kan ikke alltid lokaliseres i skjæringene. I stabilitetsanalyser må man i noen tilfeller derfor anta sprekkens plassering. I stabilitetsanalyser utelukkes også momentene som kan gi rotasjon på den ustabile kilen, selv om dette ikke samsvarer med virkeligheten. Bevegelsene begrenses til glidning langs planet (Wyllie og Mah, 2004).

2.4 KILEUTGLIDNING

Kileutglidning er mulig i skjæringer hvor to glideplan skjærer hverandre og danner en skjæringslinje, se figur 2.6. Skjæringslinjen avgjør retningen på utglidningen. Selve glidningen kan forekommer langs et eller begge glideplan. Et glideplan kan eksempelvis fungere som en avløsningsflate som frigir steinblokken, mens det andre kan fungere som glideflate. For at en kileutglidning skal utvikles må følgende betingelser være oppfylte (Wyllie & Mah, 2004):

1. Skjæringslinjens fall (ψ_i) må være mindre enn skråningens fall (ψ_{fi}), men brattere enn friksjonsvinkelen (φ), $\psi_{fi} > \psi_i > \varphi$.
2. Skjæringslinjen må ha et fall ut av skjæringen.
3. De drivende kreftene er større enn friksjonsvinkelen (Nilsen, 1979).

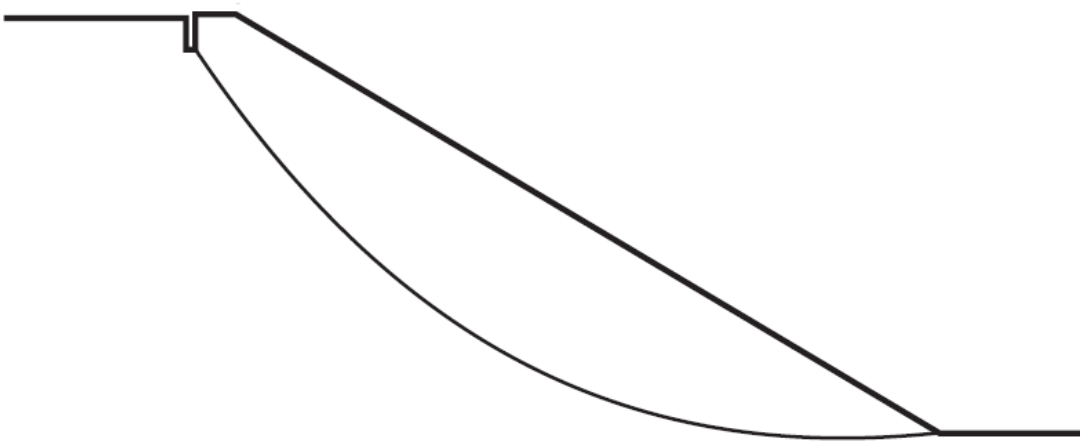


Figur 2.6: Geometrien til en kileutglidning, med skjæringslinjen indikert som stiplet linje hvor de to planene skjærer hverandre (Wyllie og Mah, 2004).

Sammenlignet med plane utglidninger er det ikke like mange betingelser som må oppfylles for at en kileutglidning skal oppstå. Følgelig forekommer denne typen utglidning oftere. Kinematisk analyse med stereonett kan brukes til å undersøke om det geometrisk er mulig med kileutglidning i et område. Analysen anslår også på hvilket plan glidningen vil foregå. Stabilitetsanalyser av kileutglidning blir ofte svært komplekse, ettersom forholdene på de to glideplanene sjeldent er like. Analysen må inkludere kohesjon og friksjonsvinkel på begge plan, og vanntrykk langs skjæringslinjen (Wyllie & Mah, 2004).

2.5 ROTASJONSUTGLIDNING

Rotasjonsutglidning utvikles langs et krummet utglidningsplan. Vanligvis forekommer utglidningen i løsmasser, men den kan også utvikles i en svært oppsprukket, forvitret eller svak bergmasse uten definerte strukturer. Rotasjonsutglidninger i løsmasser vil ikke bli nærmere omtalt. Bergmasser med potensiale for rotasjonsutglidninger har ofte en jordartlignende oppførsel, hvor det sirkulære utglidningsplanet utvikles der det er minst motstand i bergmassen. Utglidningsplanet vil være sirkulær helt til bunnen av skjæringen hvor den går ut i dagen. Det er ikke uvanlig at utglidningsplanet utvikles fra en tensjonssprekk i toppen av skråningen for svake eller forvitrede bergmasser, se figur 2.7 (Wyllie og Mah, 2004).



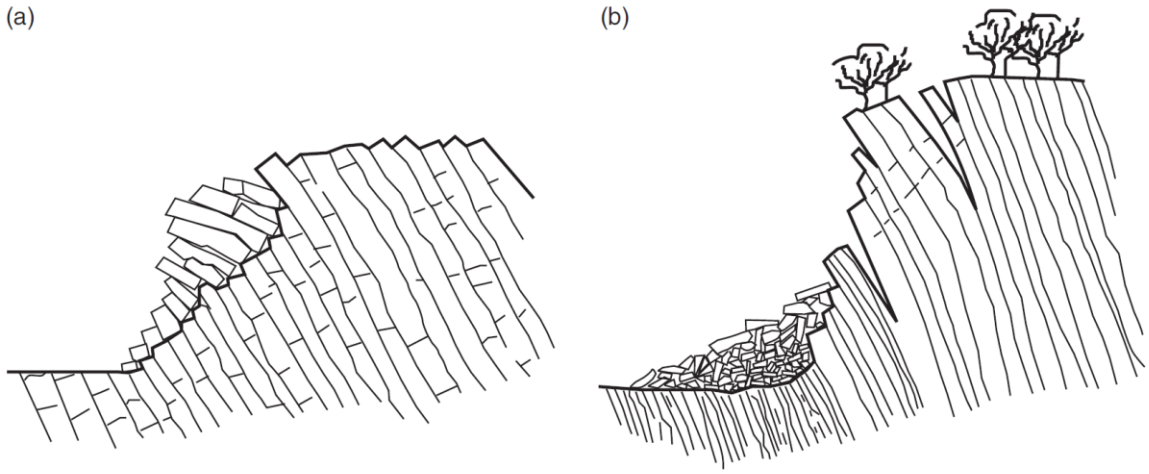
Figur 2.7: Rotasjonsutglidning med tensjonssprekk i toppen. Figur basert på illustrasjon fra Wyllie og Mah (2004).

2.6 UTVELTING

Utvelting forekommer idet kolonne- eller plateformede blokker roterer ut fra skjæringen. For at utvelting kinematisk skal være mulig, må det eksistere steiltstående diskontinuiteter med strøk omtrent parallelt skjæringen (Nilsen, 1979). Utvelting utvikles idet gravitasjonssenteret til en blokk flyttes utfor blokkens base, som er avhengig av blokkens høyde (h) og bredde (b). Det forutsettes at skjærbevegelser langs sprekkene eksisterer, slik at blokkene kan bevege seg relativt til hverandre (Wyllie og Mah, 2004). Smale og høye blokker vil eksempelvis gå i brudd ved å velte ut, mens brede og lave blokker kan gå i brudd ved å gli. Skjæringens stabilitet kan bestemmes ut fra forholdet mellom blokkens høyde og bredde (b/h), skjæringsvinkel (ψ_f) og friksjonsvinkel langs sprekkeplan (φ). Basert på disse faktorene beskriver Dikau, Schrott og Dehn (1996) stabiliteten til en blokk som:

- stabil dersom $\psi_f < \varphi$ og $b/h > \tan \psi_f$
- ustabil, blokken glir ut dersom $\psi_f > \varphi$ og $b/h > \tan \psi_f$
- ustabil, blokken velter ut dersom $\psi_f < \varphi$ og $b/h < \tan \psi_f$
- ustabil, blokken vil både gli og velte ut dersom $\psi_f > \varphi$ og $b/h < \tan \psi_f$

Man skiller vanligvis mellom to ulike typer utvelting, blokkutvelting og «fleksurell utvelting». Forskjellen ligger i hvilke sprekkesett som er tilstede i bergmassen. For at blokkutvelting skal utvikles, må bergmassen ha et steiltstående sprekkesett med fall inn i skjæringen, og et tilnærmet horisontalt sprekkesett. I bergmasser hvor det utvikles «fleksurell utvelting», finnes det bare et steilstående sprekkesett, også dette med fall inn i skjæringen. Selv om mekanismene for utvelting i all hovedsak er like, vil det i stabilitetsanalyser brukes ulike metoder avhengig av aktuell utveltingstype. Dette er nærmere beskrevet av Wyllie og Mah (2004). Forskjellen på utveltingstypene er illustrert i figur 2.8.



Figur 2.8: a) Blokkutvelting og b) «fleksurell utvelting» (Wyllie og Mah, 2004).

3 STABILITETSANALYSER

Stabilitetsanalyser anvendes for å vurdere en skjærings stabilitet. Det finnes flere metoder å utføre en stabilitetsanalyse på, hvorav fokuset i denne oppgaven har vært på likevektsanalyse. I en deterministisk likevektsanalyse beregnes en sikkerhetsfaktor. Den tradisjonelle likevekts-metoden og partialfaktormetoden er de mest brukte likeveksanalysene (Nilsen, 2017). De er nærmere beskrevet i kapittel 3.2 og 3.3.

En likevektsanalyse utføres stegvis, hvor (Nilsen, 1996, 1999):

1) Potensielt stabilitetsproblem defineres etter type utglidning
2) Parameterne kvantifiseres
3) Stabiliteten beregnes

For å definere et stabilitetsproblem må området først kartlegges, hvor kartlegging av diskontinuiteter er av størst betydning. En diskontinuitet kan eksempelvis være sprekker, lagdeling, svakhetssoner osv. Kartleggingen avdekker ustabile partier og hvilken type utglidning som kan utvikles i området. Ved hjelp av stereografisk projeksjon, kan potensialet for utglidninger undersøkes for plane utglidninger, kileutglidninger og utvelting (Nilsen, 1996). Stereografisk projeksjon er en analysemetode hvor data i tre dimensjoner presenteres og analyseres i to dimensjoner (Wyllie og Mah, 2004). Ved en kileutglidning kan også kilens geometri studeres, som kan indikere hvilken retning utglidningen vil utvikles, og på hvilket plan utglidningen vil foregå (Hoek og Bray, 1981).

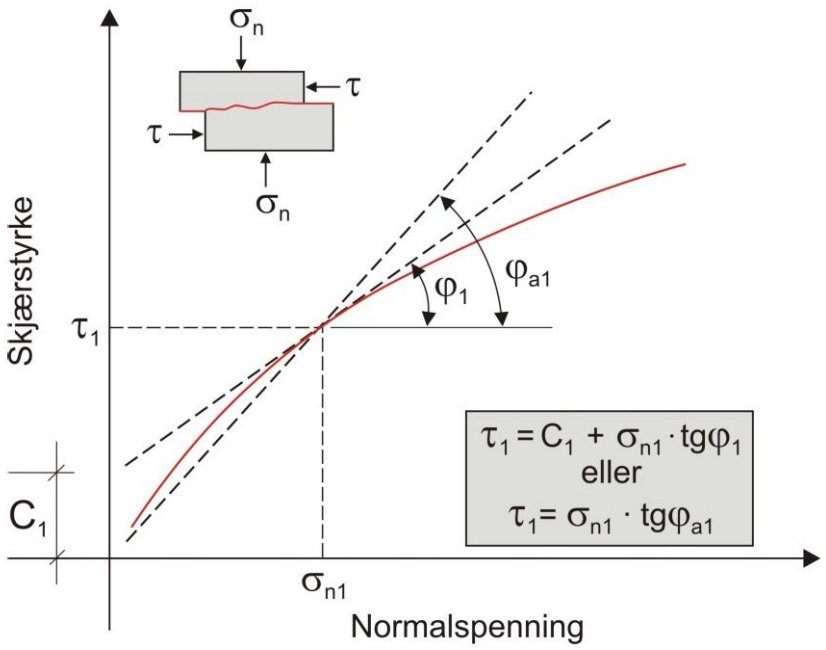
Det er i en stabilitetsanalyse størst usikkerhet knyttet opp mot å kvantifisere parameterne. Kilegeometrien er ifølge Nilsen (1996) ikke en kritisk del av analysen, fordi både feltkartlegging og stereografisk projeksjon kan brukes til å utrede geometrien. De vanskeligste parameterne å tallfeste er sprekkefriksjon og vanntrykk, som gir stor usikkerhet i analysen. Det er også knyttet noe usikkerhet til kvantifisering av seismisk aktivitet (Nilsen, 1999).

Beregningen av stabilitet gjøres ofte med ulike inngangsparametere for vanntrykk og seismisk aktivitet. Resultatene representerer da ulike situasjoner, som beste tilfelle, verste tilfelle, jordskjelv/ikke vann og ikke jordskjelv/vann. På denne måten kan man se hvordan vanntrykk og seismisk aktivitet påvirker skråningsstabiliteten.

3.1 USIKRE PARAMETERE

3.1.1 SPREKKEFRIKSJON

Sprekkefriksjon er en kritisk parameter i stabilitetsanalyser da forholdet mellom skjærstyrke (τ [MPa]) og normalspenning (σ_n [MPa]) ikke er lineært, se figur 3.1.



Figur 3.1: Skjærfasthetskurven med forholdet mellom skjærstyrke og normalspenning (Nilsen et al., 2011).

Årsaken til dette forholdet er ujevnhetene langs sprekkeplanet. Ved skjærbevegelse avskjæres ujevnheter og ruheter, samtidig som andelen skjærbevegelse øker på sprekkeplanet. Ved å bruke tilsynelatende kohesjon (c) i beregningen av skjærstyrke tas det hensyn til det ikke-lineære forholdet. Beregninger kan utføres med Coulombs ligning, se ligning (1) nedenfor hvor φ = friksjonsvinkel (Nilsen, 1996).

$$\tau_1 = c + \sigma_n \times \tan\varphi \qquad (1)$$

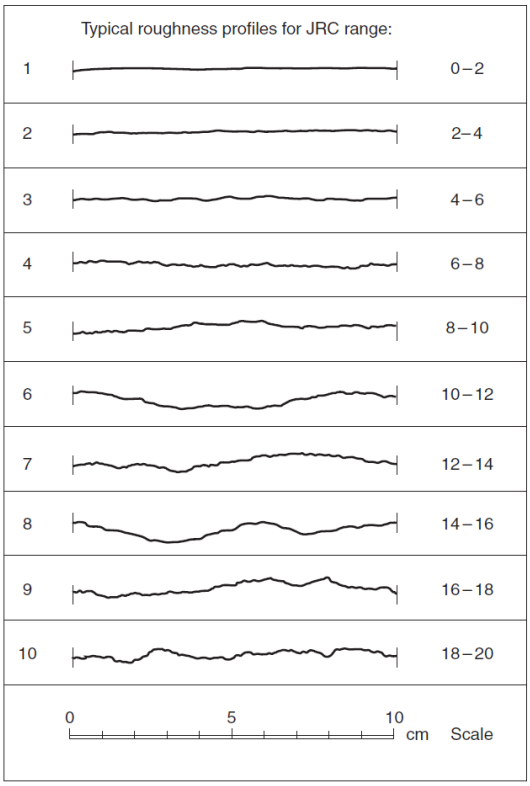
Aktiv friksjonsvinkel (φ_a) kan erstatte tilsynelatende kohesjon og friksjonsvinkelen i ligning (1). Ligning (2) nedenfor forenkler utregningen ved å anta at kohesjonen er lik 0 (Nilsen, 1996).

$$\tau_1 = \sigma_{n1} \times \tan\phi_a \qquad (2)$$

Den mest brukte metoden for å finne skjærstyrke er en empirisk metode utviklet av Barton og Bandis (1991), også kjent som Barton-Bandis kriteriet. Kriteriet definerer skjærstyrke med de ulike parameterne effektiv normalspenning (σ_n), sprekkeruhet (Joint Roughness Coeffisient [JRC]), trykkfasthet på sprekkeplan (Joint Compressive Strength [JCS]) og residual friksjonsvinkel (ϕ_r) (Nilsen, 2017). Kriteriet kan brukes til å tilpasse eller ekstrapolere skjærstyrke fra allerede eksperimentelle data, eller å forutsi skjærstyrken. Skjærstyrken beregnes etter ligning (3) nedenfor for ulike intervaller av normalspenning (Barton og Choubey, 1977).

$$\tau = \sigma_n \times \tan\left[JRC \times \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right] \tag{3}$$

Sprekkeruhetstallet er et mål for en sprekks ruhet og ujevnheter (Nilsen & Broch, 2012). Barton & Choubey (1977) har delt inn JRC i ti ulike klasser, basert på skjærbokstester av ulike bergarter med ulik sprekkeruhet. I felten kan et sprekkeplans JRC-verdi klassifiseres ved hjelp av standardprofilene fra Barton & Choubey (1977) sin klassifisering. Profilene er vist i figur 3.2.



Figur 3.2: Standardprofilene fra Barton og Choubey (Wyllie og Mah, 2004).

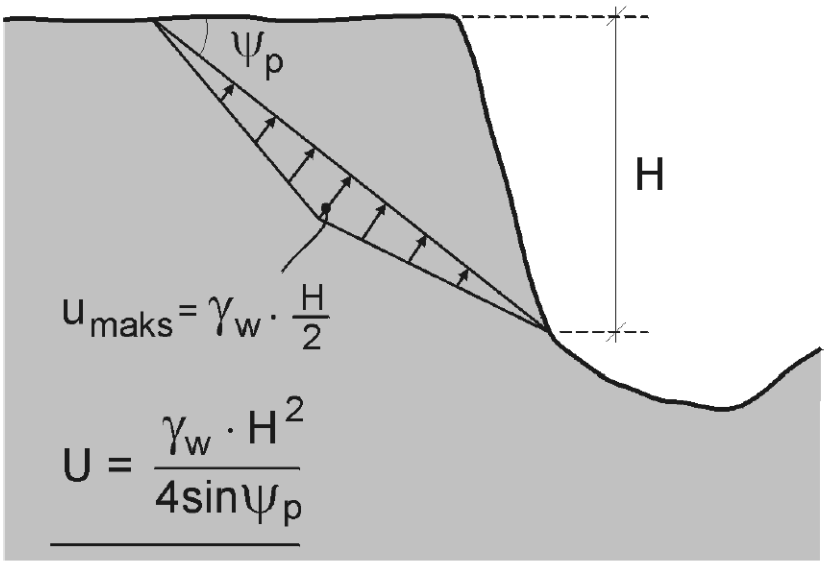
Trykkfastheten på et sprekkeplan tar hensyn til forvitring, og relateres til en bergarts enaksielle trykkfasthet (UCS). En uforvitret sprekkeflate antas i teorien å ha en JCS-verdi tilsvarende bergartens UCS-verdi. I tilfeller hvor sprekkeplanet er forvitret, antas det at JCS-verdien kan reduseres til ¼ av bergartens UCS-verdi (Li, 2015). Tester utført med Schmidts-hammer i felten gir de relevante verdiene for JCS. Disse verdiene kan videre konverteres til bergartens enaksielle trykkfasthet ved å bruke Millers metode (1965, som sitert i Barton & Choubey, 1977).

Residual friksjonsvinkel tilsvarer basis friksjonsvinkel dersom sprekkeflaten ikke er forvitret. Basis friksjonsvinkel finnes ved tiltforsøk på tørre og uforvitrede borekjerner som er saget i to på langs. En forvitret sprekkeflate må korrigeres for å finne sprekkens residuale friksjonsvinkel. Residual friksjonsvinkel regnes ut med forholdet mellom sprekkeflatens Schmidt-hammerverdi for tørr og uforvitret bergoverflate (R) og våt og forvitret sprekkeoverflate (r), se ligning (4) nedenfor (Barton & Choubey, 1977).

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \times \frac{r}{R} \qquad (4)$$

3.1.2 VANNTRYKK

Tilstedeværende vann i sprekker vil gi et sprekkevannstrykk med uheldig innvirkning på skjæringsstabiliteten. Sprekkevannstrykk reduserer normalspenningen, som også reduserer friksjonskreftene og øker de drivende kreftene. Fordi en bergmasse ikke er homogen og består av flere diskontinuiteter som vann kan følge, er vanntrykket vanskelig å estimere. I stabilitetsanalyser fremstilles vanntrykk langs en potensiell utglidningsflate med trekantfordeling, som vist i figur 3.3. Det hydrostatiske trykket bygges opp til maksimum ved halve skjæringshøyden. Denne fremstillingen tilsvarer en verst tenkelig situasjon (Nilsen, 2017).



Figur 3.3: Trekantfordeling av vanntrykk langs en potensiell utglidningsflate. Maksimalt vanntrykk regnes i dette eksempelet ut etter u_{mak}, og resultantverdi etter U (Nilsen, 1999).

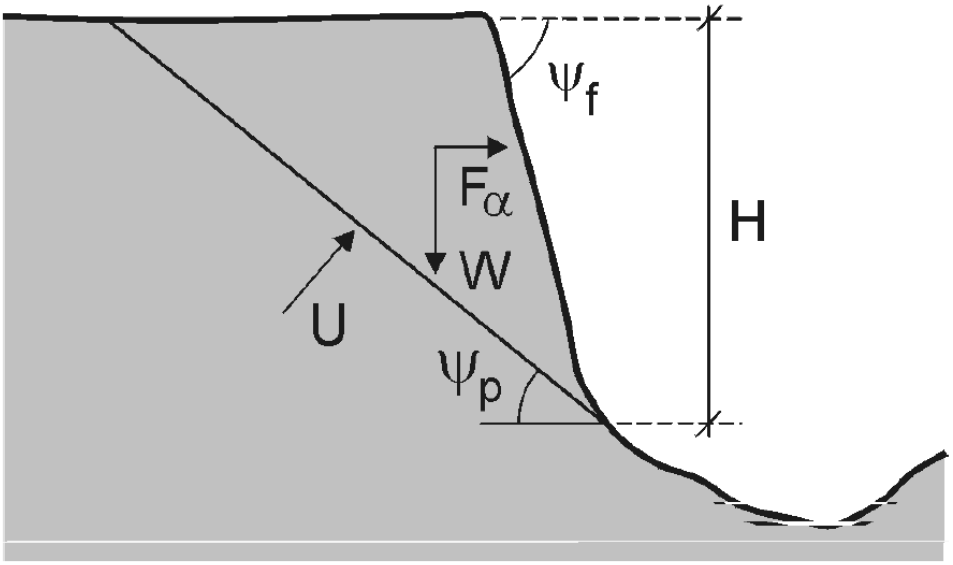
Vannet entrer sprekkeplanet eller tensjonssprekken i toppen, samtidig som det fritt renner ut i atmosfærisk trykk fra planets utgående. En bergmasse er i virkeligheten sjeldent impermeabel, og en slik antagelse samsvarer derfor sjeldent med de faktiske forhold. Vannet vil i virkeligheten fordeles også i andre deler av bergmassen. En trekantfordelingen av vanntrykk representerer derfor ikke den reelle tilstanden, selv ved kraftig regnfall (Nilsen, 2000). Målinger av vanntrykk eller grunnvannsnivå kan utføres i borehull hvor piezometer er installert (Wyllie & Mah, 2004). Det er imidlertid vanskelig å oppnå resultater som representerer den faktiske tilstanden i skjæringen allerede på planleggingsstadiet. Trekantfordelingen blir derfor brukt for forenklingens skyld, og i mangel av bedre alternativ. For å representere beste og verste situasjon, regnes stabiliteten ut ved 0 % og 100 % vanntrykk (Nilsen, 1999).

3.1.3 SEISMISK AKTIVITET

Norge ligger innenfor en region med lav seismisitet. Eurokode 8 krever likevel at jordskjelv tas med i stabilitetsanalyser av skjæringer ettersom seismisk aktivitet har en destabiliserende effekt på potensielle utglidningsflater. I stabilitetsanalysene inkluderes seismisk aktivitet med det forenklede pseudo-statiske prinsippet (Nilsen, 2017), som omfatter en horisontal og vertikal komponent som statisk tilleggslast (F_α) (Kaynia *et al.*, 2017). Ettersom jordskjelv sjeldent er en fare i Norge, er det i samsvar med veileder besluttet at seismisk last ikke skal inkluderes i stabilitetsanalysene i denne oppgaven.

3.2 DEN TRADISJONELLE LIKEVEKTSMETODEN

I den tradisjonelle likevektsmetoden beregnes stabiliserende og drivende krefter. Figur 3.4 nedenfor illustrerer parameterne som brukes i beregningene, hvor H = skjæringsshøyde [m], ψ_f = skjæringsvinkel, ψ_p = utglidningsplanets fall, W = vekt av den potensielle utglidningsmassen [kN/m], U = vanntrykk [kN/m] og F_α = jordskjelvbelastning [kN/m] (Nilsen, 1999).



Figur 3.4: Parameterne i den tradisjonelle likevektsmetoden (Nilsen, 1999).

Forholdet mellom de stabiliserende og drivende kreftene gir en sikkerhetsfaktor (F). Sikkerhetsfaktoren indikerer skjæringsstabiliteten, da F > 1 betyr at skjæringen er stabil. Utregning av sikkerhetsfaktoren er presentert nedenfor i ligning (5) og (6), hvor φ_a = aktiv friksjonsvinkel, γ_r = bergmassetetthet [kN/m^3] og γ_w = vannets tetthet [kN/m^3] (Nilsen, 2000).

$$F = \frac{Stabiliserende\ krefter}{Drivende\ krefter} \tag{5}$$

$$F = \frac{\left(W \times \cos\psi_p - U - F_\alpha \times \sin\psi_p\right)\ \tan\varphi_a}{W \times \sin\psi_p + F_\alpha \times \cos\psi_p} \tag{6}$$

3.3 PARTIALFAKTORMETODEN

Eurokode 7 har definert partialfaktormetoden som standard metode i en likevektsanalyse. Den tradisjonelle likevektsmetoden skal derfor ikke lengre brukes. Partialfaktormetoden anses som en mer konservativ metode enn den tradisjonelle likevektsmetoden (Nilsen, 2017). Metoden baserer seg på at partialfaktorer tilføres laster og materialer. Eurokode 7 inkluderer flere dimensjoneringsmetoder som kan brukes, men i veilederen for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering hevdes det at metode 3 skal brukes. Veilederen oppgir standard geotekniske partialfaktorer for last og material (Nilsen *et al.*, 2011). Dimensjonerende last (F_d) og dimensjonerende materiale (M_d) beregnes som vist i ligning (7) og (8), hvor F_k = karakteristisk last, γ_f = partialfaktor for last, M_k = karakteristisk styrke og γ_m = materialfaktoren (Nilsen, 2000; Nilsen, 1999).

$$F_d = F_k \times \gamma_f \tag{7}$$

$$M_d = \frac{M_k}{\gamma_m} \tag{8}$$

For parameterne brukt i den tradisjonelle likevektsmetoden, gir det dimensjonerende materialer og laster som vist i ligning (9) og (10) nedenfor (Nilsen, 2017).

$$\sum M_d = \left(W \times \gamma_f \times \cos\psi_p - U \times \gamma_f - F_\alpha \times \gamma_f \times \sin\psi_p\right) \times \frac{\tan\varphi_a}{\gamma_m} \tag{9}$$

$$\sum F_d = W \times \gamma_f \times \sin\psi_p + F_\alpha \times \gamma_f \times \cos\psi_p \tag{10}$$

Partialfaktormetoden anser en skjærings utforming som stabil dersom summen av de dimensjonerende materialene er større enn summen av de dimensjonerende lastene, se ligning (11) (Nilsen, 2017). Forholdet mellom de dimensjonerende materialene og lastene ($\Sigma M_d/\Sigma F_d$), tilsvarende sikkerhetsfaktoren i den tradisjonelle likevektsmetoden, vil videre i oppgaven benevnes som sikkerhetsfaktor (FS).

$$\sum M_d > \sum F_d \tag{11}$$

3.4 PROBABILISTISK ANALYSE

En probabilistisk metode beregner sannsynligheten for utglidning, i forhold til den deterministiske metoden som beregner en sikkerhetsfaktor. Parametere relatert til geometri og vekt defineres ofte som konstanter. Sprekkefriksjon, vanntrykk og seismisk akselerasjon er som nevnt vanskeligere å definere, og det anbefales å bruke statistiske fremgangsmetoder for å tallfeste de usikre parameterne. Parameterne blir dermed presentert med en sannsynlighets-fordeling, som er basert på en sannsynlighetsfunksjon (Nilsen, 2000). Fordelingen representerer en naturlig variasjon i verdier, forandringer over tid og usikkerhet knyttet til verdiene (Wyllie og Mah, 2004).

4 STABILITETSFORBEDRENDE OG SIKRENDE TILTAK

Ifølge Statens vegvesen (2014c) skal skjæringsstabilitet sees i sammenheng med type veganlegg. Ustabile skjæringer skal sikres med hensyn til stabilitet, sikkerhet, vedlikehold og økonomi. Disse faktorene må tas inn i vurderingen av både total- og lokalstabilitet. Det er tre vanlige sikringsmetoder. Disse er (Wyllie og Mah, 2004):

- forsterking av bergmassen
- fjerning av bergmasse
- beskyttelse

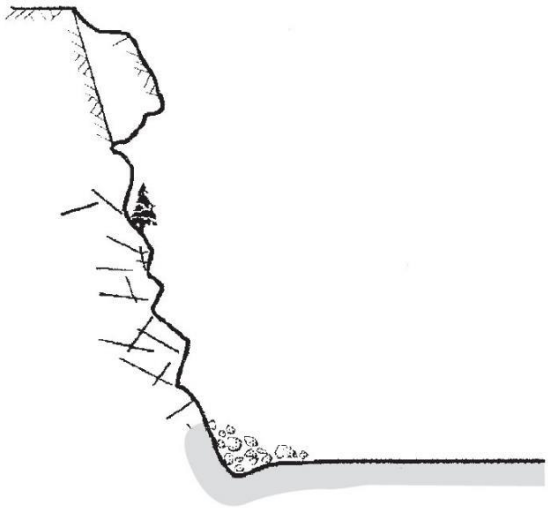
Nilsen og Broch (2012) definerer de mest aktuelle stabilitetsforbedrende tiltakene som forsiktig sprengning, endring av skråningsgeometri, drenering og forsterking av bergmassen. I dag skiller man mellom midlertidig sikring som installeres for å øke sikkerheten under arbeid, og permanent sikring som skal holde skjæringen stabil i 20 år (Aronsen, 2014). I dette kapittelet vil de vanligste stabiliseringsmetodene og tiltakene ovenfor vurderes med tanke på skjæringsstabilitet.

4.1 FORSIKTIG SPRENGNING

Forsiktig sprenging er et tiltak som utføres under bygging. Med en bevissthet om å sprenge endelig skjæringsvegg forsiktig, kan man forhindre bakbrytning, redusere sikringsmengden og unngå dannelse av ujevnheter på skjæringsveggen. Bakbrytning hvor eksisterende diskontinuiteter utsettes for vibrasjoner under sprengning kan påvirke ustabile glideplan og føre til utglidning (Nilsen og Broch, 2012). I dagbrudd kan bakbrytning strekke seg inntil 5-10 m inn i bergmassen (Wyllie og Mah, 2004). Vegskjæringer skal i henhold til håndbok N200 sprenges ut forsiktig. Bakbrytningsmengden vil derfor mest sannsynlig være mindre i vegskjæringer. Nilsen og Broch (2012) påstår at stabil skjæringsvinkel kan øke med 5-10° dersom sprengningen utføres forsiktig. Sprengningsmetode optimaliseres ved å tilpasse boring og ladning etter de geologiske forholdene (Wyllie og Mah, 2004).

4.2 ENDRING AV SKRÅNINGSGEOMETRI

Endring av eksisterende skråningsgeometri kan forbedre total- og/eller detaljstabiliteten. Endringer som bedrer totalstabiliteten kan være utflating eller avlastning. Utflating gjøres ved å redusere skjæringsvinkelen, mens avlastning reduserer skjæringshøyden (Nilsen og Broch, 2012). Om mulig kan også skjæringsgeometriens kurvatur endres. En konveks skråningsgeometri vil være destabiliserende sammenlignet med en konkav skråningsgeometri (Nilsen og Broch, 2012). Forbedring av detaljstabiliteten er på enkeltblokknivå, hvor ustabile blokker fjernes fra skjæringen. Blokkene kan renskes eller sprenges bort (Wyllie og Mah, 2004), se figur 4.1. Aktuelle renskemetoder ifølge håndbok N200 er manuell rensk, spyling med vann eller hydraulisk hammer (Statens vegvesen, 2014c). Detaljerte beskrivelser av renskemetoder og sprengning som en sikringsmetode er gitt av Bjordal *et al.* (2011).



Figur 4.1: Løs blokk i overheng som bør fjernes for å bedre skjæringsstabiliteten. Figuren er basert på illustrasjon fra (Wyllie og Mah, 2004).

4.3 DRENERING

Drenering er en av de mest effektive stabiliseringsmetodene. Stabil skjæringsvinkel kan økes med opptil 10° i skjæringer med tilstrekkelig drenering (Nilsen og Broch, 2012). Drenering sørger for å redusere vanntrykket i sprekkene, og øker dermed skjæringsstabiliteten. Type drenering må bestemmes etter skjæringens dimensjoner og hvor vannføringen kommer fra (Wyllie og Mah, 2004). Overflatedrenering kan brukes i områder med ekstremt mye vannføring og i skjæringer som er spesielt utsatt for erodering. Overflatevannet ledes i terrenggrøfter eller nedføringsrenner, også kalt nisjer. Dimensjonering og plassering av terrenggrøfter og nedføringsrenner er beskrevet i kapittel 9 og av Norem (1998).

Dreneringshull er metoden for drenering anbefalt i håndbok N200. Bergskjæringer med sprøytebetong, og mye vannsig bør installeres med dreneringshull (Statens vegvesen, 2014c). Dreneringshull for å unngå iskjøving er omtalt i kapittel 9, hvor de samme prinsippene for øvrig også gjelder generell skjæringsstabilitet. Wyllie og Mah (2004) anbefaler en hullavstand mellom 3-10 m. Metoden er imidlertid ugunstig i bergmasser med sprekkefylling, ettersom sprekkefyllingen vil tette igjen dreneringshullene. Mindre skjæringer med sprekker uten fylling kan imidlertid ha svært god effektiv av dreneringshull (Hoek, 2016).

4.4 FORSTERKNING AV BERGMASSEN

Etter sprengning har bergmassen redusert skjærstyrke langs diskontinuitetene. For å unngå utglidninger, kan det være nødvendig å sikre bergmassen i potensielle løsneområder. Sikringsmetoder som forsterker bergmassen installeres på eller inni bergmassen (Li, 2015). I håndbok N200 defineres bolting, sprøytebetong og fjellbånd som de vanligste, forsterkende sikringsmetodene (Statens vegvesen, 2014c).

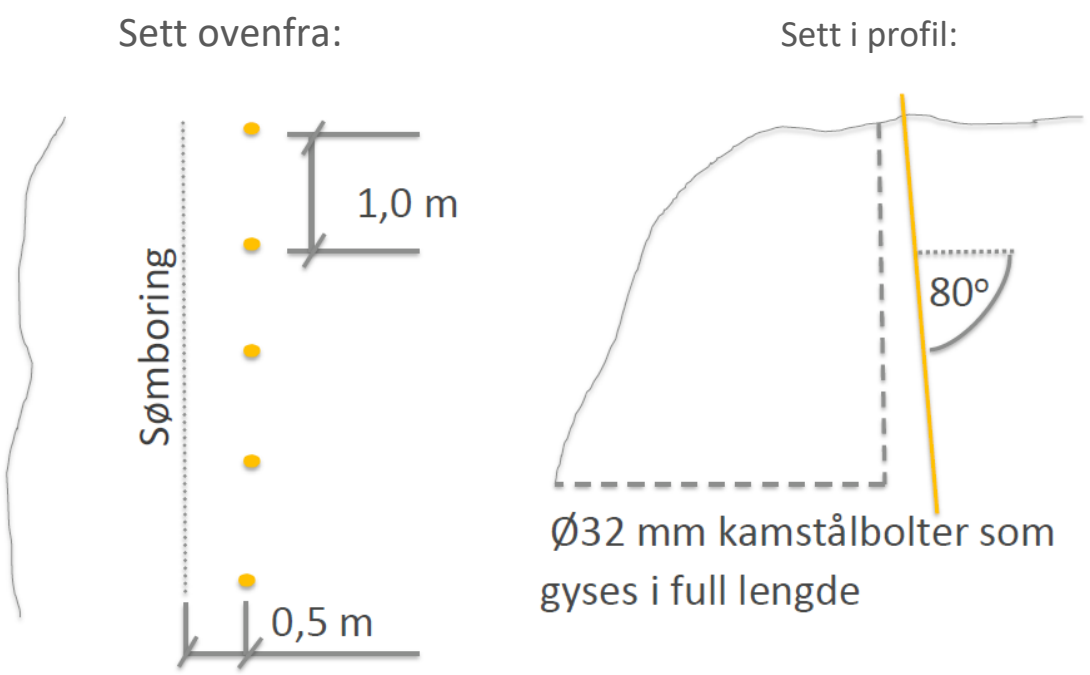
4.4.1 BOLTING

Bolting er en av de vanligste sikringsmetodene i Norge i dag. Metoden er effektiv og rimelig, så sant man ikke må installere bolter lengre enn 6 m. Det finnes et utvalg boltetyper med ulik kapasitet til å oppta last og deformasjon (Bjordal *et al.*, 2011). Sikring i dagen etter prosess 23 i håndbok R761 Prosesskode 1 (Statens vegvesen, 2015) godkjenner kun fullt innstøpte bolter og kombinasjonsbolter som endeforankres og innstøpes som permanent sikring (Statens vegvesen, 2015). Disse og andre boltetyper er beskrevet i håndbok V224 Fjellbolting (Statens vegvesen, 2014b). Mer detaljerte beskrivelser om boltenes egenskaper vil ikke bli gjennomgått i denne oppgaven. Boltenes hovedfunksjon er å endre normalkraften og skjærkraften langs glideplanene, slik at pågående deformasjon ikke utvikles, samtidig som bolten skal oppta last (Wyllie og Mah, 2004). Bruken av bolter kan deles inn i tre metoder (Statens vegvesen, 2014b):

- forbolting
- spredt bolting
- systematisk bolting

Forbolting

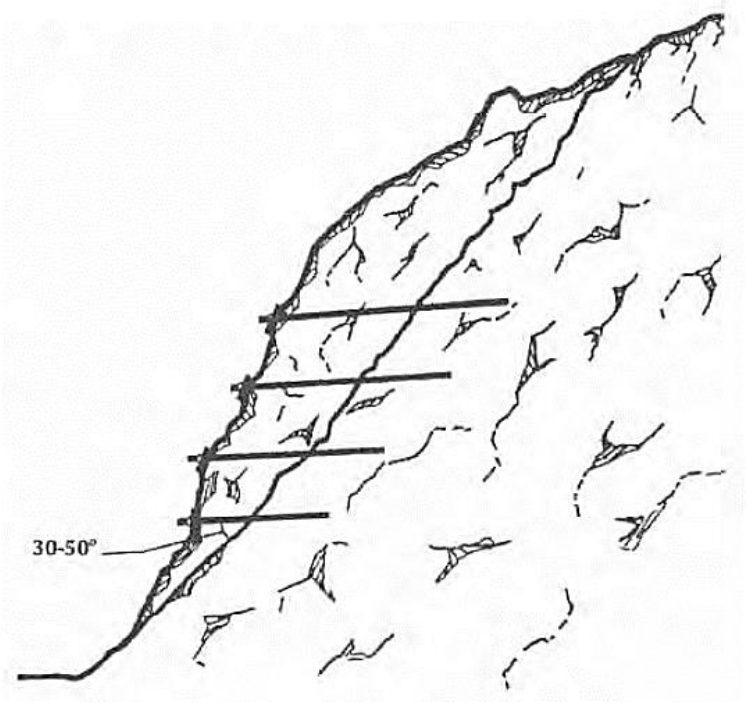
Under sprengning vil bergmassen utsettes for sekundær oppsprekning, som følgelig gir en sekundær spenningstilstand. Den sekundære spenningstilstanden reduserer spenningen på eksisterende diskontinuiteter, og muliggjør skjærbevegelse langs diskontinuitetsplanene. Forbolter kan installeres før sprengning slik at normalspenningen og skjærstyrken på sprekkeplanene opprettholdes, selv under og etter sprengning. Installasjonen av forbolter forhindrer at bergmassen avspennes, og utglidninger vil forhindres (Wyllie og Mah, 2004). Forbolter brukes hovedsakelig i skjæringer for å oppnå en bestemt kontur (Statens vegvesen, 2014b). Figur 4.2 viser et eksempel på forbolting, hvor forbolter med diameter 32 mm installeres og gyses med vinkel 80° fra horisontalplanet. Bolteavtstanden er 1 m, og forboltene installeres med avstand 0,5 m fra sømboringsraden (Ramstad, 2018).



Figur 4.2: Eksempel på forbolting sett ovenfra og i profil (Ramstad, 2018).

Spredt bolting

Spredt bolting brukes ofte for å forbedre detaljstabiliteten og dermed til sikring av enkeltblokker. Ved sikring av enkeltblokker er det ønskelig å stanse skjærbevegelser på glideplanet. Boltelengden må være lang nok til å forankres minst 1 m inn i fast fjell. Bolten bør installeres med en retning som utnytter boltens strekkapasitet. Det anbefales mellom 30-50° mellom bolten og sprekkeplanet (Statens vegvesen, 2014b), som vist i figur 4.3.



Figur 4.3: Installasjon av bolter med vinkel 30-50° mellom bolt og glideplan (Statens vegvesen, 2014b).

For å regne ut antall bolter (N) nødvendig for å sikre en enkeltblokk, må man beslutte hvilken sikkerhetsfaktor (F) som er aktuell for prosjektet. Vanligvis varierer sikkerhetsfaktoren mellom 1,5-3 (Ramstad, 2018). Antall bolter kan regnes ut etter ligning (12), hvor W = blokkens tyngde [kN], β = sprekkeplanets fall, φ = friksjonsvinkel, U = vanntrykk [kN], c = sprekkens kohesjon [kN/m^2], A = arealet på sprekkeplanets utglidningsflate [m^2], B = boltens bæreevne [kN] og α = vinkelen mellom bolt og sprekkeplanet (Statens vegvesen, 2014b).

$$N = \frac{W(F\sin\beta - \cos\beta\tan\varphi) + U\tan\varphi - cA}{B(\sin\alpha\tan\varphi + F\cos\alpha)} \qquad (12)$$

Verdier for kohesjon er gitt for ulike bergarter og løsmasser, samt forslag til friksjonsverdier i håndbok V224. En forenklet beregning av antall bolter er også mulig. Beregningen ser bort fra friksjon og vanntrykk langs sprekkeplan. Beregningen er vist i ligning (13), hvor V = blokkens volum [m^3] og γ = bergets tetthet [kN/m^3] som vanligvis er på 27 kN/m^3 (Ramstad, 2018).

$$N = \frac{WF}{B} = \frac{V\gamma F}{B} \qquad (13)$$

Systematisk bolting

Ved systematisk bolting installeres boltene med en gitt avstand (c/c) mellom hver bolt. Boltemetoden brukes oftest i bergmasser med dårlig kvalitet. Avstanden mellom boltene fastsettes etter bergmassekvalitet, vurdert etter erfaring. Anbefalt bolteavstand for systematisk bolting i tunnel, er 3-4 ganger sprekkeavstanden, dersom midlere sprekkeavstand er mellom 0,3-1 m (Statens vegvesen, 2014b). Antall bolter kan regnes ut etter ligning (14) nedenfor. Ligningen er beskrevet av ekstern veileder.

$$N = \frac{A}{(c/c)^2} \tag{14}$$

4.4.2 SPRØYTEBETONG

Sprøytebetong brukes hovedsakelig som beskyttelse, men kan også motstå last og skjær-bevegelser fra løse blokker (Kaiser og Tannant, 2001). Sprøytebetong er likevel ikke den mest optimale sikringsmetoden for skjæringer. Sprøytebetongens heft til berget reduseres som følge av frost. I tillegg vil vanntrykket mellom sprøytebetong og bergoverflate bygges opp. Dreneringshull er derfor svært viktig å bore i skjæringer med sprøytebetong. Sprøytebetongens utseende gir også en overflate som estetisk ikke er ønskelig i skjæringer. I soner med forvitret eller løst berg vil sprøytebetong likevel være egnet (Bjordal *et al.*, 2011). Nødvendig volum (V) bestemmes ut fra areal (A) som må dekkes, bestemt gjennomsnittstykkelse (T, vanligvis mellom 80 – 100 mm), en ujevnhetsfaktor (1,3), og en faktor for prelletap (1,1) (NB, NFF og NBG, 2003). Ligning (15) for utregning av nødvendig sprøytebetongvolum er gitt nedenfor.

$$V = A \times T \times 1{,}1 \times 1{,}3 \tag{15}$$

4.4.3 FJELLBÅND

Fjellbånd brukes for å oppnå en høyere detaljstabilitet, eller et høyere samvirke mellom bolter. For å sikre en ustabil enkeltblokk som ikke selv er egnet til å sikres må båndet festes over blokken, med bolter installert i intakt berg på begge sider. Man vil også oppnå et høyere samvirke mellom bolter dersom det installeres fjellbånd mellom boltene. Antall bolter kan dermed reduseres, ettersom partiet sikret av fjellbåndet ikke har behov for ytterligere bolter (Bjordal *et al.*, 2011).

4.5 BESKYTTELSE AV VEGEN

De fleste skjæringer stabiliseres med sikring i utløpsområdet ved å forsterke underveis i byggingen, men beskyttende tiltak kan også installeres. Beskyttelse av vegen gjøres vanligvis ved å bygge grøft mellom veg og skjæring, fjellhylle eller ved å installere sikringsnett. På grunn av et høyere fokus på sikring i selve skjæringen, og at grøft ifølge håndbok N200 skal etableres, er andre beskyttende tiltak ikke like aktuelle. Det kan likevel i enkelte tilfeller være nødvendig å beskytte vegen i form av andre sikringstiltak. Da vil eksempelvis fanggjerder, barrierer, overbygg, tunneler og støttemurer være aktuelle sikringstiltak. Mer informasjon om disse sikringstiltakene finnes i Statens vegvesen sin VD rapport nr. 32 (Bjordal *et al.*, 2011). Grøft og fjellhylle vil diskuteres i kapittel 7 og 8.

4.5.1 SIKRINGSNETT

Det finnes et utvalgt typer sikringsnett med ulike funksjoner og formål. Vanligste til bruk i skjæringer er ifølge Bjordal *et al.* (2011) flettverksnett, steinsprangnett, wirenett og forsterket steinsprangnett. Flettverksnett kan brukes som eneste nett i bergmasser hvor mindre blokker forventes å gli ut, eller som et innernett. Steinsprangnett brukes til sikring av steinsprang, men også til å sikre mot iskjøving. Nettet må installeres ulikt for de to formålene, hvor avstanden mellom nett og bergoverflate vil variere. Hvordan steinsprangnett forhindrer iskjøving er beskrevet i kapittel 9. Wirenett installeres for å stå imot store belastninger, som eksempelvis enkeltblokker eller flere løse enkeltblokker. Forsterket steinsprangnett brukes, som navnet beskriver, i bergmasser hvor det er fare for steinsprang, men et vanlig steinsprang ikke vil være sterkt nok. Mer detaljert informasjon om de spesifikke typene nett er beskrevet av Bjordal *et al.* (2011).

Sikringsnett må installeres i kombinasjon med bolter, slik at nettet har forankrede punkter inn i bergmassen (Statens vegvesen, 2014b). Nettenes hovedfunksjon er å holde blokken tett inntil bergoverflaten ved utfall. Dermed reduseres nedfallets utløpslengde. Nettet skal ikke samle opp nedfall da blokkene vil oppta last i nettet, men heller føres kontrollert ned skjæringen. Blokken skal til slutt havne i grøften, som derfor reduserer behovet for en vid grøft (Wyllie og Mah, 2004). Sikringstypen har også den fordelen at bergmassen kan dreneres (Statens vegvesen, 2014b). Hvilken type nett som er nødvendig, må vurderes ut fra bergmassekvaliteten (Wyllie og Mah, 2004).

5 SKJÆRINGSHØYDE

5.1 INTRODUKSJON

Vegskjæringer bygges på bestemte steder i terrenget, med gitte geometriske krav (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a). Skjæringshøyde vil derfor være avhengig av vegens plassering i terrenget og topografien i området. Det er i dag satt strenge krav til vegenes maksimumsstigning, fra 5-8 % (Statens vegvesen, 2014a). Følgelig bygges det mange vegskjæringer med skjæringshøyder som ikke nødvendigvis er tilpasset og følger topografien. Maksimal, stabil skjæringshøyde vil være avhengig av bergartsstrukturer, mens praktisk, gjennomførbar skjæringshøyde er begrenset av tilgjengelig utstyr og kostnader.

5.2 KRAV TIL SKJÆRINGSHØYDE I HÅNDBOK N200

Ved geoteknisk prosjektering, må Eurokode 7 følges. Eurokoden definerer tre geotekniske kategorier, fra 1-3. De geotekniske kategoriene stiller krav til omfanget av prosjektering, kontroll og klassifiserer prosjektet innenfor en konsekvens- og pålitelighetsklasse. I håndbok N200 er skjæringer over 10 m plassert innenfor geoteknisk kategori 3. Geoteknisk kategori 3 gjelder prosjekter med vanskelige eller uvanlige grunnforhold som påvirker sprengning og stabiliteten. Prosjektene innenfor denne kategorien er tilknyttet høyere risiko for utførelse og sikkerhet, og ekstra kontrolltiltak må utføres under prosjektering og bygging. Fordi konsekvensene ved instabilitet av høye skjæringer er store, har Statens vegvesen (2014c) valgt å definere 10 m skjæringshøyde som grenseverdien mellom geoteknisk kategori 2 og 3. Gode grunnforhold i bergskjæringer over 10 m kan likevel nedklassifiseres til geoteknisk kategori 2, men aldri befinne seg innenfor geoteknisk kategori 1. Detaljer om de ulike geotekniske kategoriene og dokumentasjon ved nedklassifisering er gitt i håndbok N200. Det stilles også spesielle krav til de geologiske undersøkelsene for skjæringer høyere enn 10 m. Det skal tas ekstra hensyn til de geologiske forholdene ved utforming, som bergartstype, oppsprekning, ugunstige slepper og grunnvannsforhold (Statens vegvesen, 2014c).

5.3 PRINSIPPER I DAGBRUDDINDUSTRIEN

I dagbruddindustrien vurderes pallhøyder ut fra de følgende faktorene (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008b):

- Økonomisk boring og ladning
- Vurderinger av lasteutstyr
- Sikkerhet

Dagbruddvirksomheten har på bakgrunn av erfaring definert en parameter «optimal pallhøyde for sprengning (blast optimal bench height)» (h_b) som tallfester ved hvilken pallhøyde sprengningsresultatet blir optimalt. Parameteren er et produkt av to konstanter og borehullsdiameteren (d) i mm, som vist ligning (16). Optimal pallhøyde har sammenheng med borehullsdiameteren, ettersom borehullsdiameteren vil ha innvirkning på borehullsavviket. Kraftig boreutstyr vil resulterte i lavere borehullsavvik, og kan følgelig bore lengre borehull (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a).

$$h_b = 0.28 \times d^{0.81} \qquad (16)$$

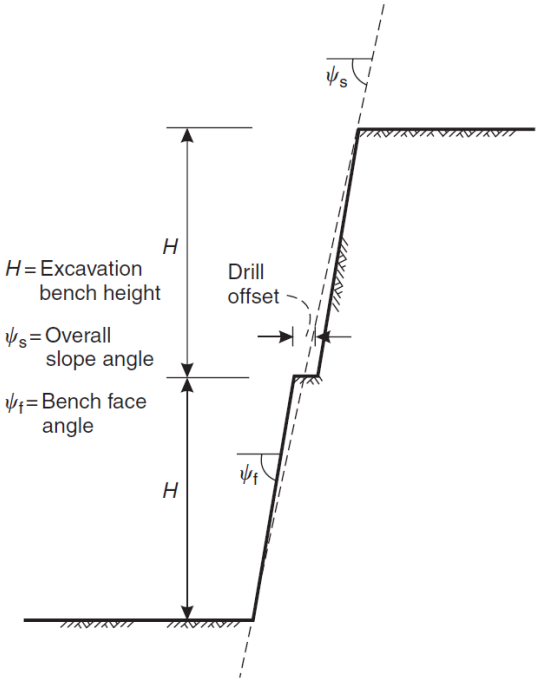
Sprengning under eller over h_b vil resultere i ugunstig fragmentering. Hvordan pallhøyden påvirker fragmenteringen er beskrevet av NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2008a).

5.4 ANLEGGSTEKNISKE BEGRENSNINGER

En full skjæringshøyde er ikke alltid teknisk mulig å bore ut. Skjæringshøyden vil begrenses av boreriggen og lengden på borstengene. Skjæringen kan da tas ut i flere nivåer, hvor det bores og sprenges i flere paller (Wyllie og Mah, 2004). En pall defineres som bergvolumet som tas ut i en pallhøyde (Statens vegvesen, 2015). Pallhøyden bør ikke overskride 12-15 m (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a). I dag brukes borerigger hvor hver borstang typisk har en lengde på 3,6 m. Det er ønskelig å bore hver borstang full lengde for å unngå avslutning midt i en borstang. Hver boremeter blir dermed mer effektiv og lønnsom (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008c). Optimal borehullslengde begrenses da til 3,6 m, 7,2 m, 10,8 m osv. Det er heller ikke økonomisk å bore korte eller høye paller. Innen vegbygging og dagbruddvirksomhet er pallhøyder på 6-8 m definert som lave paller, og 14-18 m som høye paller (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008b; Neby *et al.*, 2011). 11 m er den mest optimale pallhøyden, gitt at borehullsdiameteren er 89 mm (Neby *et al.*, 2011). Normal borehullsdiameter for vegbygging er mellom 64-89 mm

(NFF, 2011). En pallhøyde på 11 m gir fordeler som optimal fragmentering, effektiv og lønnsom boremeter (10,8 m) (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008c; Neby *et al.*, 2011). 11 anses som den optimale pallhøyden.

Overgangen fra et nivå til et annet vil gi en forskyvning av skjæringsveggen (drill offset), som illustrert i figur 5.1. Boreriggen kan ikke fortsette boringen i de samme borehullene fra pallen over. En overgangssone mellom to salvehøyder dannes som følge av at boreriggen starter boring inntil skjæringsveggen fra øvre pall. Det må påregnes en minimumsverdi på 0,3 m i overgangssonen (Wyllie og Mah, 2004).

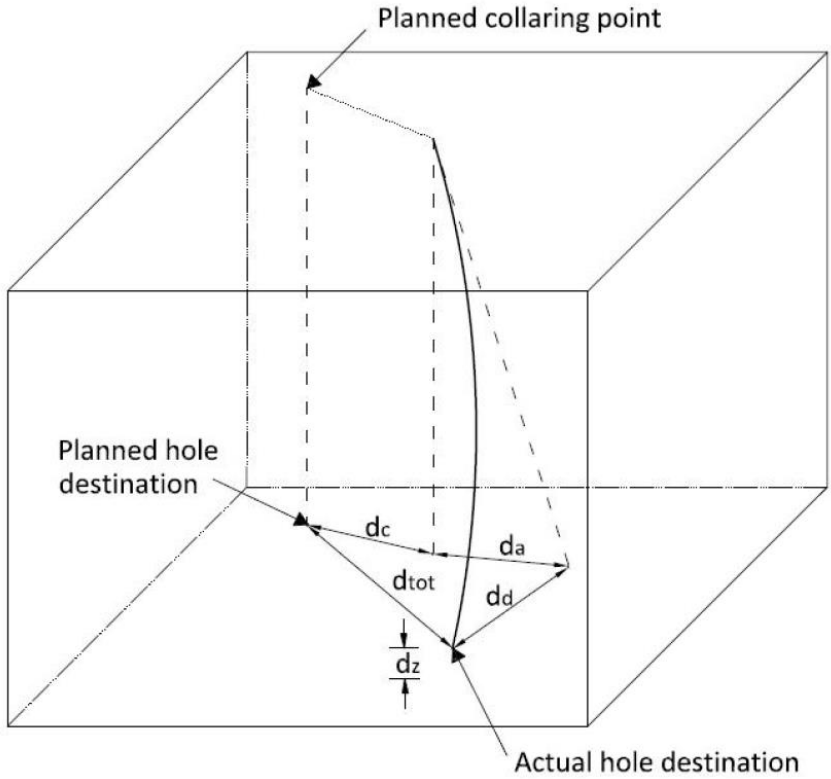


Figur 5.1: En skjæringshøyde tatt ut i to pallhøyder (H), hvor skille mellom pallene vises som en overgangssone (drill offset) (Wyllie og Mah, 2004).

5.5 BOREHULLSAVVIK

Pallhøyden har stor innflytelse på borehullsavvik, da økt lengde på borehullene gir større risiko for avvik. Man skiller vanligvis mellom ansettsavvik, innrettingsavvik, avbøyningsavvik og dybdeavvvik. Ansettsavvik (d_c) er den horisontale avstanden fra planlagt borehullsplassering til faktisk borehullsplassering. Innrettingsavvik (d_a) skyldes feil vinkel ved oppstart av boringen, slik at planlagt vinkel fraviker fra den borede vinkelen. Avbøyningsavvik (d_d) er relatert til geologien og oppstår under boring, til forskjell fra ansettsavvik og innrettingsavvik.

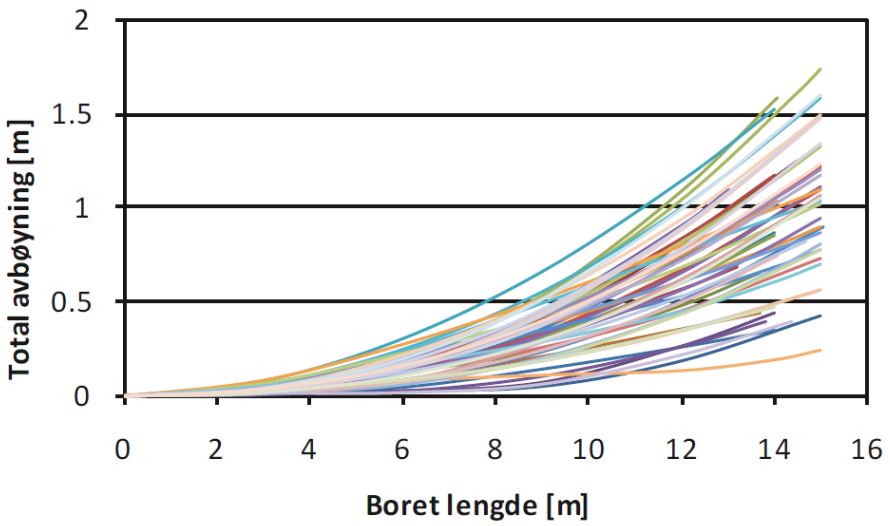
Dybdeavvik (d_z) er avviket som oppstår idet borehullet bores til en annen dybde enn planlagt. Totalt borehullsavvik (d_{tot}) finnes som summen av de fire typene borehullsavvik (NFF, 2011). Borehullsavvik er vist i figur 5.2.



Figur 5.2: Ansettsavvik (d_c), innrettingavvik (d_a), avbøyningsavvik (d_d), dybdeavvik (d_z) og total borehullsavvik (d_{tot})) fra planlagt startpunkt, planlagt endepunkt og faktisk endepunkt (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a).

Håndbok R761 (Statens vegvesen, 2015) presiserer hvor stort borehullsavvik som er tiltatt for hovedprosess 2, som gjelder for sprengning og masseflytting. Prosess *22.11 Sprengning med konturhullavstand 0,7 m* skal ha en ansettnøyaktighet på 100 mm og et retningsavvik ved ansett mindre enn 2 %. Prosess *22.21 Kontursprengning* og prosess *22.22 Sømboring* tillater ikke mer enn 2 % retningsavvik.

Avbøyningsavviket vil stige som en annengradsfunksjon med økende borehullslengde, se figur 5.3. Innretningsavvik har derimot lineær stigning. Stort avbøyningsavvik (> 7 %) reduserer sikkerheten som følge av ukontrollerte kast, rystelser og luftsjokk. Tiltak for å redusere avbøyning er gitt av NFF (2011), hvor et av tiltakene blant annet er å redusere pallhøyden. Det spesifiseres også hvor viktig geologien er for avbøyning, og følgelig for mulig pallhøyde å bruke i skjæringer (NFF, 2011).



Figur 5.3: Avbøyning som en funksjon av borehullslengde (NFF, 2011).

5.5.1 AVBØYNINGSAVVIK

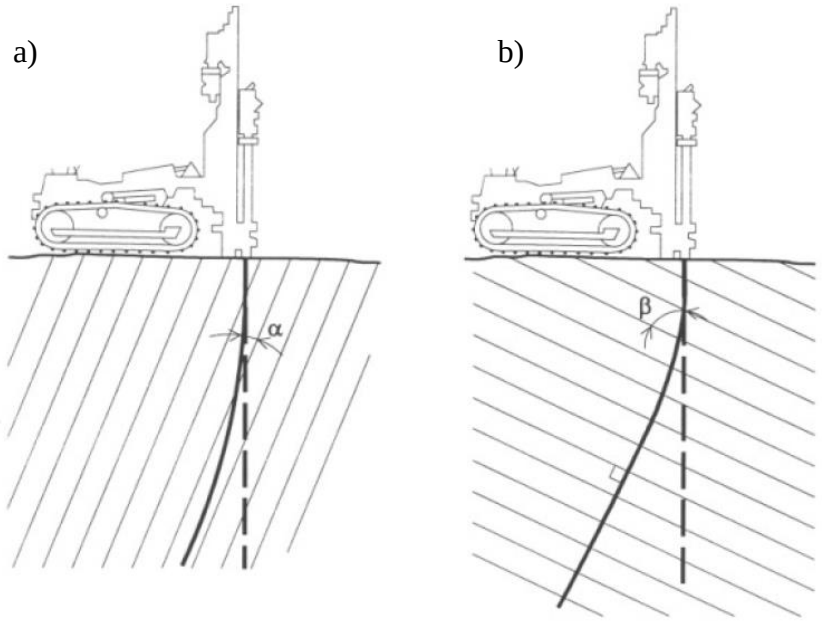
Avbøyningsavvik kan forekomme av flere grunner, som listet opp i figur 5.4. Det er de geologiske forholdene med hensyn til strukturenes orientering som vil diskuteres her.

A.	Boreparametre	- Matekraft, slagtrykk og rotasjonstrykk - Rotasjonshastighet - Spyling - Vekt av borstreng - Anti-jamming system
B.	Hullutforming	- Helning og retning på borhullet - Borhullsdiameter - Hull lengde
C.	Borutstyr	- Stempel-design - Avstand mellom chuck og nakke - Type og tilstand på koblinger og gjenger - Stabilisator-design (rotasjonsboring) - Form på borkrona (front, skjørt, stift og slitasje) - Type og diameter på borstenger (rør eller stang) - Forholdet mellom diameter på krone og stang
D.	Geologi og anlegg	- Struktur (sprekker, slepper, lagdeling) - Lagdelingens orientering i forhold til borhullet - Avstand mellom sprekker og sleppers mektighet - Fjellets hardhet - Kohesjon i lagdeling/foliasjon - Forholdene på pallen (sylte eller rensket pall)

Foruten punktene under kategori D, kan man direkte eller indirekte påvirke avbøyningen gjennom valg av borutstyr og innstillinger av boreparametre.

Figur 5.4:Mulige faktorer som påvirker avbøyningsavviket (NFF, 2011).

I en bergart med tydelige strukturer, vil borehullet ofte bøye av parallelt med eller normalt på strukturen. Strukturens orientering i forhold til borehullet avgjør hvilken retning borkronen tar. Dersom vinkelen til strukturen er < 20°, vil borkrona trekkes parallelt planet, se figur 5.5 a). En vinkel > 20° trekker derimot borkrona normalt på strukturen, figur 5.5 b). Sprekkefrekvensen påvirker også avbøyningsavviket ved at en høy sprekkefrekvens ofte gir en mer systematisk avbøyningen. Lav sprekkefrekvens eller homogen bergmasse vil derimot gi tilfeldig avbøyning (NFF, 2011).



Figur 5.5:Avbøyning som følge av vinkel mellom borstang og struktur på a) < 20° og b) > 20° (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008c).

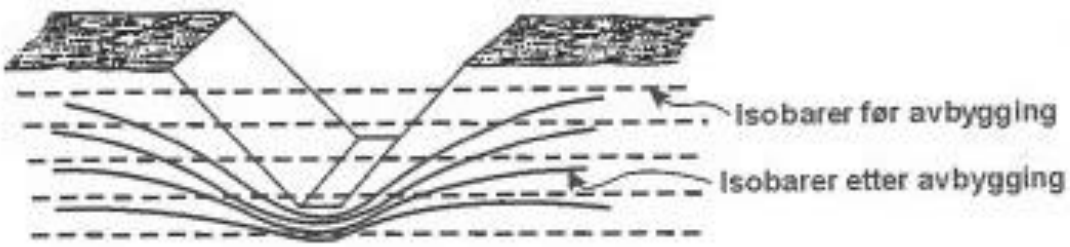
5.6 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD

De geologiske forholdene som er avgjørende for en stabil skjæringshøyde er hovedsakelig bergmassekvalitet og bergartsstyrke. Bergmassens kvalitet med sin oppsprekning og svakhetssoner er ofte mer begrensende enn bergartsstyrken.

5.6.1 BERGARTSSTYRKENS INNVIRKNING PÅ SKJÆRINGSHØYDE

Bergartsstyrken til det intakte berget vil ha innvirkning på hvilken utglidningstype som kan oppstå i bergmassen, og hvordan bergmassen oppfører seg etter sprengning. I svake bergarter kan bergarten få jordartlignende oppførsel som resulterer i rotasjonsutglidning. Stabil skjæringshøyde er i slike bergarter begrenset. Som vist i figur 5.6, vil den sekundære

spenningsfordelingen som oppstår etter sprenging ofte medføre en konsentrasjon av spenninger i skjæringsfoten (Nilsen og Broch, 2012). Bergartsstyrken vil bestemme hvordan bergarten går i brudd dersom spenningskonsentrasjonen overstiger bergartens trykkfasthet. Det kan eksempelvis utvikles skjærbrudd i svakere bergarter, eller bergslag i sterke bergarter (Li, 2015). Slike spenningskonsentrasjoner er imidlertid vanligst i dagbrudd eller høye fjord- og dalsider, ikke i vegskjæringer (Nilsen og Broch, 2012).



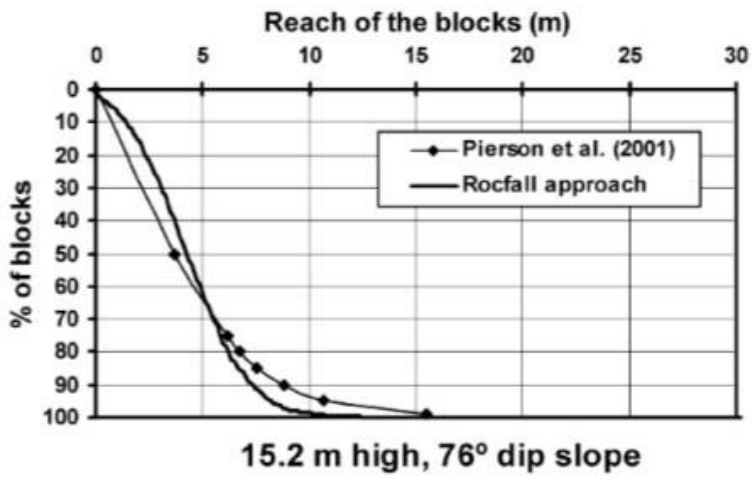
Figur 5.6: Isobarer som illustrerer spenningskonsentrasjonen før og etter uttak av masser i et dagbrudd (Nilsen og Broch, 2012).

5.6.2 SKJÆRINGSHØYDENS INNVIRKNING POTENSIELL ENERGI

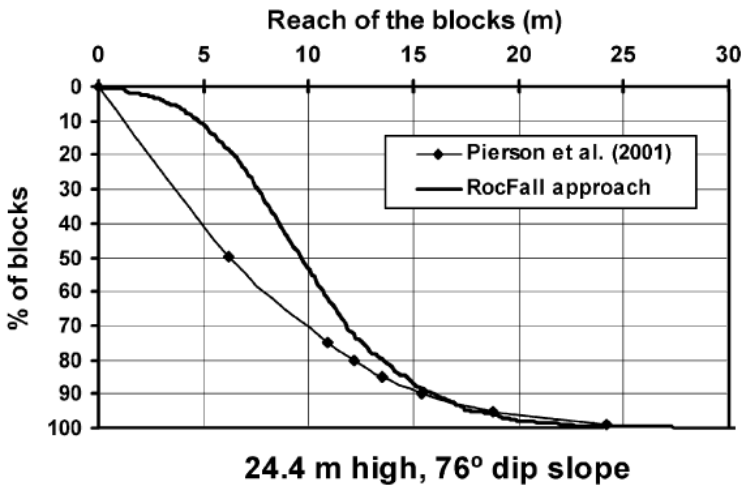
Skjæringshøyde vil påvirke en blokks potensielle energi (E) etter ligning (17) nedenfor, hvor m = legemets masse [kg], g = tyngdeakselerasjonen [m/s^2] og h = vertikal fallhøyde [m]. Den potensielle energien defineres som energien en blokk har fordi ytre krefter virker på den. I en situasjon med en ustabil blokk, vil tyngdekraften være den ytre kraften. Idet blokken kommer i bevegelse går den potensielle energien over til kinetisk energi (Grøn, 2018).

$$E = m \times g \times h \qquad (17)$$

Ligningen ovenfor beskriver hvordan en blokks potensielle energi blir høyere med økende skjæringshøyde. Ustabile blokker i høye skjæringer utgjør derfor en større risiko enn fra lavere skjæringer (Hoek, 2007). Figur 5.7 og figur 5.8 viser hvordan økt skjæringshøyde, fra 15,2 m til 24,4 m, vil resultere i omtrent 8 m lengre utløpslengde fra en skjæring med samme helningsvinkel. Utløpslengden defineres som den horisontale distansen blokken beveger seg, fra utløpsområde til blokken stopper (Domaas og Grimstad, 2014).



Figur 5.7: Maks utløpslengde for steinsprang på 16 m fra en skjæringshøyde på 15,2 m (Alejano et al., 2007).



Figur 5.8: Maks utløpslengde for steinsprang på 24 m fra en skjæringshøyde på 24,4 (Alejano et al., 2007).

Figurene sammenligner et steinsprangs utløpslengde ved simuleringer i dataprogrammet RocFall 3.0 og etter Piersons metode. Piersons metode baserer seg på utførte nedfallsforsøk som brukes til å anslå empiriske utløpslengder ved steinsprang (Alejano *et al.*, 2007). I håndbok N200, og som presisert av Wyllie og Mah (2004), vil økende høyde på skjæringene kreve økt grøftebredde.

5.6.3 SKJÆRINGSHØYDENS INNVIRKNING PÅ KILEVOLUM

Det er utført enkle analyser i RocPlane 3.0 og SWedge 6.0 for å se på endringen av potensielt rasvolum ved ulike skjæringshøyder. Analysene er i henhold til Eurokode 7, hvor dimensjoneringsmetode 3 brukes til partialfaktormetoden (Nilsen *et al.*, 2011). Seismisk last er

ikke inkludert. Alle inputparametere, unntatt skjæringshøyden holdes konstant gjennom analysene. Skjæringene utformes som vertikale med flatt terreng over skjæringstopp. Glideplanet i RocPlane 3.0 og glideplanene i SWedge 6.0 får et fall på 60°. Skjæringens orientering med strøk og fall settes til N095Ø/90°S i SWedge 6.0. Videre registreres sprekkesett 1 med strøk og fall N035Ø/60° SØ og sprekkesett 2 med N135Ø/60° SV i SWedge 6.0. Resultatene av analysen er presentert i tabell 5.1.

Tabell 5.1: Endring i rasvolum som følge av økende skjæringshøyde.

Skjæringshøyde	**Volum fra RocPlane 3.0**	**Volum fra SWedge 6.0**
5 m	7 m^3/m	29 m^3
10 m	29 m^3/m	231 m^3
20 m	116 m^3/m	1846 m^3

Fra tabellen kan man se at økende skjæringshøyde vil føre til en eksponentiell økning i rasvolum, gitt at sprekkene er utholdende til overflaten. Som følge av økt rasvolum kan konsekvensene ved en utrasning bli større. Derfor er det forbundet høyere risiko til skjæringer > 10 m, og skjæringene bør prosjekteres etter de geologiske forholdene. Det bør tas spesielt hensyn til bergartstype, oppsprekning, ugunstige slepper og grunnvannsforhold (Aronsen, 2014; Statens vegvesen, 2014c). Ugunstig orientering av diskontinuiteter i høye skjæringer vil kreve tung sikring for å opprettholde skjæringsstabiliteten. Ugunstig orientering av diskontinuiteter gjør det kinematisk mulig å gli ut for en kile. Alternativt kan skjærings-utformingen endres. Etablering av fjellhylle vil redusere den totale skjæringshøyden og det potensielle rasvolumet. Aronsen (2014) hevder at fjellhylle burde være et krav for skjæringer > 10 m. Fordeler og ulemper med fjellhylle vil bli diskutert i kapittel 7.

5.6.4 VANNTRYKK SOM EN FUNKSJON AV SKJÆRINGSHØYDE

Som følge av at skjæringshøyde er en parameter i utregningen av vanntrykk, se ligning (18), vil en økning i skjæringshøyde også øke vanntrykket (U). Vanntrykket inkluderes i dimensjonerende materialer i partialfaktormetoden. Det betyr at skjæringshøyden reduserer de stabiliserende kreftene ved å øke potensielt vanntrykk.

$$U = \gamma_w \times \frac{H}{2} \tag{18}$$

5.6.5 RASENE I LØSBERGA, TRØNDELAG

I forbindelse med bygging av ny E6 ved Steinkjer i Trøndelag, skulle det langs en strekning ved Løsberga sprenges ut en vegskjæring. Maksimal skjæringshøyde var prosjektert til 40 m, med sprengning i tre paller. Under sprengningsarbeider 9. mai 2007 raste det ut store steinblokker fra skjæringen. Raset stengte E6 og jernbanen, og medførte gjennomgang av arbeidsrutiner og endring av eksisterende sprengningsplaner. Blant annet ble både pallhøyden og salvestørrelsen redusert. 30. juni 2008 gled omtrent 8000 m^3 ut langs et sleppeplan. Sleppeplanet var ikke kartlagt før sprengning (Statens vegvesen, 2008). Sleppene ble etter raset kartlagt som gjennomsettende, plane og med klorittbelegg. Den ugunstige orienteringen, som for øvrig underkuttet hele skjæringshøyden, samt lav friksjon langs sleppeplanene var årsaken til utrasningen (Nilsen, 2008). E6 og jernbanen ble igjen stengt etter hendelesen. Raset krevde store oppryddingsarbeider som økte byggetiden. Følgelig økte også kostnadene for utbyggingen, med 6 % av opprinnelig kostnad (Nesje, 2009). Raset 30. juni 2008 er vist i figur 5.9. 3. november 2008 gled ytterlige masser ut etter sprengning. Igjen måtte veg og jernbane stenges (Statens vegvesen, 2008).

Figur 5.9: Raset 3. november 2008. Foto: Holme (2008).

Rasene ble tatt opp på politisk plan, og rutinene for bygging av høye skjæringer ble revurdert. Løsbergarasene er en av grunnene til at skjæringer > 10 m ble plassert innenfor geoteknisk kategori 3, med spesielle krav til forundersøkelser, utførelse, prosjektering og kontroll (Statens vegvesen, 2008; Nesje, 2009). Rasene er et eksempel på hvilke konsekvenser en utglidning fra en forholdsvis høy skjæring kan medføre.

5.7 OPPSUMMERING

Skjæringshøyde er i dette kapittelet vurdert etter prinsipper brukt i dagbruddindustrien, anleggstekniske begrensninger og ingeniørgeologiske forhold. I håndbok N200 finnes det ingen begrensninger til skjæringshøyde, men både anleggstekniske og ingeniørgeologiske forhold vil begrense mulig skjæringshøyde. De anleggstekniske begrensningene er borehullsavviket som øker med økende skjæringshøyde, og effektiv og lønnsom boring som kan være begrensende for pallhøyde. Dersom det ikke er mulig å bore ut skjæringen i en pallhøyde, kan man bore og sprenge i flere paller. De ingeniørgeologiske forholdene som begrenser mulig skjæringshøyde er hovedsakelig bergmassens oppsprekning, men også bergartsstyrken. I tillegg vil skjæringshøyde påvirke et nedfalls potensielle energi og vanntrykk, hvor økende skjæringshøyde vil ha en negativ effekt.

6 SKJÆRINGSHELNING

6.1 INTRODKUSJON

Som følge av at vegskjæringer har låst plassering i terrenget, vil stabiliteten i skjæringen påvirkes av hvilken utforming man velger. Skjæringshelningen er av vesentlig betydning på skjæringens stabilitet. I kapittel 4 ble nettopp reduksjon av skjæringsvinkel vurdert som et stabilitetsforbedrende tiltak. En vanlig måte å betegne skjæringshelning på, er å oppgi helningsvinkelen som forholdet mellom vertikalen og horisontalen, det vil si forholdet mellom skjæringshøyden og bredden inn fra skjæringstoppen. I Norge oppgir man vanligvis den vertikale delen først, deretter antall horisontale deler. En helningsvinkel på 10:1 vil derfor tilsvare 10 vertikale steg for hvert horisontalt steg. I dag utformes skjæringshelning typisk etter en normal, som også inkluderer estetiske hensyn. Hvordan normalen og andre skjæringsvinkler påvirker stabiliteten vil vurderes i dette kapittelet, med fokus på de ingeniørgeologiske og anleggstekniske forholdene.

6.2 KRAV TIL HELNINGSVINKEL I HÅNDBOK N200

I henhold til håndbok N200 skal vegskjæringer utformes med en helning på 10:1, tilsvarende 84° fra horisontalplanet. Håndboken utelukker likevel ikke brattere eller slakere skjæringer. Av estetiske hensyn frarådes det å bygge vertikale skjæringer. I bergmasser hvor man kan forvente nedfall anbefales det likevel at skjæringsveggen bygges tilnærmet vertikalt, og i bergmasser med tydelige strukturer anbefales det at skjæringshelningen legges parallelt med strukturene. Håndboken presiserer at boring og sprengning må tilpasses bruddplanene i bergmassen, slik at gjennomboring og bakbrytning unngås på det som skal bli endelig skjæringsvegg (Statens vegvesen, 2014c).

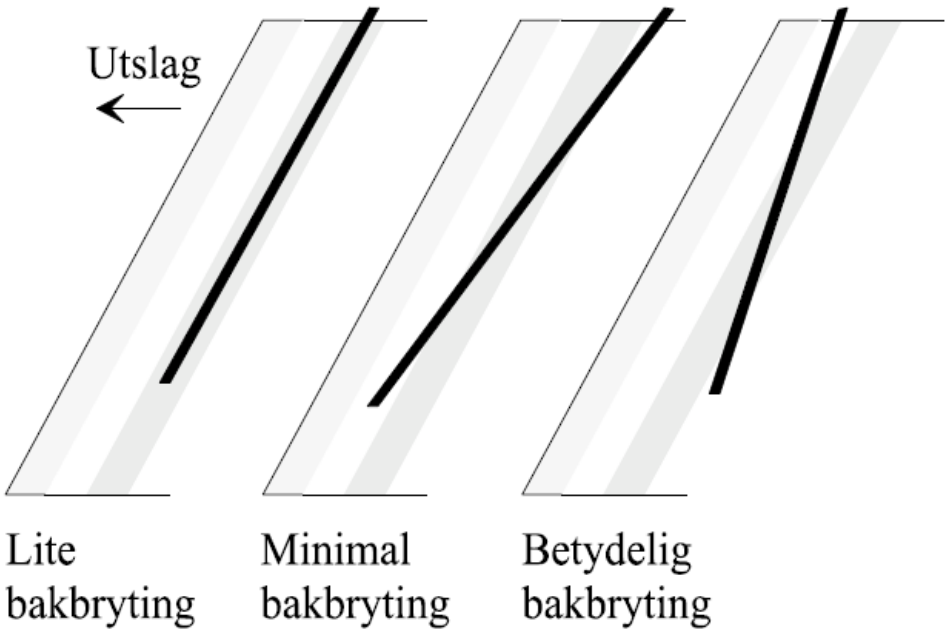
6.3 PRINSIPPER I DAGBRUDDINDUSTRIEN

Borevinkel virker direkte inn på borehullslengden, da det kreves lengre borehull for å nå en viss dybde i bergmassen sammenlignet med vertikale borehull. Følgelig vil det være dyrere med borehull som bores med stor vinkel fra vertikalen. Ved boring av pall i dagbruddindustrien er normal variasjon i borehullsvinkel mellom 5-15° fra vertikalplanet. Det anbefales at

borehullene følger bergmassens strukturer, gitt at strukturene faller med > 75° (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a).

6.4 ANLEGGSTEKNISKE BEGRENSNINGER

Under boring og sprengning er det ønskelig å oppnå minst mulig borehullsavvik og bakbrytning for at stabiliteten i endelig skjæringsvegg skal bevares. Avbøyningsavviket påvirkes blant annet av borehullets vinkel (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008c; NFF, 2011). Teknisk rapport 03 utgitt av NFF (2003), oppgir at boringen bør legges parallelt med, eller med større borevinkel på tilstedeværende strukturer i bergmassen for å redusere bakbrytning. Til forskjell fra NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2008a) som angir maks fallvinkel > 75° på strukturene, oppgir NFF (2003) at maks fallvinkel derimot kan være > 60°. Teknisk rapport 03 er aktuell for planlegger og utfører av sprengningsarbeider, uavhengig av type virksomhet. Ettersom dagbruddindustrien borer og sprenger med et høyere fokus på økonomi, anses rapporten fra NFF (2003) som den mest representative for bygging av vegskjæringer. For å unngå bakbrytning under boring bør derfor bergmassens strukturer følges, gitt at strukturene faller med > 60°. Figur 6.1 illustrerer hvordan mengden bakbrytning varierer med borehullets vinkel.



Figur 6.1: Mengde bakbrytning som følge av ulik borevinkel i en lagdelt bergmasse (NFF, 2003).

Prinsippene i figuren gjelder generelt for boring og sprengning av pall, men det antas at de samme prinsippene for boring også kan gjelde for utføring av endelig skjæringsvegg. Som nevnt av Nilsen og Broch (2012) anbefales det at endelig skjæringsvegg sprenges med forsiktighet nettopp for å unngå bakbrytning. Boring av endelig skjæringsvegg bør da også utføres slik at bakbrytning unngås, og som vist ovenfor kan bakbrytningsmengden reduseres ved å følge strukturene eller ha lavere fall enn strukturene. Aktuelle sprengningsmetoder for sprengning av endelig skjæringsvegg er slettsprengning og presplitt (Statens vegvesen, 2014c). Oppgaven har ikke fokus på sprengningsteknikk, og sprengningsmetodene vil ikke bli videre diskutert.

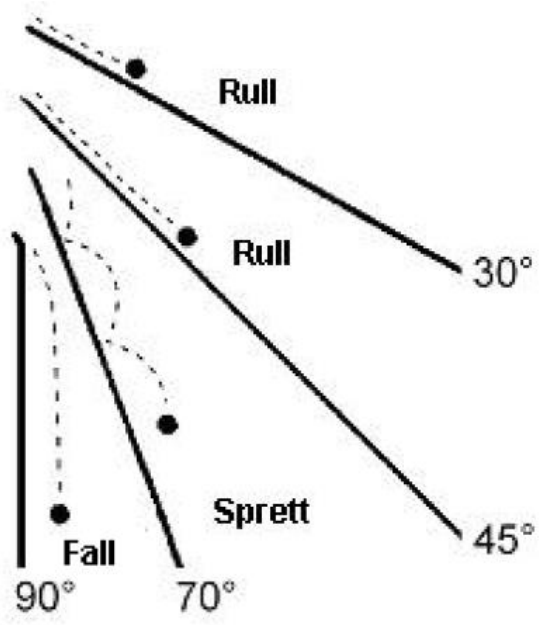
Det anbefales at helningen over en skjæringslengde holdes konstant. En endring i skjæringsvinkel langs en skjæringslengde vil komplisere byggingen som følge av at bore- og sprengningsplanene også må endres (Wyllie og Mah, 2004). I tillegg vil hjørner som dannes i området hvor skjæringshelningen endres, være ugunstig for spenningskonsentrasjon. Hjørnene kan ha høy spenningskonsentrasjon, og er derfor ekstra utsatt for å gå i brudd (Li, 2015).

6.5 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD

Bergmassens oppsprekning og sprekkeplanenes egenskaper kontrollerer i stor grad skjæringsstabiliteten og hvor bratt skjæringen kan stå (Wyllie og Mah, 2004). Skjæringsvinkelen vil ikke bare påvirke skjæringens stabilitet, men også potensielle utglidningers bevegelsesmåte og utløpslengde (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001).

6.5.1 UTGLIDNINGERS BEVEGELSESMÅTE

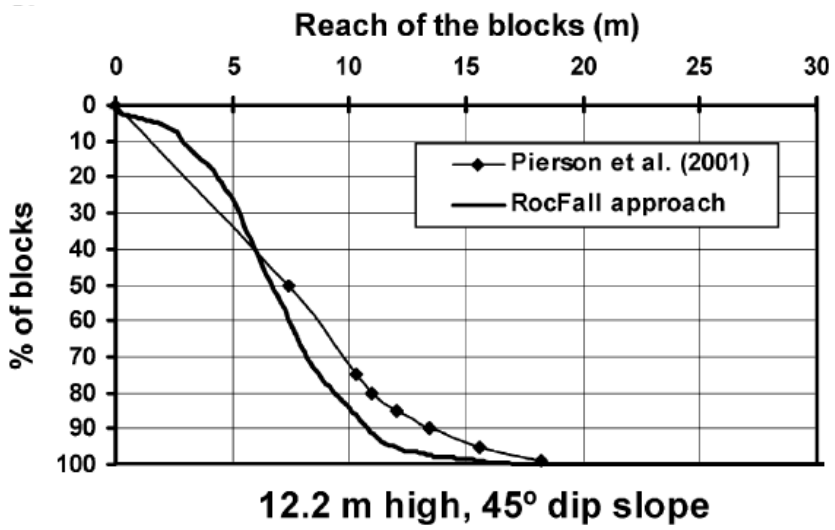
Ved utglidninger vil kilene først gli ut (Bjordal *et al.*, 2011), deretter bevege seg som en funksjon av skjæringsvinkelen (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001). Bevegelsesmåten avhenger også av underlaget blokken kommer i kontakt med og dets demping. Fritt fall, spretting og rulling som bevegelsesmåter er illustrert i figur 6.2. Figuren er basert på steinsprang (Bjordal *et al.*, 2011), men prinsippene anses som representative for utglidningstypene diskutert i denne oppgaven.



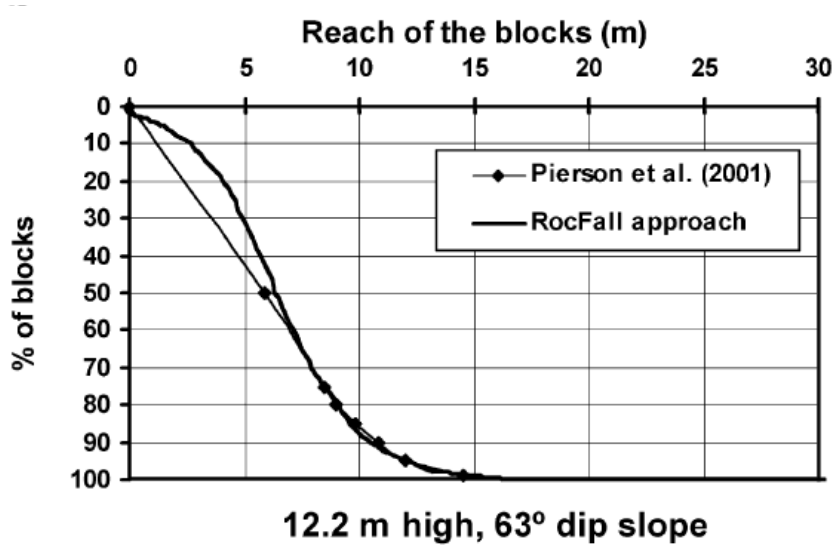
Figur 6.2: Bevegelsesmåter etter helningsvinkel på skjæringen (Bjordal et al., 2011).

Nedfall fra skjæringer brattere enn 70° beveger seg ved å falle fritt. En skjæringsvinkel mellom 45-70° vil resultere i sprettende blokker (Bjordal *et al.*, 2011). For hvert sprett kommer blokken i kontakt med skjæringen, og får tilført en horisontal komponent. Den horisontale komponenten øker utløpslengden (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001). Rullende blokker oppstår på skjæringer som faller med mindre enn 45°. Blokkene får lavere utløpslengde enn sprettende blokker på grunn av friksjonen som oppstår hver gang blokken er i kontakt med skjæringen. Blokkene vil rulle til skjæringsfoten og stoppe nært den (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001; Bjordal *et al.*, 2011). Skjæringshelningens påvirkning på utløpslengde burde brukes som et utgangspunkt dersom man ønsker å forhindre at nedfall når ut i vegen. Det er fortrinnsvis nødvendig i en oppsprukket bergmasse med potensiale for nedfall.

Økende helningsvinkel vil redusere utløpslengden. Basert på bevegelsesmåtene ovenfor, er utløpslengder av nedfall til et flatt landingsområde estimert i RocFall 3.0 og etter Piersons metode, som beskrevet i kapittel 5 (Alejano *et al.*, 2007). Fra figur 6.3 og figur 6.4 kan man se at økende helningsvinkel, fra 1:1 (45°) til 2:1 (63°), vil resultere i omtrent 2 m kortere utløpslengde.

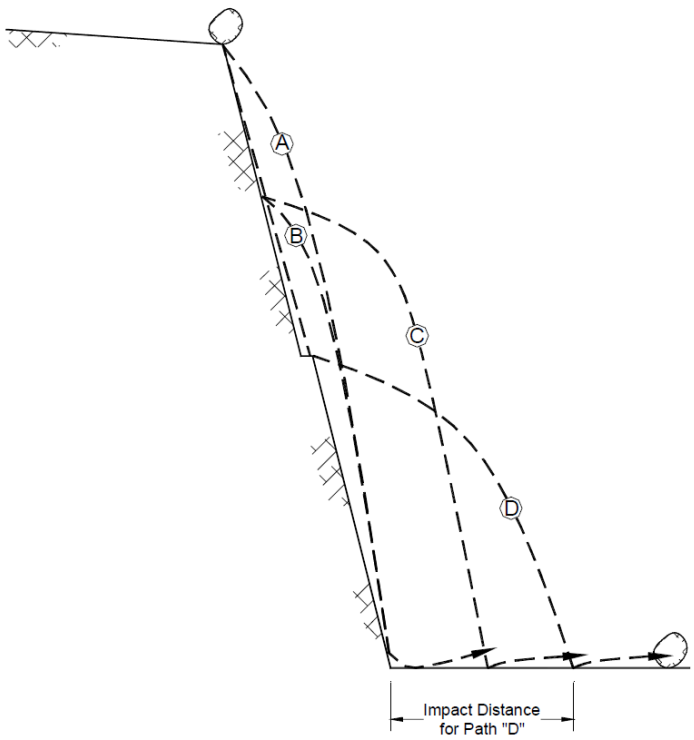


Figur 6.3: Maks utløpslengde på 18 m for nedfall fra en skjæring med 45° helning (Alejano et al., 2007).



Figur 6.4: Maks utløpslengde på 16 m for nedfall fra en skjæring med helningsvinkel 63° (Alejano et al., 2007).

De ulike bevegelsesmåtene må vurderes når skjæringshelning skal bestemmes slik at helningsvinkelen kan brukes til å redusere skade og konsekvens ved nedfall. Normalen for skjæringshelning på 10:1, gitt i håndbok N200, ligger innenfor intervallet med fritt fall. I teorien kan nedfall fra en skjæring med fall < 90° komme i kontakt med skjæringen og slik få tilført en horisontal komponent. Sannsynlighet er større for at nedfall treffer skjæringen dersom helnings-vinkelen er 10:1, sammenlignet med vertikal helning. Dette vil imidlertid også gjelde vertikale skjæringer med utstikkende knøler (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001). Håndbok N101 presiserer viktigheten av en jevn skjæringsflate, ettersom knøler kan endre en blokks bevegelsesbane (Statens vegvesen, 2014d), illustrert i figur 6.5.

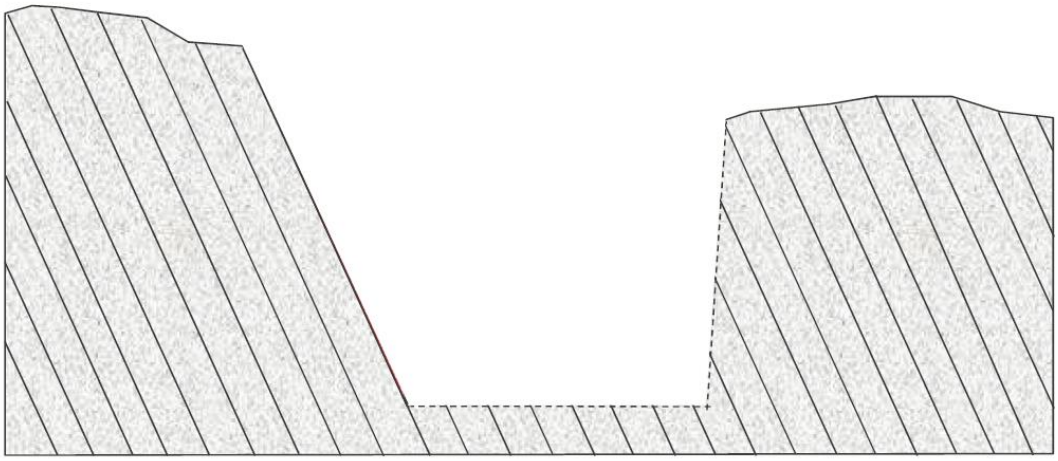


Figur 6.5: Ulike utløpsbaner (A-D) etter hvor nedfallet kommer i kontakt med skjæringen (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001).

For vegens sikkerhet vil det være gunstigst at nedfall har kort utløpslengde og skjæringsveggen er jevn. Optimal skjæringshelning for en bergmasse med potensiale for utrasning ligger mellom 70-90° eller < 45°, slik at nedfallet enten beveges i fritt fall eller ruller. Ettersom borehullsavviket og bakbrytningsmengden øker med utslakning av helningsvinkel, vil en helningsvinkel 70-90° være den enkleste å bore og sprenge. Helningsvinkel < 45° bør derfor kun vurderes i bergmasser som har strukturer med tilsvarende fall. I en bergmasse med potensiale for nedfall, eksempelvis kileutglidninger, vil hovedsakelig vertikal helning være den mest optimale, da sannsynligheten for at nedfallet kommer i kontakt med skjæringen kun er avhengig av skjæringens ujevnheter. Helningen på 10:1 ligger også innenfor intervallet 70-90°, men sannsynlighet er større for at bevegelsesbanen endres søm følge av et nedfalls kontakt med skjæringen.

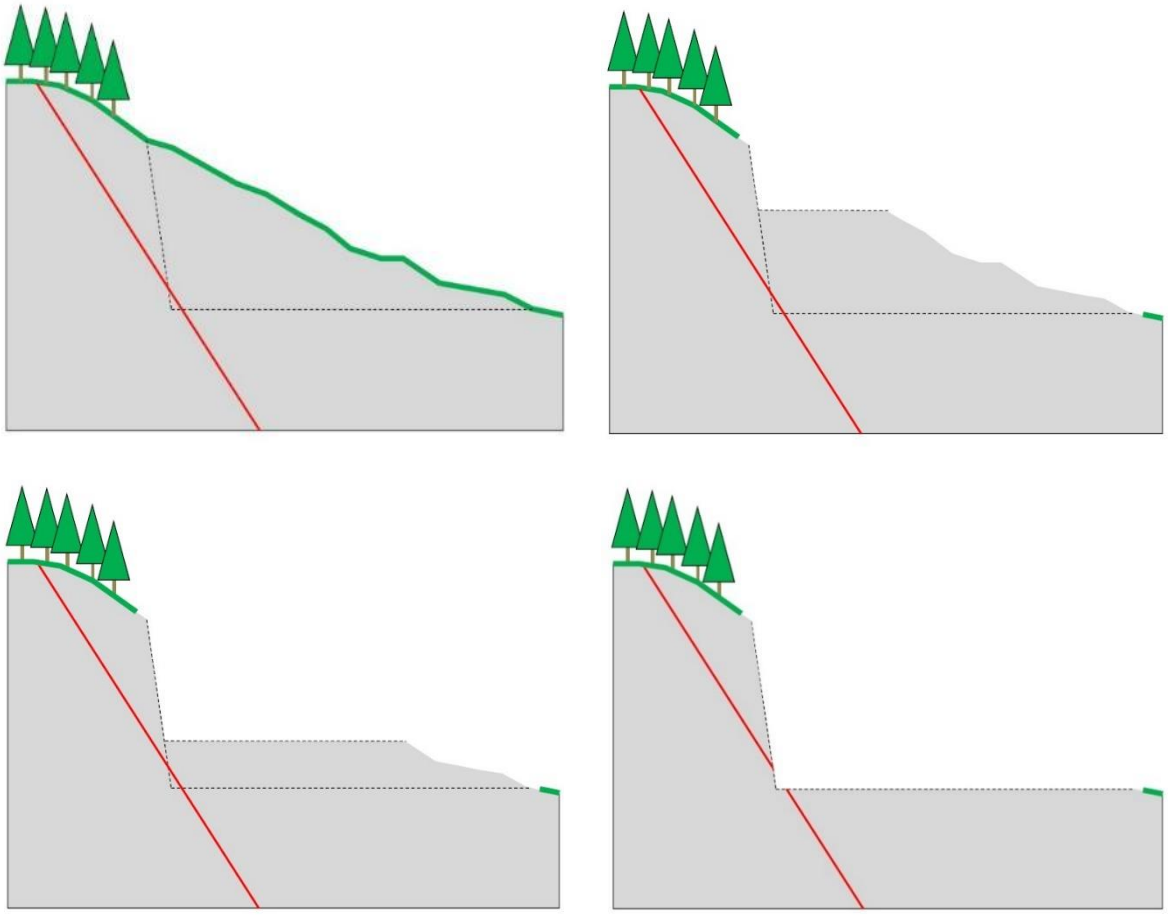
6.5.2 SKJÆRINGSHELNING LANGS BERGMASSENS DISKONTINUITETER

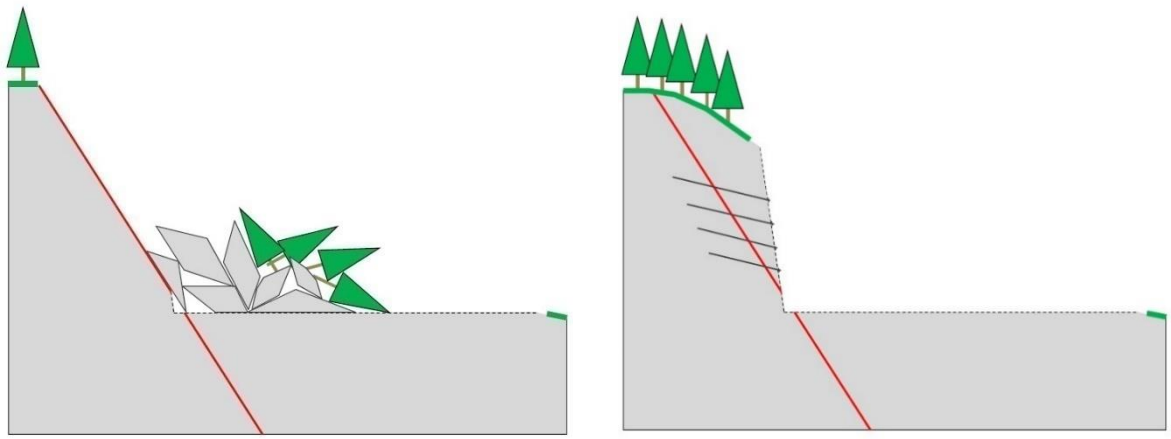
Ved potensiale for plane utglidninger vil det være optimalt å legge skjæringen parallelt med diskontinuitetens fall (Wyllie og Mah, 2004), som vist i figur 6.6.



Figur 6.6: Optimal helningsvinkel i en bergmasse med strukturer som faller ut av skjæringen (Moen, 2014)

Utformingen forhindrer underkutting av glideplanet, og risikoen for utglidning reduseres (Wyllie og Mah, 2004). Underkutting i skjæringsfoten og konsekvensene det kan medføre er illustrert i figur 6.7 nedenfor, hvor skjæringen tas ut i tre pallnivåer. Utglidningen kan forhindres ved å sikre den ustabile blokken, i dette tilfellet med bolter i varierende lengde.





Figur 6.7: Underkutting av sprekkeplan etter uttak av 3 pallnivåer. Dersom kilen ikke sikres kan rasmassen gli ut (Moen, 2014).

Skjæringshelning parallelt med diskontinuiteter vil medføre økte kostnader knyttet til berguttak, samt høyere sannsynlighet for borehullsavvik og bakbrytning under boring og sprengning (Wyllie og Mah, 2004; NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a; NFF, 2003). Hvordan volumet påvirker kostnadene vil bli nærmere diskutert i delkapittel 6.7. Prinsippet om å etablere skjæringshelning langs bergmassens diskontinuiteter gjelder fortrinnsvis plane strukturer. Dersom diskontinuitetene er irregulære eller foldet, vil det i praksis være umulig å legge skjæringshelningen parallelt med den foldede strukturen. Skjæringshelningen bør da etableres innenfor intervallet på 70-90° slik at en potensiell utglidning beveges i fritt fall, eller parallelt strukturenes laveste fall. Skjæringene langs E6 ved Gaulfoss, Trøndelag, er eksempler på hvordan bergmassens strukturer vil påvirke skjæringsstabiliteten og geometrien i endelig skjæringsvegg.

6.5.3 SKJÆRINGSHELNING VED GAULFOSS I TRØNDELAG

Langs E6 i Trøndelag, like etter Gaulfossbroa på Hovin (sør for Trondheim) er det etablert en vegskjæring i en bergmasse med tydelig foliasjon. Lengst sør i vegskjæringen er helningsvinkelen lagt til det som antas å være 10:1. Plane utglidninger har rast ut langs foliasjon et par meter over skjæringsfoten, se figur 6.8. Lengre nord i skjæringen, figur 6.9, har det forekommet plane utglidninger nesten ned til skjæringsfoten. Mest sannsynlig ble det i dette området tillatt at plane utglidninger forekom, slik at skjæringen ikke måtte sikres og helningsvinkel 10:1 opprettholdes.

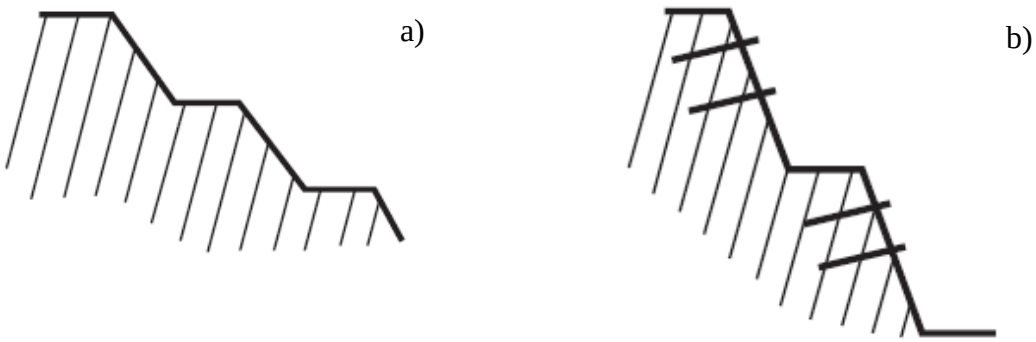
Figur 6.8: Skjæringen ved Gaulfossbroa lengst sør. Bilde er hentet fra Google Maps 22. januar 2018.

Figur 6.9: Skjæringen ved Gaulfossbroa lengst nord. Bilde er hentet fra Google Maps 22. januar 2018.

Området er et godt eksempel på hvorfor bergmassen og dens egenskaper bør tillegges stor betydning ved valg av skjæringshelning. Dersom sprekkeegenskapene ikke virker stabiliserende, kan det i en bergmasse som på Gaulfoss være vanskelig å opprettholde en skjæringshelningen på 10:1. I stedet for å bygge skjæringen med helningsvinkel 10:1, burde foliasjon blitt følgt. Dermed hadde underkutting av foliasjonen blitt unngått, og utglidninger ville ikke utviklet seg.

6.5.4 BERGMASSER MED FARE FOR UTVELTING

Strukturer med potensiale for utvelting kan utformes etter eksempler fra Wyllie og Mah (2004). Slak helningsvinkel, se figur 6.10 a), reduserer potensiale for utvelting. Alternativt kan man bygge skjæringen brattere, men det vil da være nødvendig med sikring for å redusere potensialet for utvelting, se figur 6.10 b) (Wyllie og Mah, 2004). Dersom diskontinuitetenes egenskaper ikke utgjør en fare for utvelting, vil diskontinuitetenes orientering virke positivt på skjæringsstabiliteten.



Figur 6.10: Eksempler på helningsutforming i en skjæring med potensiale for utvelting (Wyllie og Mah, 2004).

6.6 SAMMENLIGNING AV 10:1 OG VERTIKAL HELNINGSVINKEL

Det utført en analyse i RocPlane 3.0 og SWedge 6.0 etter partialfaktormetoden for å se på innvirkningen vertikal og 10:1 helningsvinkel har på skjæringsstabiliteten. Analysen er basert på dimensjoneringsmetode 3 fra Eurokode 7 (Nilsen *et al.*, 2011). Seismisk last er ikke inkludert. Inputparameterne holdes konstant, bare helningsvinkelen endres fra 10:1 (84°) til vertikal (90°). Skjæringshøyden settes til 10 m, og vanntrykket varieres mellom 0 % og 100 %, som tilsvarer gunstigste og ugunstigste situasjon. I SWedge er skjæringens strøk og fall N095Ø/84-90°S, sprekkesett 1 har strøk og fall N035Ø/45°SØ og sprekkesett 2 har orientering N135Ø/70°SV. I RocPlane 3.0 er skjæringens og sprekkesettets strøk og fall likt. Forholdet mellom de stabiliserende og drivende kreftene, FS, er vist i tabell 6.1 nedenfor.

Tabell 6.1: Endring i sikkerhetsfaktor, stabiliserende og drivende krefter ved endring av helningsvinkel.

	Helningsvinkel 84°		**Helningsvinkel 90°**	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %
FS i RocPlane 3.0	0,93	0,10	0,90	0,28
Stabiliserende krefter [MN/m]	*0,49*	*0,05*	*0,59*	*0,18*
Drivende krefter [MN/m]	*0,53*	*0,53*	*0,65*	*0,65*
FS i SWedge 6.0	2,13	1,27	2,10	1,35
Stabiliserende krefter [MN/m]	*8,12*	*4,84*	*10,04*	*6,46*
Drivende krefter [MN/m]	*3,81*	*3,81*	*4,80*	*4,80*

Analysen viser at FS er marginalt høyere for en skjæring med 10:1 helningsvinkel enn en vertikal skjæring dersom vanntrykket er 0 %. Forskjellen vil i praksis ikke ha betydning på skjæringsstabiliteten, da skjæringen uansett er ustabil i RocPlane 3.0 og stabil i SWedge 6.0. I en bergmasse uten vanntrykk kan derfor skjæringen etableres med vertikal helningsvinkel uten at stabiliteten reduseres. Ved 100 % vanntrykk vil derimot vertikal helning ha høyere sikkerhetsfaktor. Dette er relatert til ligningen for rasmassens vekt, som gir en høyere vekt når skjæringshelningen er vertikal. Normalspenningen på glideplanet øker som følge av et tyngre rasvolum, mens vanntrykket forblir konstant. Vanntrykket påvirker for øvrig ikke de drivende kreftene, men reduserer de stabiliserende. Reduksjonen i de stabiliserende kreftene viser hvordan vanntrykket reduserer skjæringsstabiliteten, og hvor stor påvirkning vanntrykket faktisk kan ha.

6.7 ØKONOMI

Ulike helningsvinkler vil medføre forskjeller i volum som må tas ut, og derav endringer i kostnadene forbundet med berguttak, som sprengning og lasting. En volumestimering er utført for å undersøke kostnadsforskjellene pr. lengdemeter skjæring for en vertikal skjæring og en skjæring med helningsvinkel 10:1. Skjæringshøyden settes til 10 m, og skjæringstoppen etableres horisontal. Sikringskostnader er beregnet for tre situasjoner:

1. Situasjon 1: antatt 20 % mer bolting for skjæringshelning 10:1, på grunnlag av større sannsynlighet for at nedfallet treffer skjæringen og får tilført en horisontal komponent
2. Situasjon 2: antatt 20 % mer bolting for den vertikale skjæringsveggen, på grunnlag av lavere F i den vertikale skjæringen
3. Situasjon 3: ingen endring i sikringsbehov (sikringskostnadene utelukkes)

Enhetspriser på sprengning, lasting og sikring er gitt av ansatt i Statens vegvesen, Kristen Oddmund Leganger på epost 2. og 5. februar 2018, se tabell 6.2.

Tabell 6.2: Enhetspriser gitt av Statens vegvesen for ulike sikringsmidler.

Prosess (*håndbok R761)	**Enhetspris**
Sprengning, prosess 22.11*	45-80 kr/pfm^3 (oftest 50-60 kr/pfm^3)
Lasting, prosess 26.11*	43-55 kr/pfm^3
Bolter, 4 m	1400-1500 kr/stk.
Sprøytebetong	4000-5000 kr/m^3

Kostnadsberegningene er gjort etter gjennomsnittspriser. Sikringskostnadene er beregnet etter enhetsprisen på 4 m lange bolter, og inkluderer 80 mm sprøytebetong i 15 % av skjæringen. Ettersom sprøytebetong ikke er vanlig praksis å påføre i skjæringer på grunn av en oppbygning av vanntrykk, er 15 % anslått å være tilstrekkelig. Antall bolter (N) er regnet etter ligning (19) og volum sprøytebetong (V) etter ligning (20). Resultatene er presentert i tabell 6.3. Detaljerte utregninger finnes i vedlegg A-1.

$$N = \frac{A}{(c/c)^2} \tag{19}$$

$$V = A \times T \times 1{,}1 \times 1{,}3 \tag{20}$$

Tabell 6.3:Kostnadsberegninger for en skjæring med 84° og 90° helning.

	Kostnader berguttak [kr pr. m]		**Sikringskostnad [kr pr. m]**		**Totalkostnad [kr pr. m]**		**Differanse (84°-90°) [kr pr. m]**
Helningsvinkel	**84°**	**90°**	**84°**	**90°**	**84°**	**90°**	**-**
Situasjon 1	546	0	5122	4397	5668	4397	1271 ≈ 29 %
Situasjon 2	546	0	4397	5122	4943	5122	- 179 ≈ - 4 %
Situasjon 3	546	0	-	-	546	0	546 ≈ ∞

Situasjon 1 viser at det vil være 29 % dyrere pr. lengdemeter skjæring å bygge en helningsvinkel på 10:1 sammenlignet med en vertikal skjæring. Situasjon 2 vil derimot være motsatt. Det er 4 % dyrere å etablere enn vertikal skjæring. På grunn av bare økt volum å ta ut, vil situasjon 3 resultere i en dyrere skjæring når helningsvinkelen settes lik 10:1. Det antas på bakgrunn av utregningene ovenfor at kostnadene knyttet til berguttak vil øke ytterligere ved etablering av en skjæring med fall < 84°.

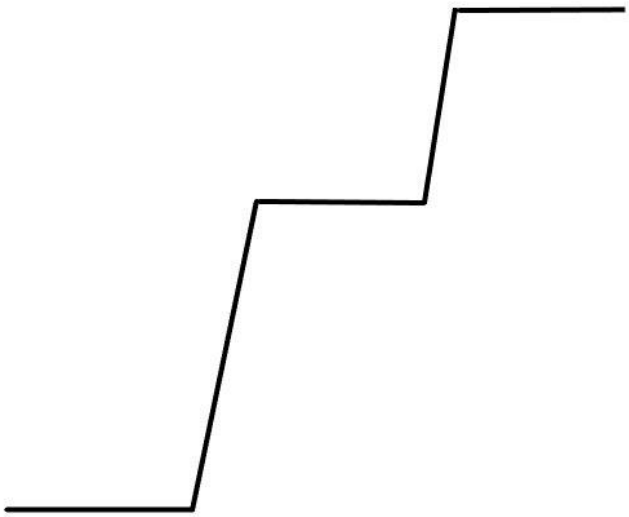
6.8 OPPSUMMERING

Ifølge håndbok N200 skal skjæringer utformes etter en normal på 10:1. Alternative helningsvinkler er ifølge håndboken avhengig av bergmassens strukturer, enten vertikal skjæringsvegg eller helning langs bergmassens strukturer. Det er også disse helningsvinklene som er vurdert i dette kapittelet. Ettersom borehullsavviket og bakbrytningsmengden øker med utslakning av borevinkel, vil optimal helningsvinkel være vertikal. De ingeniørgeologiske forholdene har inkludert nedfalls bevegelsesmåter, og drøftet optimal helningsvinkel etter utglidningstyper som plane utglidninger og utvelting. Skjæringsstabilitet for helning etter normalen på 10:1 er sammenlignet med vertikal skjæringsvegg, og viser at det ikke er noen forskjell i stabilitet. Differansen i kostnader ble også undersøkt for helning 10:1 og vertikal skjæring. Den rimeligste helningsvinkelen er avhengig av hvilken skjæringshelning som må sikres.

7 FJELLHYLLE

7.1 INTRODUKSJON

Bergskjæringer med ulike varianter av hylle har blitt et nokså vanlig syn langs norske veger, til tross for at slik skjæringsutforming ikke spesifikt er nevnt i håndbok N200. Begrunnelsen for hvorfor enkelte prosjekt velger å utforme høye skjæringer med hylle er varierende, men ofte blir hylle valgt for å begrense den fulle skjæringshøyden. Høye bergskjæringer deles inn i ett eller flere nivåer, hvert nivå definert av en mer eller mindre flattliggende hylle med varierende bredde, figur 7.1. For hvert nivå tas det ut et bergvolum, definert som en pall. Boring og sprengning starter fra toppen, hvor det øverste nivået tas ut (Mehren *et al.*, 2012).

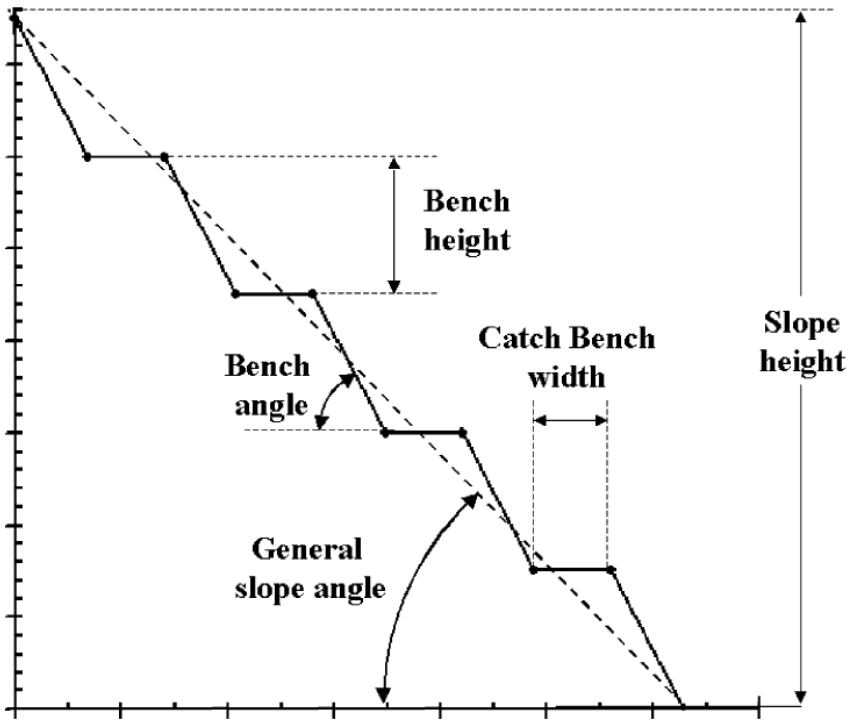


Figur 7.1: Prinsipp for hylleutforming.

Fjellhyllen kan også fungere som en passiv sikring for nedfall. Hyllen vil kunne fange opp nedfall fra overliggende skjæring og terreng, og slik fungere som en barriere mot nedfall på veg. En slik sikringsfunksjon forutsetter tilstrekkelig hyllebredde ut fra de rådende forhold i terreng og skjæring ovenfor. Fjellhyllen kan også ha andre formål, eksempelvis drenering, tjene landskapsarkitektoniske formål, brukes som anleggs- eller driftsveg (case fv. 17 Strømnes-Sprova i kapittel 10).

7.2 PRINSIPPER FOR HYLLE I DAGBRUDDINDUSTRIEN

I dagbrudd brukes ofte hyller for å stoppe nedfall, i tillegg til at hyllen reduserer den totale helningsvinkelen. Det skilles mellom total helningsvinkel og vinkel for hver skjæring, og total skjæringshøyde og hele skjæringshøyden. Forskjellene er illustrert i figur 7.2 nedenfor. Sannsynligheten for utglidning kontrolleres av skjæringsgeometrien, og total helningsvinkel kontrollerer skjæringsgeometrien (RocScience, u.å.-a). For skjæringsstabiliteten er det ifølge NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2008b) ønskelig at total helningsvinkel begrenses til 50-55°. Vinkelen bør likevel tilpasses bergmassen, og reduseres ut i bergmasser med lav styrke eller med lav kvalitet (Wyllie og Mah, 2004).



Figur 7.2: Hylleutforming i et dagbrudd med flere hyller (Alejano et al., 2007).

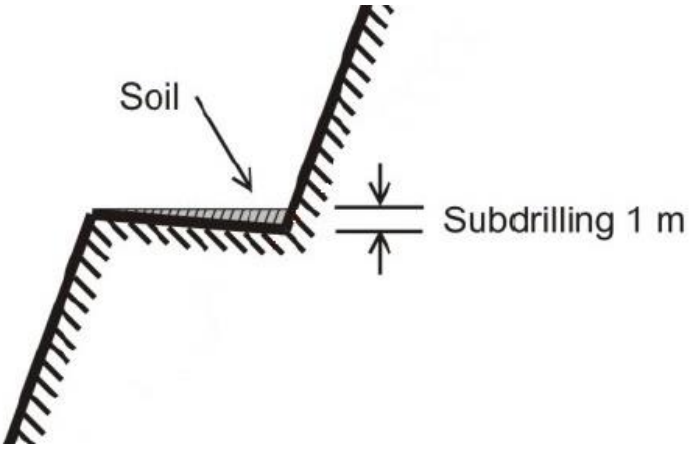
7.3 ANLEGGSTEKNISKE BEGRENSNINGER

For å fastsette en skjæringshøyde hvor fjellhylle bør vurderes som en del av skjæringsdesignet, tas det utgangspunkt i skjæringene som tilhører geoteknisk kategori 3 i håndbok N200. Kategorien inkluderer bergskjæringer høyere enn 10 m. Mulig skjæringshøyde vil ofte begrenses av boreriggen og de geologiske forholdene som kan påvirke borehullsavviket. Optimal pallhøyde med lønnsom og effektive boring ble i kapittel 5 besluttet å være på 11 m. På bakgrunn av dette besluttes det at fjellhylle skal vurderes som en del av

skjæringsutformingen for skjæringshøyder over 11 m, og at hver pall og skjæring bør ha en høyde på 11 m. For skjæringer tilhørende geoteknisk kategori 1 og 2 (skjæringshøyde < 10 m) er det ikke økonomisk rasjonelt med permanent hylle. Fordi sprekkesett og de geologiske forholdene alltid varierer for ulike skjæringslokaliteter, anbefales det likevel at minimumshøyden sees på som veiledende.

7.4 FJELLHYLLENS SIKRINGSFUNKSJON

Fjellhyllen kan fungere som en passiv sikring i skredbanen. Man tillater nedfall i skjæringen ovenfor hyllen, hvor nedfallet lander og restitueres på hyllen. Hyllebredden bør derfor også tilpasses potensielle utløpsbaner. Ulike faktorer som størrelse og form på blokken, og høyde og helningsvinkel på skjæringen vil gi forskjellige utløpslengder (Bjordal *et al.*, 2011). I tillegg vil skjæringens jevnhet virke på et nedfalls bevegelsesbane (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001). Dette er diskutert i kapittel 5 og 6. Man oppnår en høyere oppsamling av nedfall dersom hyllen bygges med noen graders helning inn mot skjæringen. Energinivået til en blokk i bevegelse må da være høyere for at blokken skal bevege seg oppover i stigende terreng. Det er også en fordel å tilføre hyllen et dempende materiale som sørger for bedre restitusjon enn en bar fjelloverflate. Grus eller sprengstein restituerer mer av energien enn berg, samtidig som denne fraksjonen har gode dreneringsegenskaper (Bjordal *et al.*, 2011). I følge Statens vegvesen (2014c) anses grus- eller pukklag som et ekstra alternativ innen sikringstiltak, men er aktuelt kun etter vurdering av de økte anleggskostnadene. Optimal utforming av hyllen for å stoppe nedfall er vist i figur 7.3.

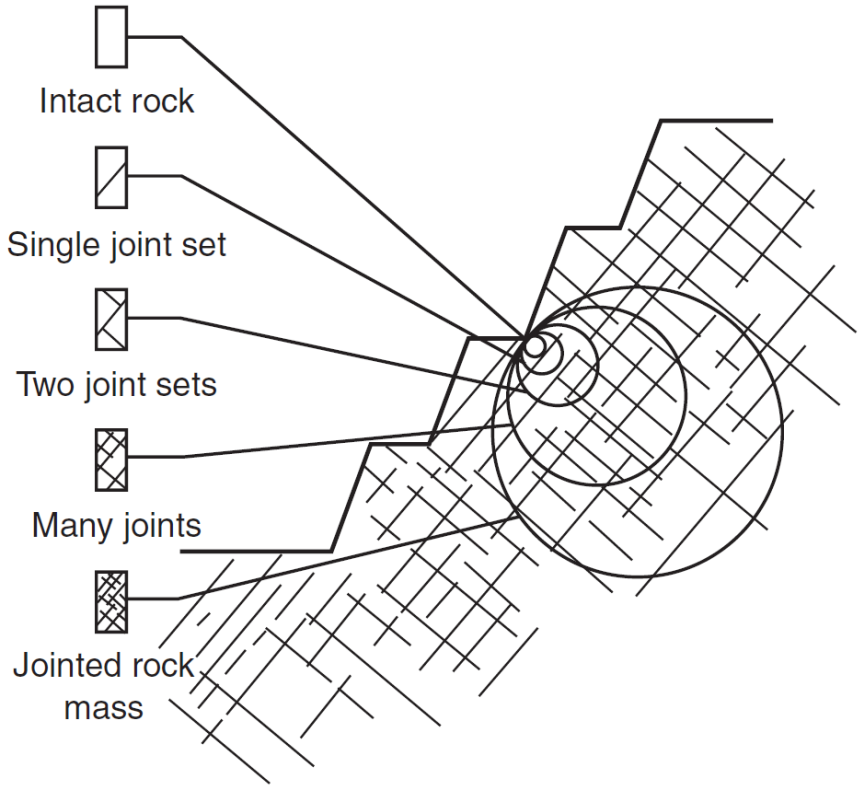


Figur 7.3: Utforming av hylle, med helning ned til skjæringsfoten og løsmasser over berg. Figuren er basert på illustrasjon av NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2008b).

I noen tilfeller vil hyllen i seg selv ikke være tilstrekkelig som sikring. Tiltak som sikrer i skredbanen bør da installeres. Det kan eksempelvis være fanggjerder, fangvoller eller fangmurer (Bjordal *et al.*, 2011; Norem, 1998). Sikringstiltakene vil imidlertid ikke bli gjennomgått mer detaljert, da det er hyllen som er i fokus.

7.5 INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD

Bergmassens oppsprekningsgrad og sprekkenes utholdenhet kan medføre ulike egenskaper å ta hensyn til ved skjæringsstabilitet. Stabil skjæringshøyde i et nivå kan eksempelvis kontrolleres av sprekkenes utholdenhet, mens total skjæringshøyde kan kontrolleres av bergmassestyrken. Figur 7.4 illustrerer hvordan bergmassen har ulik grad av oppsprekning etter hvor stort område man betrakter. Et sprekkesett med utholdenhet tilsvarende en skjæringshøyde, vil være begrensende for stabilitet. Total skjæringshøyde vil derimot begrenses av bergmassestyrken, og må utformes med hensyn til den.

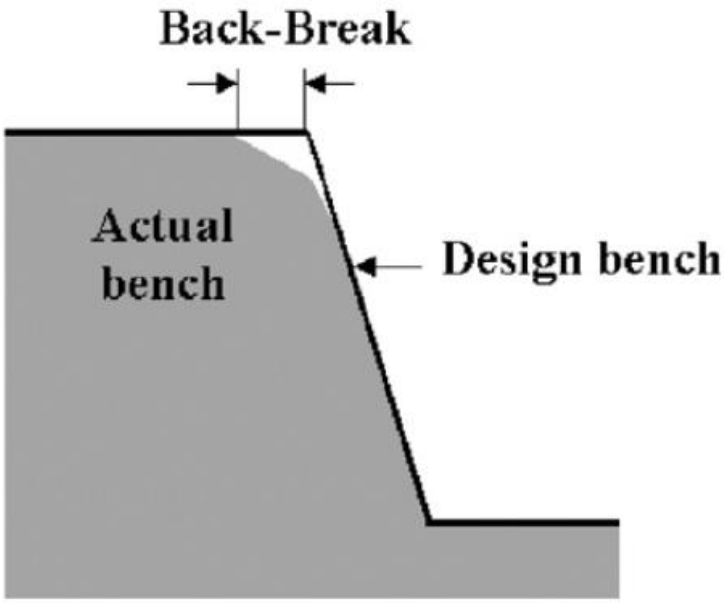


Figur 7.4: Oppsprekningsgrad som følge av hvor stor del av bergmassen man studerer (Wyllie og Mah, 2004).

Som beskrevet i kapittel 5 vil en fjellhylle redusere den totale skjæringshøyden. Følgelig kan også volumet på en potensiell utglidning reduseres (Wyllie og Mah, 2004).

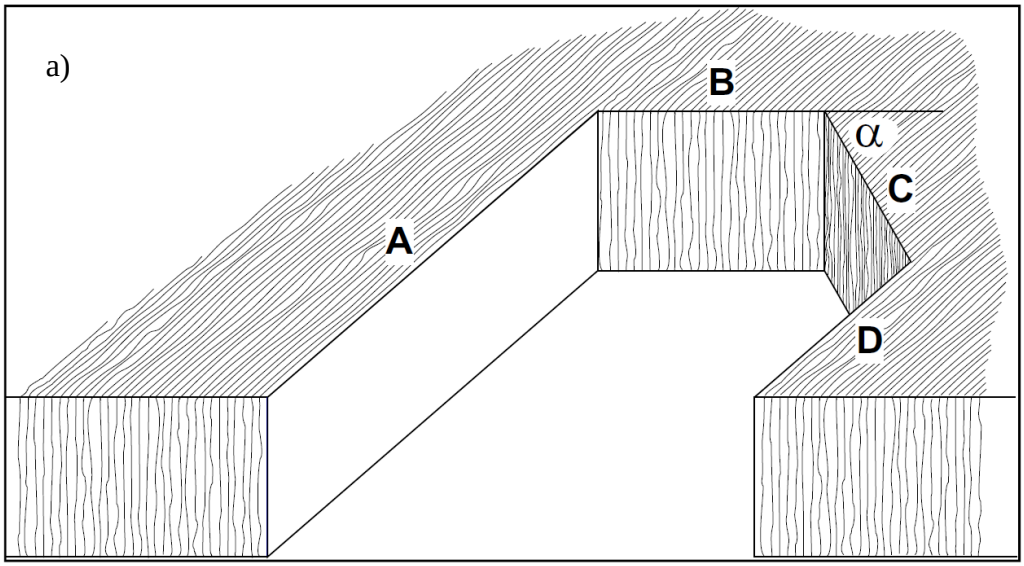
7.5.1 BAKBRYTNING

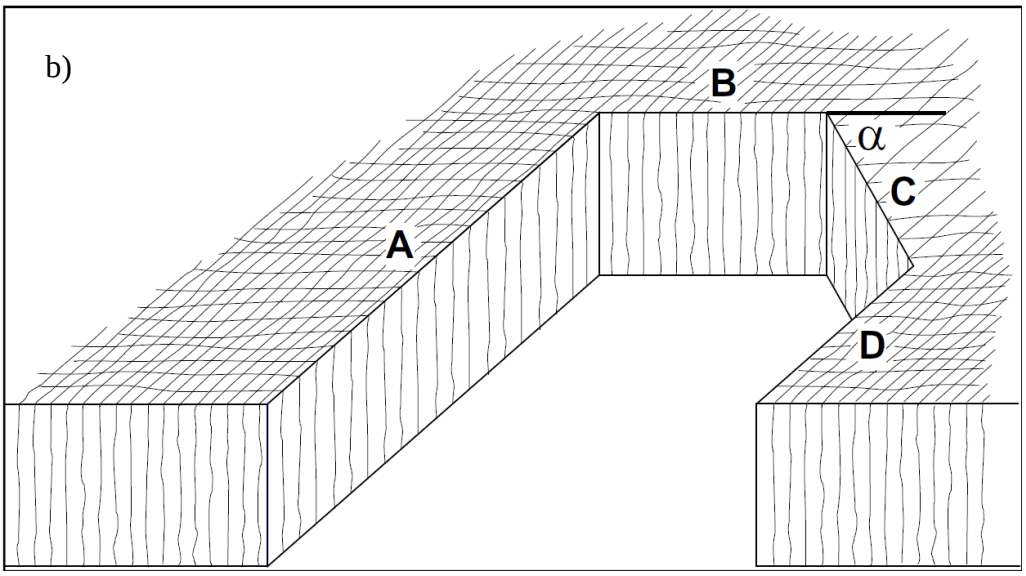
Hyllebredde må vurderes med hensyn til oppsprekning og spenningsfordeling. Nilsen og Broch (2012) konstaterer at bergtrykk sjeldent vil være et stabilitetsforringende problem for lave skjæringer, hvorav de fleste vegskjæringer inngår. De utspringende hjørnene hylleutformingen medfører er likevel spesielt utsatt for avspent berg som følge av bakbrytning. Det utspringende hjørnet av hyllen kan være ekstra oppsprukket ettersom det har vært utsatt for kraftige bunnladninger, og endelig skjæringsvegg har vært utsatt for bakbrytning under sprengning. Som følge av høyest spenningskonsentrasjon i skråningsfoten, mangler det avspente hjørnet innspenning, og er derfor spesielt utsatt for utglidning (Nilsen og Broch, 2012; Alejano *et al.*, 2007). Utglidningen forekommer typisk som plane utglidninger eller kileutglidninger under eller etter sprengning, og vil dermed redusere hyllebredden (RocScience, u.å.-a). Figur 7.5 illustrerer hvordan hyllebredden i et dagbrudd reduseres som følge av utglidning i en bergmasse utsatt for bakbrytning.

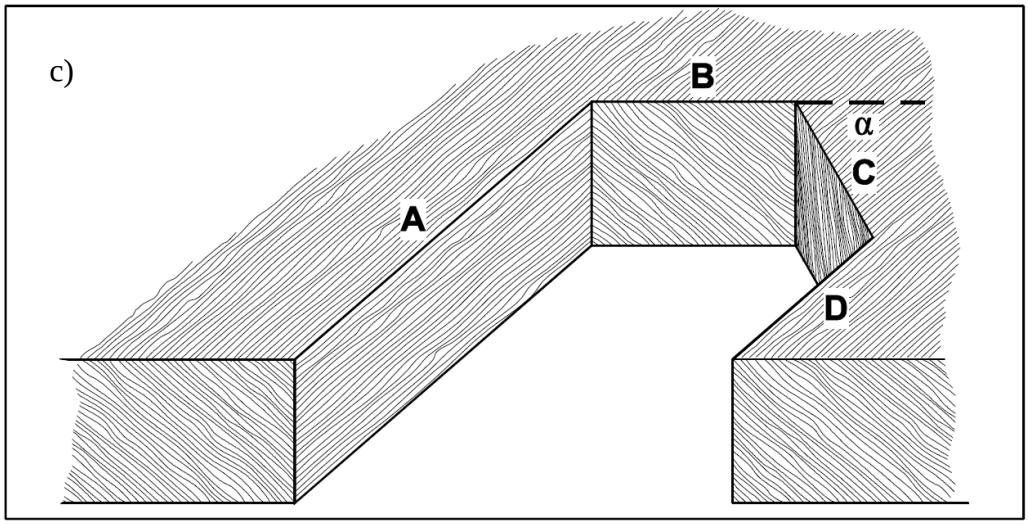


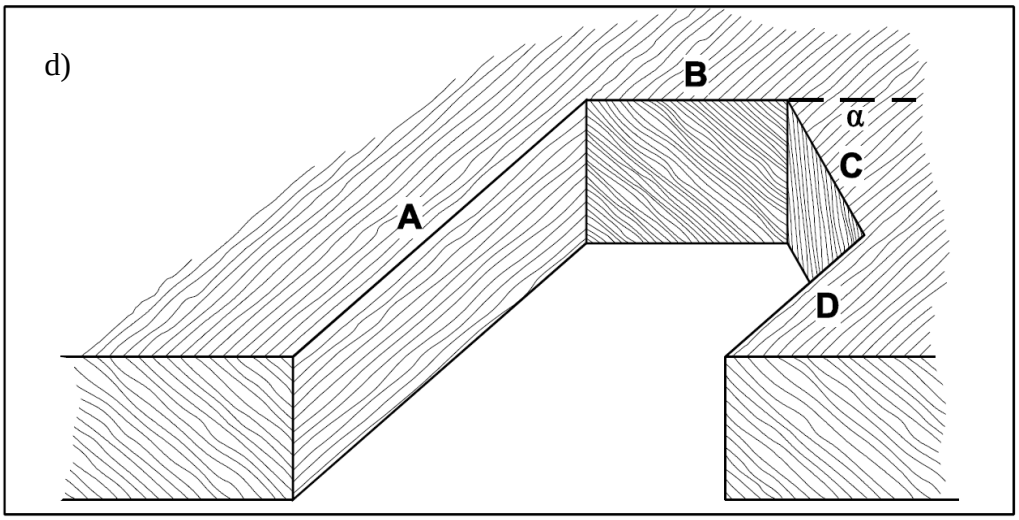
Figur 7.5: Endelig utforming etter bakbrytning i et dagbrudd, sammenlignet med planlagt utforming (Alejano et al., 2007).

Sprengningsretning basert på bergmassens strukturer kan optimalisere fragmenteringen og redusere bakbrytningen. Under bygging av vegskjæringer er skjæringsveggens orientering, og dermed sprengningsretningen fastsatt. Orienteringen av bergmassens strukturer kan da brukes til å forutsi bakbrytningsmengde. I denne oppgaven vurderes diskontinuitetenes orientering i forhold til bakbrytning. Figur 7.6 illustrerer ulike skjæringsorienteringer i en svært anisotropisk og lite anisotropisk bergmasse med vertikale og hellende diskontinuiteter.


a)
B
α
C
A
D


b)
B
α
C
A
D


c)
B
α
C
A
D



Figur 7.6:Skjæringorientering som medfører ulik grad av bakbrytning i a) anisotropisk bergmasse med vertikale sprekker, b) lite anisotropisk bergmasse med vertikale sprekker, c) anisotropisk bergmasse med hellende sprekker, og d) lite anisotropisk bergmasse med hellende sprekker (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a)

Minst bakbrytning oppnår man i en bergmasse med vertikal oppsprekning dersom sprengretningen er parallelt diskontinuitetenes strøk, skjæringsvegg A og D i figur 7.6 a) og b). I en bergmasse med hellende diskontinuiteter vil minst bakbrytning oppstå dersom man unngår å sprenge skjæringen parallelt diskontinuitetenes strøk, og med fall ut av skjæringen. Minst bakbrytning forekommer ved sprengning av skjæringsvegg B, C og D i figur 7.6 c) og d) (NTNU Department of Civil and Transport Engineering, 2008a).

7.6 VURDERING AV HYLLEBREDDE

7.6.1 ANLEGGSTEKNISKE FORHOLD

Anleggsmaskinene som skal vedlikeholde skjæringer, bør i en skjæring med fjellhylle ha tilgang til å arbeide på hyllene. Anleggsmaskinene setter derfor et minimumskrav til hyllebredde. I følge Wyllie og Mah (2004) krever borerigger og gravemaskiner en arbeidsbredde på minimum på 5 m.

7.6.2 EMPIRISKE KRITERIER FOR HYLLEBREDDE

Alejano *et al.* (2007, som sitert i Call 1992) viser til et videreutviklet Ritchies kriteria for beregning av minimum hyllebredde for dagbruddindustrien. Kriteriet er presentert i ligning (21) nedenfor, hvor H = én skjæringshøyde. Kriteriet er opprinnelig en empirisk beregning av grøftebredde med hensikt å forhindre blokker fra å nå ut i vegen, les mer i kapittel 8. Kriteriet kan brukes til å anslå nødvendig hyllebredde for å samle opp nedfall. Ettersom det i denne

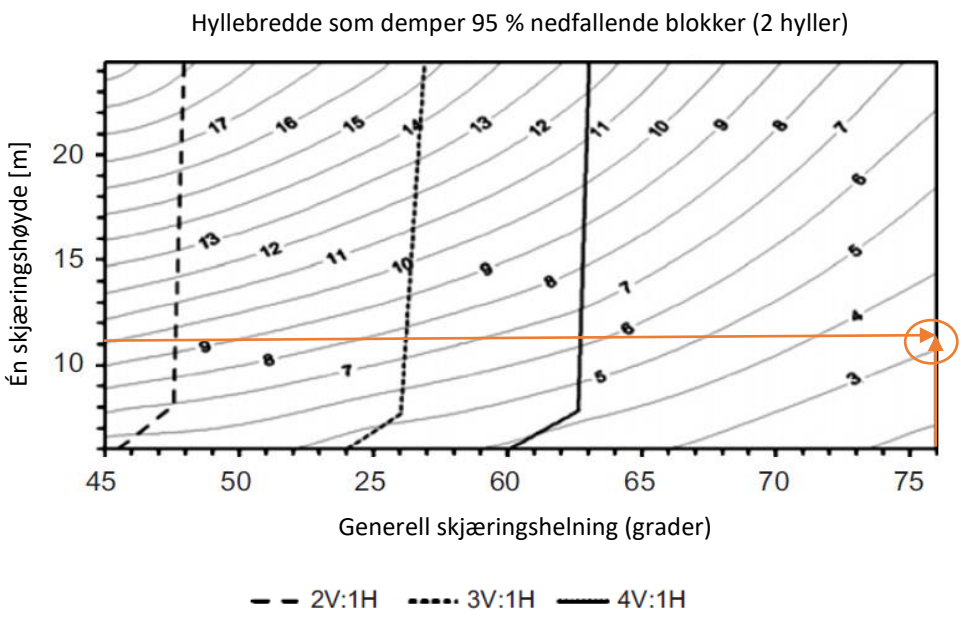
oppgaven er satt en optimal pallhøyde på 11 m, gir Ritchies videreutviklede kriteria en minimum hyllebredde på 6,7 m. Med utgangspunkt i Ritchies videreutviklede kriteria, forslo Ryan og Pryor (2001) en ny ligning for å beregne minimum hyllebredde for å samle opp nedfall, se ligning (22). Minimum hyllebredde for en 11 m høy skjæring blir 5,4 m. Beregningen er altså mindre konservativ enn Ritchies videreutviklede kriteria.

$$Minimum\ hyllebredde\ (m) = 4{,}5 + 0{,}2\ H \tag{21}$$

$$Minimum\ hyllebredde\ (m) = 3{,}5 + 0{,}17\ H \tag{22}$$

Fordi vegskjæringer og dagbrudd utformes med ulike formål, vil sikkerhetskravene også variere. En vegskjæring skal være stabil i minimum 20 år (Statens vegvesen, 2014c), mens det i et dagbrudd på et tidspunkt aksepteres at en del av skjæringen går i brudd (Wyllie og Mah, 2004). På grunn av forskjellene i sikkerhetskrav, utelukkes den mindre konservative metoden utviklet av Ryan og Pryor (2001) fra denne oppgaven.

Alejano *et al.* (2007) utviklet også en metode for dagbruddsindustrien som beregner optimal hyllebredde med hensikt å stoppe nedfall. Metoden er basert på simuleringer av steinsprang i RocFall 3.0, og Ritchies videreutviklede kriteria. Hyllebredden avleses i et diagram som representerer skjæring best mulig. For å bruke metoden må man vite antall hyller, skjæringshelning, skjæringshøyde og hvor mange prosent nedfallende blokker det forlanges at skal dempes på hyllen. Ettersom man vanligvis bare finner en hylle langs norske vegskjæringer, settes antall hyller til maks to. Vertikal skjæringsvegg er fastsatt som det mest optimale med tanke på blokknedfall, men diagrammene har en begrensning på 75° som maksimal skjæringsvinkel. Helningsvinkel settes lik denne. Skjæringshøyden settes lik optimal pallhøyde på 11 m, og diagrammet hvor 95 % av nedfallene dempes brukes til å finne optimal hyllebredde (Alejano *et al.*, 2007). Det aktuelle diagrammet er presentert i figur 7.7 nedenfor. Metoden resulterer i en anbefalt hyllebredde på omtrent 3,2 m. Bredden oppfyller ikke kravene til nødvendig arbeidsbredde under vedlikehold. Metodens lave hyllebredde begrenser derfor bruken i vurdering av hyllebredde for vegskjæringer.



Figur 7.7: Anbefaleringer av hyllebredde ifølge Alejano et al. (2007) sin metode.

7.6.3 KORRIGERING AV HYLLEBREDDE FOR BAKBRUTT BERG

Nødvendig arbeidsbredde for maskiner og de empiriske metodene for hyllebredde ovenfor betrakter ikke konsekvensene av utglidning som følge av bakbrytning. Ved å bruke en margin som inkluderer avspent bergmasse, tar man høyde for redusert hyllebredde som følge av avspenningene. I følge Alejano *et al.* (2007) kan man forvente en redusert hyllebredde på 0,5 m hvor presplitt er brukt som sprengningsmetode, 1 m i en bergmasse av god kvalitet som er forsiktig utsprengt, og 2 m for en mindre forsiktig utsprengt bergmasse av gjennomsnittlig kvalitet. Verdiene har utgangspunkt i hylleramper fra dagbrudd, hvor det antas at en noe lavere sikkerheten kan aksepteres enn i en vegskjæring. For å ta hensyn til de høyere sikkerhetskravene i en vegskjæring, utelates verdien på 0,5 m fra denne oppgaven. 1 m anses som tilstrekkelig i de fleste tilfeller, ettersom det spesifiseres i håndbok N200 at sprengning skal utføres forsiktig (Statens vegvesen, 2014c).

Hyllens minimumsbredde må korrigeres med marginen for avspent berg, slik at hyllens opprinnelige funksjon opprettholdes også etter bakbrytning. Beregninger av hyllebredde tar utgangspunkt i en nødvendig arbeidsbredde på 5 m (Wyllie og Mah, 2004), eller 6,7 m beregnet etter det videreutviklede Ritchies kriteria for oppsamling av nedfall fra en 11 m høy skjæring (Alejano *et al.*, 2007). Verdiene korrigeres så for 1-2 m avspent bergmasse, se tabell 7.1 nedenfor.

Tabell 7.1: Sammenligning av hyllebredde etter anbefalinger av Wyllie og Mah (2004) og videreutviklet Ritchies kriteria for oppsamling av nedfall (Alejano et al., 2007).

Avspenningsmargin	**Minimum arbeidsbredde**	**Minimum oppsamlingsbredde**
0 m	5,0 m	6,7 m ≈ 7,0 m
1,0 m	6,0 m	7,7 m ≈ 8,0 m
2,0 m	7,0 m	8,7 m ≈ 9,0 m

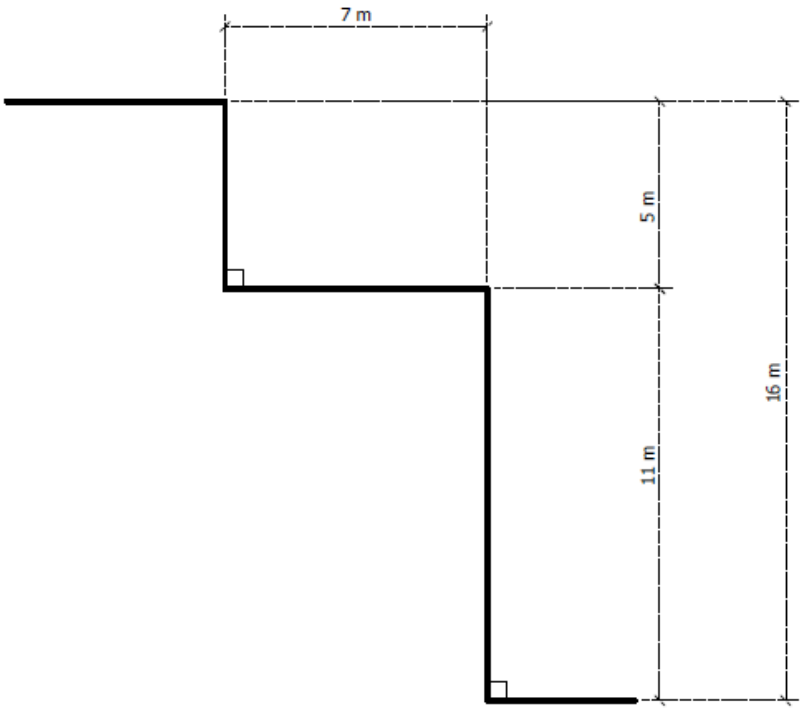
I henhold til Wyllie og Mah (2004) bør minimumsbredden på en hylle være 6-7 m. Ved bruk av Ritchies kriteria for skjæringshøyder på 11 m, anbefales det at hyllebredden er 8-9 m. For å unngå utglidning som følge av bakbrytning, understrekes det at sprengning av endelig skjæringsvegg uansett bør utføres forsiktig, uavhengig av sprengningsmetode. Korrigeringen for bakbrutt berg bør gjøres på grunnlag av forventet bergmassekvalitet og sprengningsmetode. Bergmasser av god kvalitet, som enten er presplittet eller forsiktig sprengt, vil ha tilstrekkelig hyllebredde på 6-8 m, avhengig hvilken funksjon hyllen har. For bergmasser av gjennomsnittlig kvalitet, utsatt for mindre forsiktig sprengning, anbefales en hyllebredde på 7-9 m, avhengig hvilken funksjon hyllen har. Hyllebredden anbefalt av Wyllie og Mah (2004), korrigert for bakbrutt berg, regnes som tilfredsstillende i bergmasser hvor det ikke forventes nedfall, eller hvor hyllen ikke skal fungere som et oppsamlingsområde. I skjæringer hvor det kan forventes mye nedfall, og hyllen skal stoppe nedfallet fra å falle videre ned neste skjæring, bør det tas utgangspunkt i en bredde på 8-9 m.

Beregninger av hyllebredde uten en margin for bakbrytning, kan i verste fall svekke hyllens funksjon. Redusert hyllebredde som følge av bakbrytning, kan forhindre at maskiner kan drive vedlikehold på hyllen. I tillegg vil redusert hyllebredde ikke stoppe alle nedfall, fordi blokker beveger seg over gjenstående hyllebredde. Dette partiet kan virke på samme måte som en irregularitet vil virke på en blokks bevegelsesbane, utløpslengden økes. Denne negative innvirkning fjellhyllen har på en blokks bevegelsesbane og bevegelsesmåte gjelder ifølge Wyllie og Mah (2004) spesielt for hyllebredder mellom 6-8 m, da bredden er ekstra utsatt for å ikke stoppe nedfall. Faren ved bakbrytning og redusert hyllebredde begrenser derfor fordelene med hylle. I de fleste bergmasser anbefales ikke etablering av fjellhylle (Wyllie og Mah, 2004).

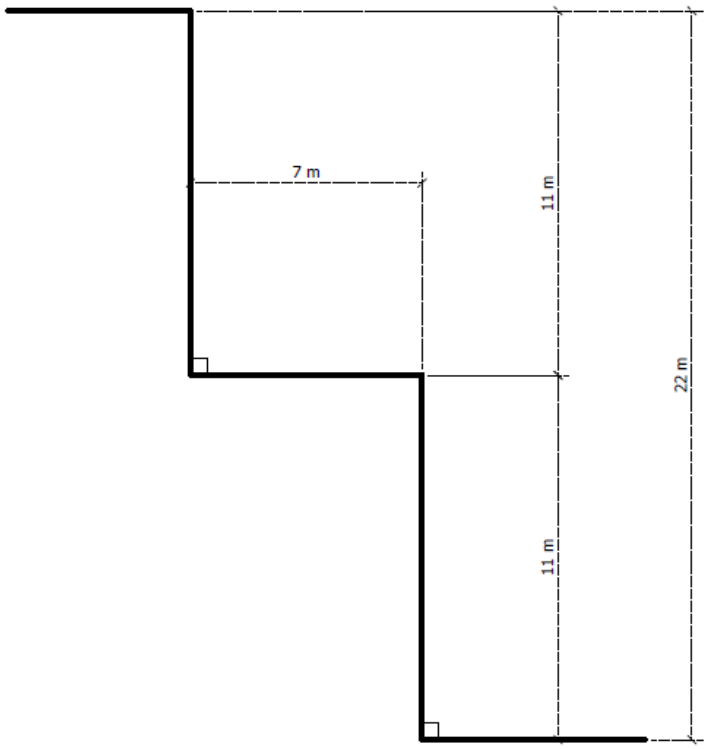
7.7 ØKONOMI

Hyllebredde vil virke direkte inn på mengden masser som må fjernes i skjæringen. Minst kostnadseffektivt er det derfor å ha brede hyller, som følgelig krever mer boring, ladning og utlasting av materiale. Det er utført volumberegninger og et kostnadsoverslag på to teoretiske skjæringer utformet med en 7 m fjellhylle, med forholdene:

1. Totalhøyde 16 m, hvor nedre skjæring er 11 m og øvre skjæring er 5 m. Skjæringens helningsvinkel er 90°. Skjæringen er illustrert i figur 7.8.
2. Totalhøyde 22 m, hvor nedre skjæring er 11 m og øvre skjæring er 11 m. Skjæringens helningsvinkel er 90°. Skjæringen er illustrert i figur7.9.



Figur 7.8: Illustrasjon av 16 m høy skjæring brukt til kostnadsberegninger for hylleutforming.



Figur 7.9: Illustrasjon av en 22 m høy skjæring brukt til kostnadsberegninger for hylleutforming.

Kostnadsberegningene er gjort etter gjennomsnittlige enhetspriser, og gir kostnad pr. lengdemeter skjæring. Sikringskostnadene er beregnet etter enhetsprisen på 4 m lange bolter, og inkluderer 80 mm med sprøytebetong i 15 % av skjæringen. Skjæringen med hylle antar 100 % bolting på nedre skjæring, og 20 % bolting på øvre skjæring. Skjæringen uten hylle antar 100 % bolting på hele skjæringsveggen. Detaljert utregning finnes i vedlegg A-2. Resultatene, samt differansen mellom skjæring med og uten hylle er presentert i tabell 7.2.

Tabell 7.2: Kostnader pr. lengdemeter for en 16 m høy skjæring etter situasjon 1, og en 22 m høy skjæring etter situasjon 2.

	Kostnader berguttak [kr pr. m]		**Sikringskostnad [kr pr. m]**		**Totalkostnad [kr pr. m]**		**Differanse (med-uten) [kr pr. m]**
Hylle	*Med*	*Uten*	*Med*	*Uten*	*Med*	*Uten*	-
Situasjon 1	3640	0	5495	7036	9135	7036	2099 ≈ 30 %
Situasjon 2	8008	0	6284	9674	14 292	9674	4618 ≈ 48 %

Kostnadsberegningen viser at det er vesentlig dyrere å etablere hylle enn å ha en kontinuerlig skjæringshøyde, selv om sikringskostnadene er høyere uten hylle. For 16 m skjæringshøyde fordyrer hyllen skjæringen med 30 %. For en 22 m skjæringshøyde blir ekstrakostnadene med hylle i dette eksempelet på 48 %.

7.8 OPPSUMMERING

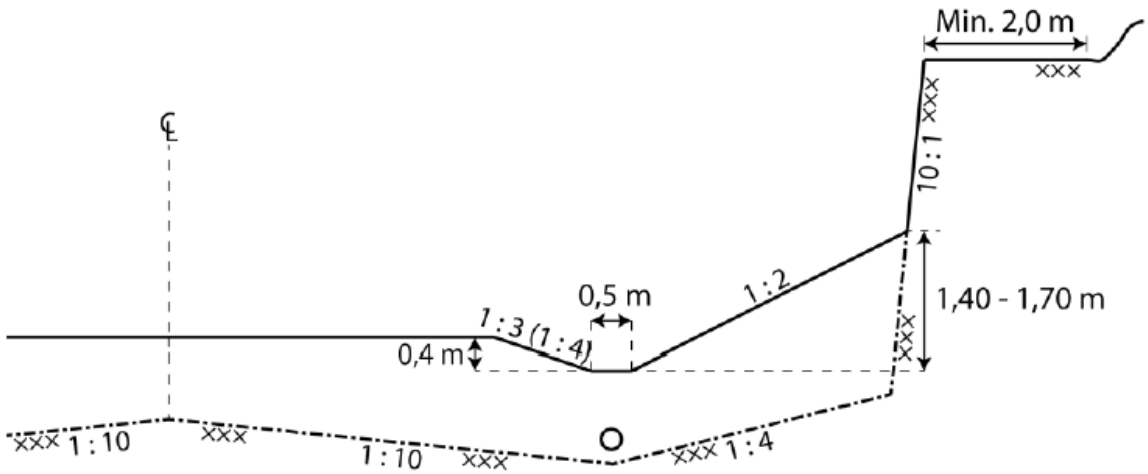
Fjellhylle er ikke nevnt i håndbok N200. I dette kapittelet ble det undersøkt ved hvilken skjæringshøyde fjellhylle burde vurderes som en del av skjæringsutformingen, etter anleggstekniske begrensninger og geoteknisk kategori gitt i håndbok N200. Ved skjæringshøyder over 11 m ble det besluttet at hylle bør vurderes. Hyllens funksjon i dagbruddindustrien ble sammenlignet med vegskjæringer, hvor hyllen som et oppsamlingssted samsvarer for dagbrudd og vegskjæringer. Fokuset har hovedsakelig vært på hyllen som oppsamlingssted. Nødvendig hyllebredde ble vurdert etter ulike empiriske kriterier, og videre korrigert for bakbrutt berg. Det må tas hensyn til bakbrytning, ettersom hyllebredden kan reduseres som følge av bakbrytning. De økonomiske forskjellene mellom en skjæring med og uten hylle ble beregnet, og viste at hylle vil være dyrest sammenlignet med en full skjærings-høyde.

8 GRØFT

8.1 INTRODUKSJON

Statens vegvesen (2014d) definerer en sikkerhetssone utenfor kjørebanen, som av trafikksikre årsaker skal være uten faremomenter i tilfelle utforkjøringer. Dersom det likevel finnes faremomenter innenfor sikkerhetssonen må disse fjernes, ufarliggjøres, erstattes eller beskyttes. Bergskjæringer defineres som farlige sidehindre, og må derfor beskyttes for trafikanters sikkerhet. Beskyttelse av faremoment gjøres med rekkverk, men ettersom rekkverk i seg selv også utgjør et faremoment skal andre løsninger også vurderes. Alternativt kan man øke sikkerhetsavstanden ved å utvide bergskjæringen, etablere voller mot skjæringen, sprenge jevne skjæringsflater, eller bygge lukkede grøfter (Statens vegvesen, 2014d). Det er utformingen av grøft det vil fokuseres på i dette kapittelet.

Foruten å beskytte trafikanter mot bergskjæringen, må grøften sørge for tilstrekkelig drenering og oppsamling av nedfall fra skjæringene. En lukket grøft har lukket dreneringen med egne drensledninger, eventuelt overvannsledninger. Grøften kan bygges som tilbakefyllingsgrøft, som vist i figur 8.1, eller fanggrøft illustrert i figur 8.2 (Statens vegvesen, 2014c). Fordeler og ulemper med utgangspunkt i nedfall vil diskuteres for grøftetypene nedenfor.



Figur 8.1: Tilbakefyllingsgrøft med dimensjoner og helning etter kravene fra Statens vegvesen (2014c).

8.2 KRAV TIL GRØFTENS UTFORMING ETTER HÅNDBOK N200

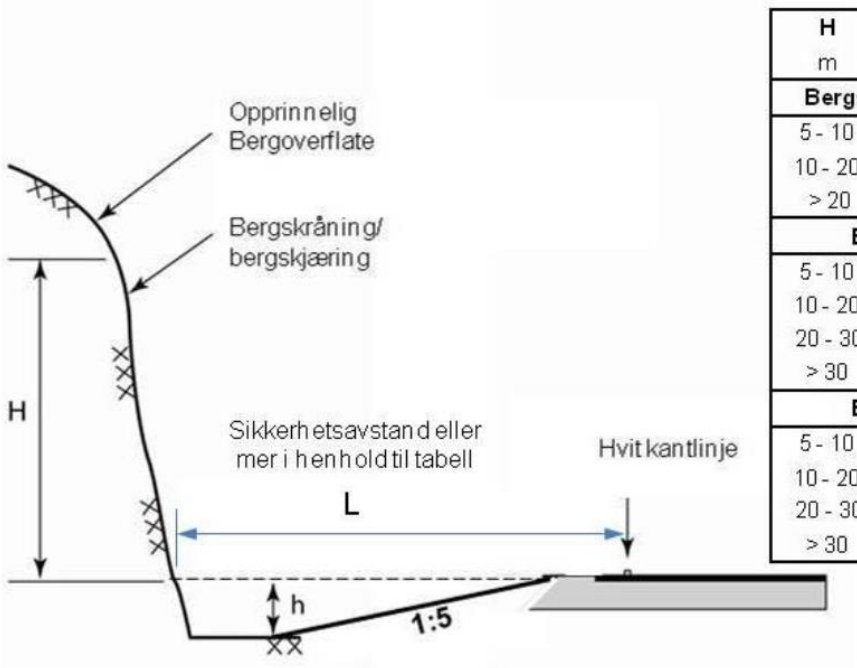
I følge Statens vegvesen (2014c) skal det normalt bygges tilbakefyllingsgrøft. Grøftetypen skal bygges i et materiale som demper bevegelsesenergien ved nedfall av stein. Grus eller lignende oppgis som et anvendbart materiale. Grøftens dimensjoner og helning er angitt i håndboken, hvor grøftedybde og helning er avhengig av hvilke geologiske forhold som er tilstede. Dybden, målt fra bunnen av grøften til vegens øvre nivå, skal minimum være 0,4 m. Forventes det mye vann i området anbefales det å etablere en dypere grøft. Tilbakefyllingen av masser mot skjæringen skal ha en maksimumshøyde på 1-1,3 m over vegnivå. Begrensningen er satt for å unngå at rulleenergien til en blokk i bevegelse blir så stor at blokken når ut i vegbanen. Fra skjæringer hvor det forventes noe nedfall, kan fanggrøft erstatte tilbakefyllingsgrøft. Håndbok N200 presiserer at fanggrøft er et alternativ «når bergskjæringen ikke sikres på annen måte» (Statens vegvesen, 2014c, s. 69). Dimensjonene på fanggrøften vil variere etter skjæringens helning og høyde (Statens vegvesen, 2014c).

8.3 TILBAKEFYLLINGSGRØFT

Som spesifisert i håndbok N101 skal bergskjæringer behandles som farlige sidehindre. Tilbakefyllingsgrøfter er den mest trafikksikre grøftetypen ved utforkjøringer (Statens vegvesen, 2014d). Dimensjonene på tilbakefyllingsgrøft er gitt i både håndbok N101 og N200. Figur 8.1 ovenfor viser dimensjonene for normalt skjæringsprofil. Det skal tilbakefylles 1,0-1,3 m mot bergskjæringen (Statens vegvesen, 2014d, 2014c). Helningen fra vegskjæringen til grøftens laveste punkt kan gi nedfall lengre utløpslengde enn utgangspunktet (Norem, 1998). Grøftetypen er derfor mindre effektiv som oppsamlingsområde for nedfall enn det en fanggrøft vil være.

8.4 FANGGRØFT

Ifølge Pierson, Gullixson og Chassie (2001) er etablering av fanggrøft den mest effektive og beste sikringen ved steinsprang. En grøft som bygges for å samle opp steinsprang vil være billigere enn å sikre skjæringen mot steinsprang (Federal Highway Administration, 1989). Figur 8.2 illustrerer fanggrøft etter kravene i håndbok N200.



H m	L m	h m
Bergskråning nær vertikal		
5 - 10	3	0,4
10 - 20	4,5	0,7
> 20	6	1,0
Bergskråning 4:1		
5 - 10	3	0,4
10 - 20	5	0,8
20 - 30	7	1,2
> 30	8	1,4
Bergskråning 2:1		
5 - 10	4	0,4
10 - 20	5	0,8
20 - 30	7	1,2
> 30	8	1,4

Figur 8.2: Utforming og dimensjonering av fanggrøft etter kravene i håndbok N200 (Statens vegvesen, 2014c).

Grøftens effekt som oppsamlingsområde for nedfall kan vurderes ut fra fire faktorer (Gomes, Sobreira og Lana, 2012; Wyllie og Mah, 2004):

1. Skjæringshøyde og -vinkel
2. Grøftens dybde, bredde og form
3. Anslått blokkstørrelse og mengde nedfall
4. Hvordan ujevnheter på skjæringen vil påvirke en blokks bevegelsesbane

8.4.1 SKJÆRINGSHØYDE OG -VINKEL

Skjæringshøyde vil påvirke en blokks potensielle energi. Ligningen for potensiell energi er beskrevet i kapittel 5. En økning i skjæringshøyde bør derfor medfølge en økning i grøftebredde (Wyllie og Mah, 2004). Hvordan nedfall beveger seg er en funksjon av skjæringsvinkelen (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001). Nedfall fra skjæringer steilere enn 70° beveger seg ved å falle fritt uten særlig kontakt med berget. Grøften kan dermed utformes grunnere og kortere for skjæringer med steilere helningsvinkel (Federal Highway Administration, 1989). En blokk som beveger seg ved å sprette vil ha lang utløpslengde, som følge av den horisontale komponenten blokken tilføres hver gang den er i kontakt med skjæringen. Spretting oppstår som bevegelse dersom skjæringen er mellom 45-70°. Rullende blokker, fra skjæringer slakere enn 45°, har kortere utløpsdistanse enn sprettende blokker (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001; Bjordal *et al.*, 2011).

8.4.2 GRØFTENS DYBDE, BREDDE OG FORM

Grøftens dimensjoner bør tilpasses skjæringens utforming, da skjæringshøyde og skjæringsvinkel vil påvirke potensiell utløpslengde. Utløpslengden er hovedsakelig avhengig av skjæringsgeometri, samt underlagets restitusjonskoeffisient som matematisk beskriver materialets kapasitet til å dempe. Andre faktorer som blokkstørrelse, blokkform, friksjonskoeffisient og hvordan en blokk kan knuses, er av mindre betydning enn skjæringsgeometri og underlagets dempende effekt (Hoek, 2007; Ritchie, 1963). Dimensjonering av grøft diskuteres i delkapittel 8.4.5 og 8.4.6. Landingsområdets design vil også påvirke utløpslengden. Flate landingsområder og høye skjæringer vil gi stor variasjon i utløpslengde (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001).

8.4.3 BLOKKSTØRRLSE OG MENGDE NEDFALL

For å beregne den kinetiske energien en blokk i bevegelse har, må blokkens masse inkluderes i beregningene. Store blokker har større masse enn mindre blokker, som følgelig gir høyere energi og lengre utløpsdistanse. I simuleringsprogram og -modeller er blokkstørrelse en viktig parameter for å beregne utløpslengde og energimengde. Sikringsmengde kan tilpasses etter slike beregningene (Bjordal *et al.*, 2011). Det er nærliggende å tro at en økning i nedfall også vil øke variasjonen i utløpslengde. Følgelig må grøftedimensjonene økes i en bergmasse hvor det kan forventes mye nedfall.

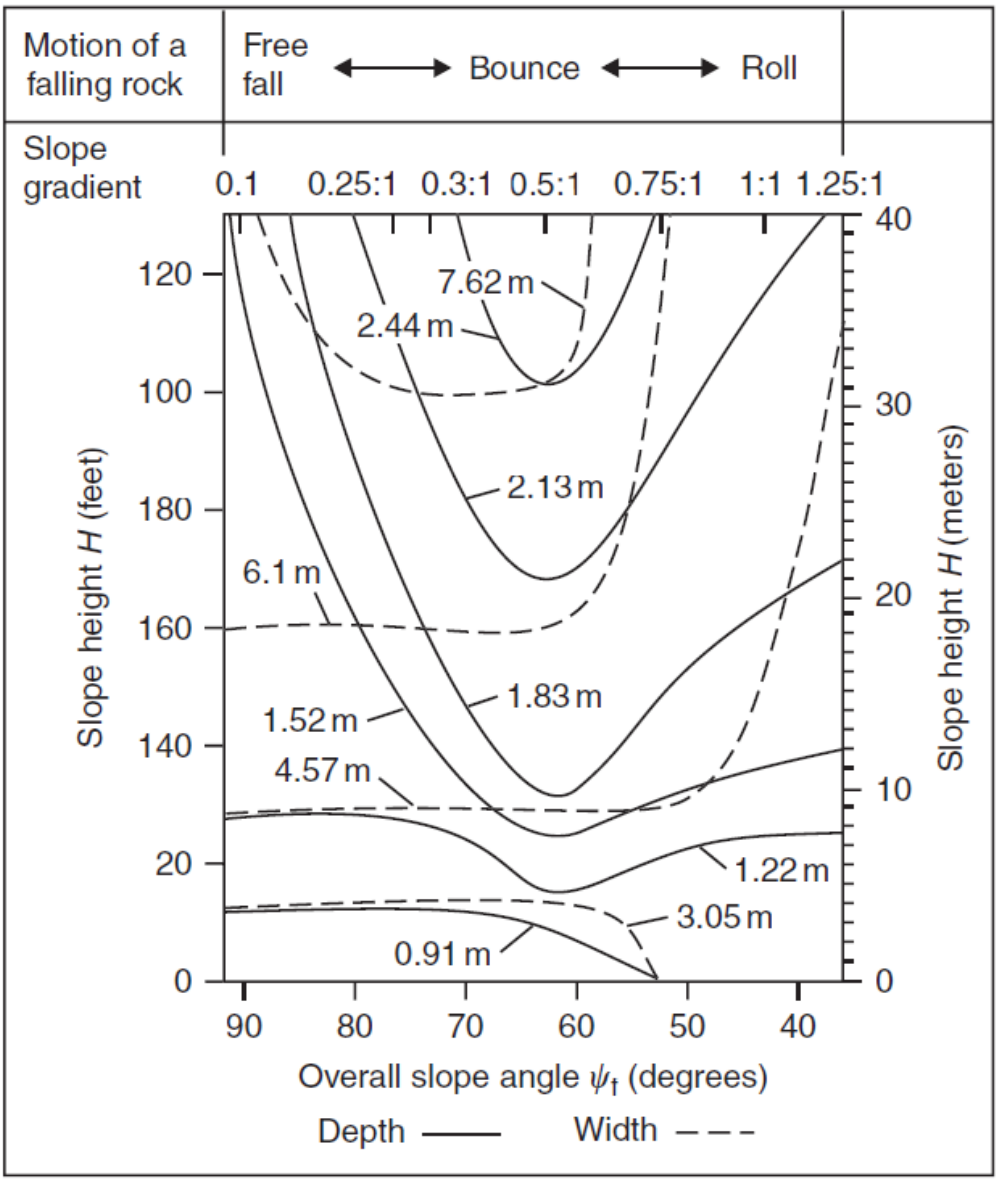
8.4.4 UJEVNHETERS PÅVIRKNING PÅ BEVEGELSESBANE

Ujevnheter på skjæringen vil i stor grad påvirke utløpslengden til nedfall dersom blokken kommer i kontakt med ujevnheten på vei ned. Ujevnhetene vil endre en blokks utløpsbane og kan føre til økt utløpslengde (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001). Ifølge håndbok N101 er det ikke akseptabelt med ujevnheter større enn 0,3 m, da ujevnhetene også utgjør en fare for trafikanter. I skjæringer hvor det finnes mye knøler bør grøftebredden økes.

8.4.5 DIMENSJONERING ETTER RITCHIE (1963) SIN METODE

For at grøften skal ha en sikrende effekt, er det viktig med rett dimensjoneringen. Ritchie (1963) studerte steinsprang fra vegskjæringer langs motorveier i USA, og utviklet en tabell for dimensjonering av grøfter. Ritchie (1963) sin forskning bestod i å gjøre forsøk, hvor blokker ble sluppet ned ulike skjæringer. Han studerte hvordan blokkene bevegde seg og hvor langt utløp de fikk. Tabellen for grøfteutforming ble senere videreutviklet til et diagram av Federal

Highway Administration (1989). Fra diagrammet kan man bestemme grøftedybden (D) og bredden (W). Diagrammet er vist i figur 8.3.

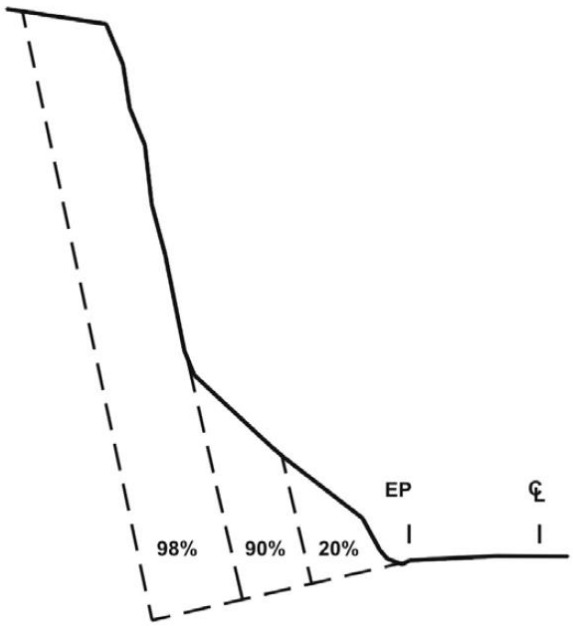


Figur 8.3: Ritchies videreutviklet diagram for dimensjonering av fanggrøft (Wyllie og Mah, 2004).

En felttest ble utført av Pierson, Gullixson og Chassie (2001) på en 24 m høy skjæring med 4:1 (76°) helningsvinkel. Det viste seg at 85 % av blokkene ble stoppet i grøften dimensjonert etter Ritchie sitt diagram. Mens Ritchie anbefaler økende grøftebredde og -dybde med stigende skjæringshøyde, gir Statens vegvesen (2014c) dimensjoner innenfor et høydeintervall. Dermed holdes anbefalingene i håndbok N200 til en minimumsverdi av Ritchie (1963) sine anbefalinger. Dybden samsvarer ikke, da den er opptil 1 m lavere i håndbok N200 enn anbefalt av Ritchie.

8.4.6 DIMENSJONERING ETTER PIERSON, GULLIXSON & CHASSIE (2001) SIN METODE

Pierson, Gullixson og Chassie (2001) har også utviklet diagrammer for å dimensjonere fanggrøfter langs motorveier. Diagrammene er basert på data etter utførte nedfallsforsøk, hvor 11 250 blokker ble rullet utfor skjæringer med varierende høyde og helningsvinkel. For å bruke diagrammene må man på forhånd vite skjæringshøyde, -vinkel og hvilken helning grøften skal ha. Det er gitt ulike dimensjoner for hvilken prosentandel nedfall som skal stoppes i grøfta, fra 50-99%. Diagrammene er utviklet for skjæringer med vertikal helning, eller helningsvinkel lik 4:1, 2:1, 1,25:1, 1:1. Høyde varierer fra 12,2 m til 24,4 m. Ved avvikende skjæringshøyde kan man bruke interpolasjon til å finne korrekte dimensjoner. Skjæringshøyde og -vinkel vil begrenses av terreng og bergmassens sprekkeorientering. Grøftens helning kan være flat, 1:6 eller 1:4. Prosentandel oppsamlet nedfall vil ha sammenheng med hvilket volum som må tas ut fra skjæringen. En grøftebredde som samler opp 90 % nedfall, vil medføre en dobling i volum i forhold til grøftebredden hvor 20 % nedfall stoppes. Likeså vil volumet for å stoppe 98 % nedfall dobles i forhold til 90 % nedfallsoppsamling. Dette er illustrert i figur 8.4.



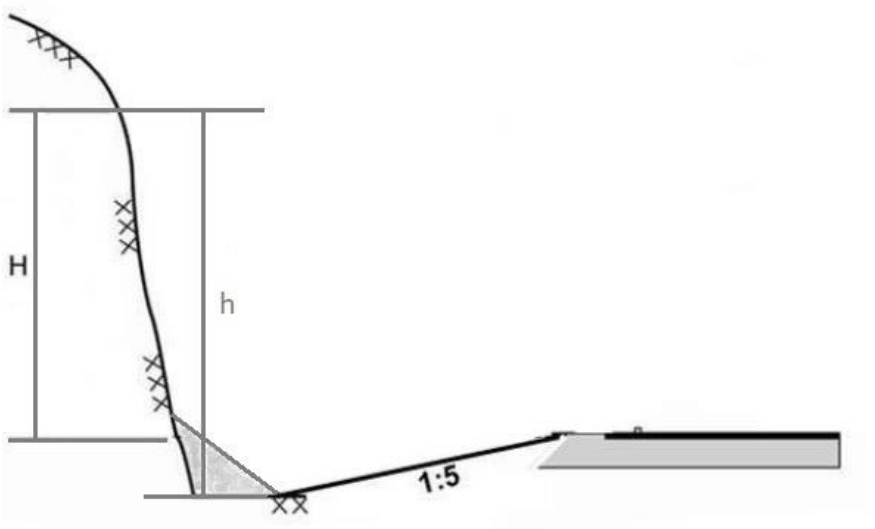
Figur 8.4: Mengde skjæringsvolum som må tas ut for at 20 %, 90 % og 98 % nedfall skal samles opp i grøften. EP = fortauskant, CL = senterlinjen på vegen (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001).

I håndbok N200 oppgis det dimensjonering på fanggrøfter for skjæringshøyder fra 5 til > 30 m. Pierson, Gullixson og Chassie (2001) sin metode har et høydeintervall mellom 12 m og 24 m. Metoden bruker fot som benevning, noe som gjør den komplisert å bruke for norske verdier av

grøftebredde. Sammenligninger med håndbok N200 blir kompliserte og unøyaktige. Metodens begrensinger på skjæringshøyde og benevnelser i forhold til de norske standardene gjør den mindre egnet til dimensjonering av vegskjæringer langs norske veger.

8.5 EFFEKTIV OG TOTAL SKJÆRINGSHØYDE

For å vurdere skjæringshøyden må man være bevisst at løsmassene grøften bygges i, legges over sålen av fast fjell. Løsmassene og grøften kan dermed gi en falsk indikasjon på skjæringshøyde. Det må skilles mellom effektiv og total skjæringshøyde. Den totale skjæringshøyden defineres som høyden fra sålen av fast fjell til skjæringstoppen, mens den effektive skjæringshøyden er fra vegens høyeste nivå til skjæringstoppen. Effektiv skjæringshøyde i en fanggrøft er presentert i figur 8.5, hvor H = effektiv skjæringshøyde og h = total skjæringshøyde.



Figur 8.5: Effektiv (H) og total (h) skjæringshøyde, basert på figur fra Statens vegvesen (2014c).

Effektiv skjæringshøyde vil variere etter sprengningsmetode av skjæringens bunn og grøftetype. Bunnen av vegskjæringer sprenges ut med dypsprengning eller grunnsprengning. Grunnsprengning innebærer at det sprenges og lastes ut til fast fjell, mens deler av sprengmassene blir liggende ved dypsprengning. Avstanden mellom fast fjell og forsterkningslaget varierer derfor for de to metodene, fra ≥ 0,75 m ved grunnsprengning til ≥ 1,75 m ved dypsprengning (Statens vegvesen, 2014c). Dypsprengning vil generelt gi den høyeste forskjellen i total og effektiv skjæringshøyde.

8.6 OPPSUMMERING

Grøftetypene tilbakefyllingsgrøft og fanggrøft er vurdert som oppsamlingssted for nedfall. Ifølge håndbok N200 er normalen tilbakefyllingsgrøft. Fanggrøft ble vurdert som mer egnet for oppsamling av nedfall fra skjæringen på grunn av grøftens form. Geologiske forhold som skjæringshøyde, skjæringsvinkel, blokkegenskaper, grøftens utforming og skjæringens jevnhet er forhold som vil påvirke grøftens effekt. Fanggrøftens optimale dimensjoner ble undersøkt etter Ritchie (1963) og (Pierson, Gullixson og Chassie, 2001) sine metoder. Det kom frem at Ritchie (1963) sin metode var best egnet for norske forhold. I tillegg ble det gjort klart at tilbakefylling mot skjæringen kan medføre en forskjell i total- og effektiv skjæringshøyde.

9 ISKJØVING

9.1 INTRODUKSJON

Tilførsel av vann langs vegskjæringer kan redusere skjæringsstabiliteten, samt føre til iskjøving under frostperioder. Hvordan vanntrykket reduserer skjærstyrken langs sprekkeplan og andre destabiliserende effekter vann har på bergmassen, er diskutert i kapittel 2. I dette kapittelet vil derfor bare vann som kan føre til iskjøving vurderes. Metodene for forebygging av iskjøving er imidlertid også de viktigste for å redusere vanntrykket langs sprekkeplan, ikke bare for å unngå iskjøving.

Iskjøving defineres både som prosessen hvor isen vokser og formasjonen som dannes (Liereng, 2017). Iskjøving kan være et stort problem langs vegskjæringer, da isen kan vokse opptil 1-2 m ut fra skjæringene. Isen kan skape problemer i skjæringer ettersom den kan blokke deler av vegen og redusere sikten. I tillegg kan iskjøving føre til isras (Norem, 1998). Konsekvensene av iskjøving reduserer trafikksikkerheten, og det er derfor viktig å fokusere på iskjøving også under prosjektering. Hvordan skjæringene bør utformes med tanke på iskjøvingsproblematikk og sikring for isras vil omtales i dette kapittelet. Iskjøving er vist i figur 9.1.

Figur 9.1: Iskjøving langs vegskjæring ved fylkesvei 651. Foto: Liereng (2017).

9.2 KRAV TIL UTFORMING ETTER HÅNDBOK N200

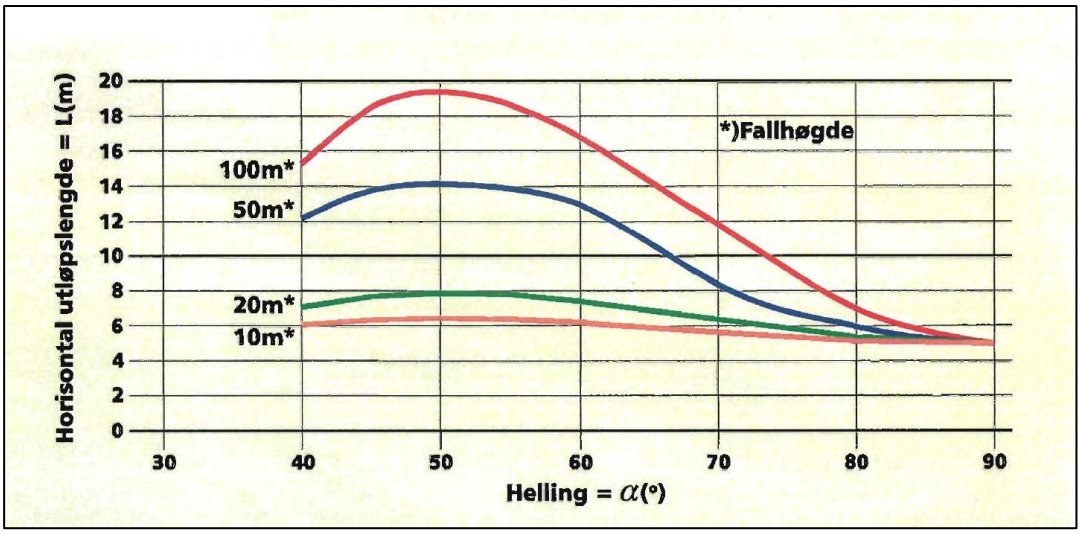
Håndbok N200 beskriver ikke hvordan en skjæring utsatt for iskjøving bør utformes, men presiserer at de hydrologiske forholdene skal kartlegges som en del av forundersøkelsene før prosjektering. Feltkartleggingen innebærer at faren for iskjøving skal undersøkes. Skjæringen skal ellers sikres for å unngå isras, og grøften som bygges skal fange opp isblokker (Statens vegvesen, 2014c). Type sikring som anbefales er beskrevet i delkapittel 9.6.

9.3 ÅRSAKER TIL ISKJØVING

Iskjøving oppstår i det vann renner over kalde overflater i terrenget og fryser til is. Vannet kan være sprekkevann, grunnvann eller overflatevann som kommer fra løsmassene over skjæringene. Iskjøving kan oppstå fra sprekkevann kun dersom sprekkenes kapasitet til å føre vann ut til skjæringene er stor nok. Vegskjæringer som er spesielt frostutsatte har vannrike løsmasser ovenfor skjæringen. Overflatevann og grunnvann lagret i løsmassene vil enten følge fjelloverflaten, eller renne gjennom løsmassene ned mot skjæringen. I overgangssonen fra løsmasser til fjell kan derfor vannføringen være relativt stor. Denne overgangssonen markerer også omtrentlig hvor frostsonen begynner. Vannet som entrer frostsonen spres, og et større område kan fryse til is, sammenlignet med kanalisert vannføring. Vegskjæringer i svakere bergarter, eller med helning omtrent parallelt sprekkesettets fall, har oftere iskjøving (Norem, 1998).

9.4 SKJÆRINGSUTFORMING I ISRASUTSATTE OMRÅDER

De samme prinsippene for valg av skjæringshelning med tanke på nedfall gjelder også ved isras. Utløpslengden reduseres med økende skjæringshelning og redusert skjæringshøyde, se figur 9.2 (Norem, 1998).



Figur 9.2: Utløpslengde for isras etter skjæringshøyde og skjæringshelning (Norem, 1998).

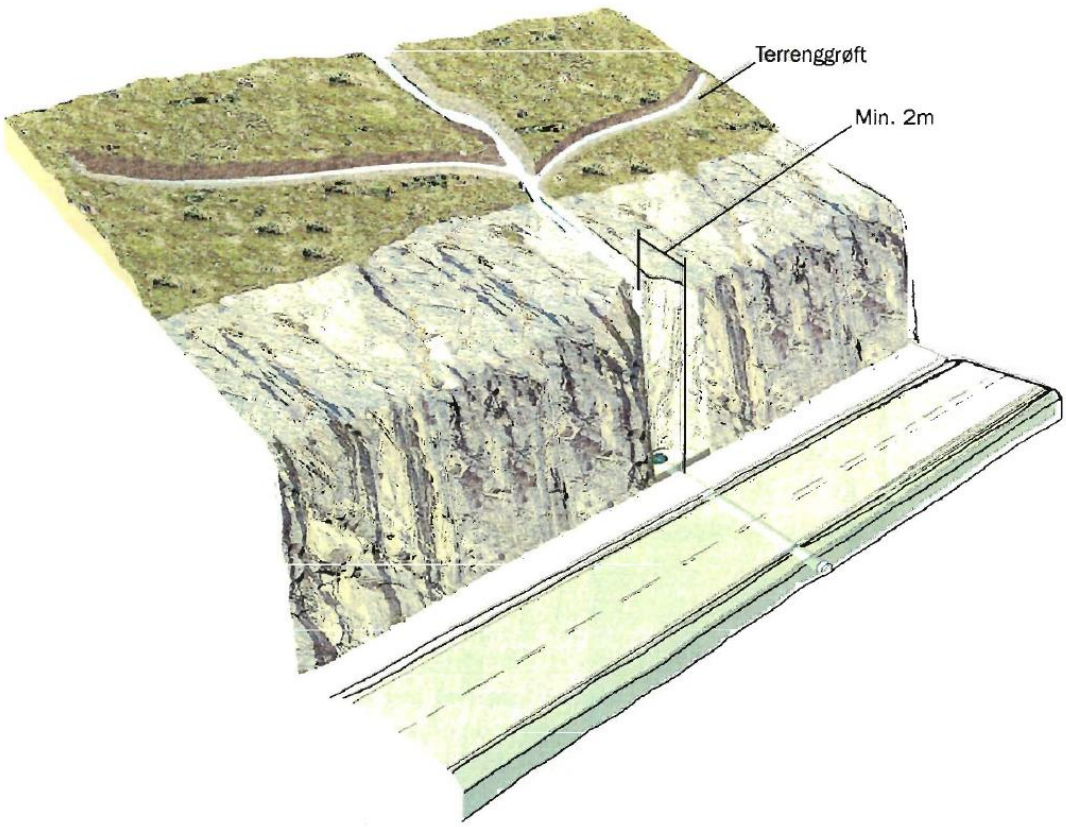
Høyest utløpslengde kommer fra skjæringer med helningsvinkel mellom 45-55°. Isblokker vil i slike skjæringer gli langs berget, som resulterer i en lang utløpslengde. En skjæringshelning > 70° vil være optimalt for å redusere utløpslengden. Risikoen for utvelting av isblokker vil øke med stigende skjæringshelning. Utvelting er vanligst i skjæringer med moderat høyde, opptil 8 m. For å redusere risikoen for utvelting, kan man etablere en slakere helning. Minimum 5:1 er ifølge Norem (1998) optimalt i skjæringer hvor iskjøvingene vokser til grøftenivå. I skjæringshøyder opptil 8 m, hvor det kan forventes at isen vokser til grøften og velter ut, anbefales det en helning på 5:1. Fjellhylle kan også være et alternativ i skjæringer hvor man forventer, eller har store problem med isras for å redusere skjæringshøyden (Norem, 1998).

9.5 FOREBYGGING AV ISKJØVING

For å forebygge iskjøving vil det være nødvendig å begrense skjæringens vanntilførsel. Kartlegging av løsmassetype og drensveger ovenfor skjæringen, samt bergmassens oppsprekning, vil gi en oversikt over vannmengdene skjæringen tilføres. Fuktige løsmasser over skjæringen selv i tørre perioder, indikerer store vannmengder som dreneres mot vegskjæringen. Skjæringen er da utsatt for iskjøving (Norem, 1998).

9.5.1 TERRENGGRØFT OG NEDFØRINGSRENNE

Etablering av terrenggrøfter kan endre dreneringsveiene og redusere vannføringen av overflatevann mot skjæringen. En terrenggrøft bygges ovenfor skjæringen, som vist i figur 9.3. Mål, helning og plassering av terrenggrøfter gis av Norem (1998).

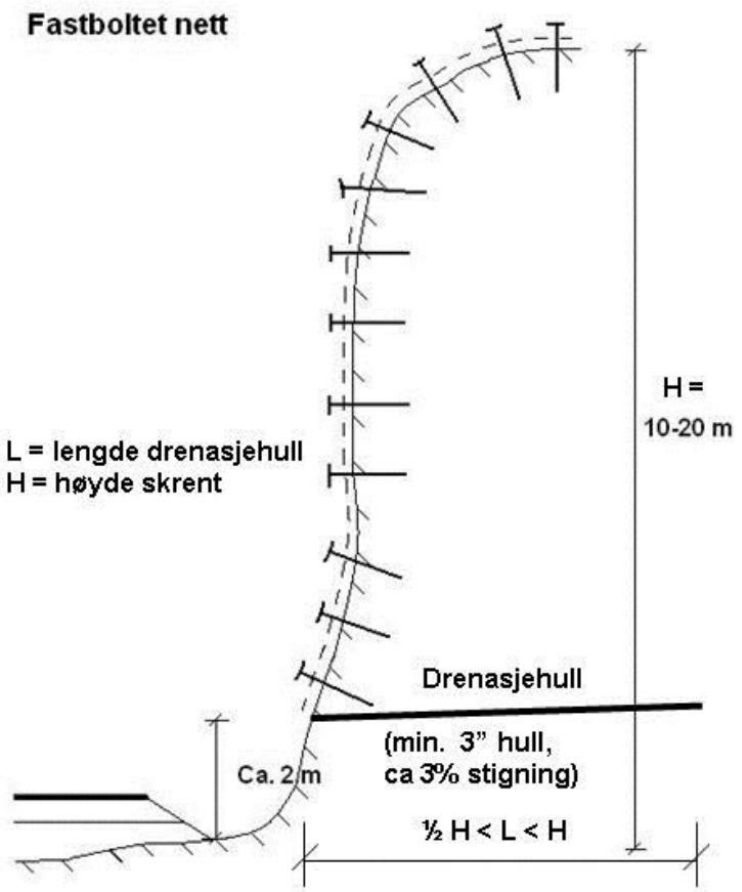


Figur 9.3: Illustrasjon av terrenggrøft som ledes til en nedføringsrenne (Norem, 1998).

Dersom vanntilførselen ikke han forhindres, vil nedføringsrenner være et alternativ. Nedføringsrenner er renner som sprenges ut i selve skjæringen, med den hensikt å føre vannet kontrollert ned, også vist i figur 9.3. Dimensjoneringen av rennene må utføres med hensyn til vannføringen på vinterstid og i flomperioder. Eventuelt kan vannet som i utgangspunktet renner langs skjæringen samles i toppen av skjæringen, for så å føres ned gjennom et rør (Norem, 1998).

9.5.2 DRENERINGSHULL

Det er vanskelig å forhindre at vann dreneres i bergmassen langs sprekker. I Håndbok N200 nevnes dreneringshull som en av de viktigste sikringsmetodene for skjæringer med stor vanntilførsel. Dreneringshullene må bores slik at de kutter de vannførende sprekkene (Liereng, 2017). Hullene skal ha en minimum hullstørrelse på 3 tommer, og en lengde (L) avhengig av skjæringens høyde (H). Lengden bør være < H, men > ½ H. Hullets helning skal være omtrent 3 % (Statens vegvesen, 2014c). Dreneringshull på en skjæring hvor også steinsprangnett er installert, vises i figur 9.4.



Figur 9.4: Dreneringshull med lengde (L), avhengig av skjæringshøyde (H) (Statens vegvesen, 2014c).

9.6 SIKRING MOT ISKJØVING

9.6.1 STEINSPRANGNETT

Dersom tilførselen av vann til skjæringene ikke kan forhindres, kanaliseres eller dreneres ut, kan steinsprangnett installeres, som vist i figur 9.4. Steinsprangnett, også omtalt som issikringsnett, anbefales i håndbok N200. Nettet sørger for at isen armeres idet vannet fryser til is langs nettet. Isens tyngde vil overføres til fjellet via festeboltene. Ved spesielt stor vannføring vil nettet være korrosjonsutsatt, og dets levetid reduseres. Andre sikringsalternativer bør da vurderes. Hvordan nettet skal installeres på skjæringen er beskrevet i detalj av Norem (1998).

9.6.2 GRØFT

Ved fare for isras bør vegen utformes med en grøftebredde > 3 m. Verdiene for bredde på fanggrøft, gitt i Håndbok N200, er også tilstrekkelige for oppsamling av isras (Norem, 1998).

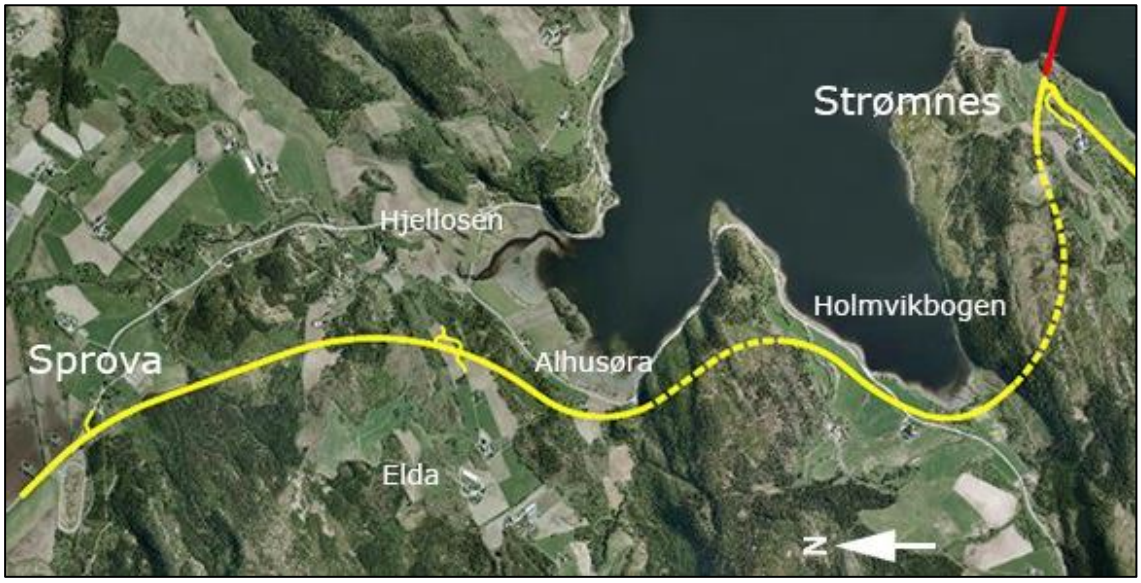
9.7 OPPSUMMERING

Iskjøving i vegskjæringer bør om mulig unngås, da iskjøving har flere negative effekter på trafikksikkerheten og potensiale for isras. Tilstrekkelig kartlegging må brukes til å avgjøre om skjæringer har potensiale for iskjøving. Det er likevel vanskelig å si før bygging om iskjøving kan være et problem. Skjæringsutforming som tar hensyn til iskjøving er etter de samme prinsippene for skjæringer med potensiale for nedfall. Vertikal helningsvinkel vil være gunstigst, og skjæringshøyder bør begrenses. Det viktigste er likevel å forhindre vannføring mot skjæringen, og vannsig i bergmassen. Tiltak som terrenggrøft, nedføringsrenne og dreneringshull burde da installeres. Eventuelt kan issikringsnett installeres som et alternativ for å få kontroll over iskjøvingen.

10 FYLKESVEI 17 STRØMNES-SPROVA

10.1 OMRÅDEBESKRIVELSE

Som en del av utbyggingsprosjektet fv. 17 og fv. 720 Dyrstad-Sprova-Malm i regi av Statens vegvesen, skal det bygges 5,4 km ny fylkesvei 17 fra Strømnes til Sprova i Steinkjer og Verran kommune i Trøndelag. Omtrentlig plassering av vegen er vist i figur 10.1. Vegstrekningen inkluderer to tunneler, Strømnestunnelen og Holmviktunnelen (Statens vegvesen, u.å.). Det er prosjektert 8 lokaliteter med skjæringer, hvorav lokalitet 1 og 2 er forskjæringer inn mot Strømnestunnelens påhugg og lokalitet 3 og 4 er forskjæringer inn mot Holmviktunnelens påhugg. Alle skjæringene er tosidige (Andersen, 2017).



Figur 10.1: Fylkesvei 17 fra Strømnes til Sprova markert med gul linje. Stiplet linje indikerer tunneler (2017a).

Skjæringene i påhuggsflatene (lokalitet 2), samt skjæringer ved lokalitet 4 og høyre side av lokalitet 3 vurderes som mindre relevante for denne oppgavens tematikk. De utelukkes av den grunn fra videre vurdering.

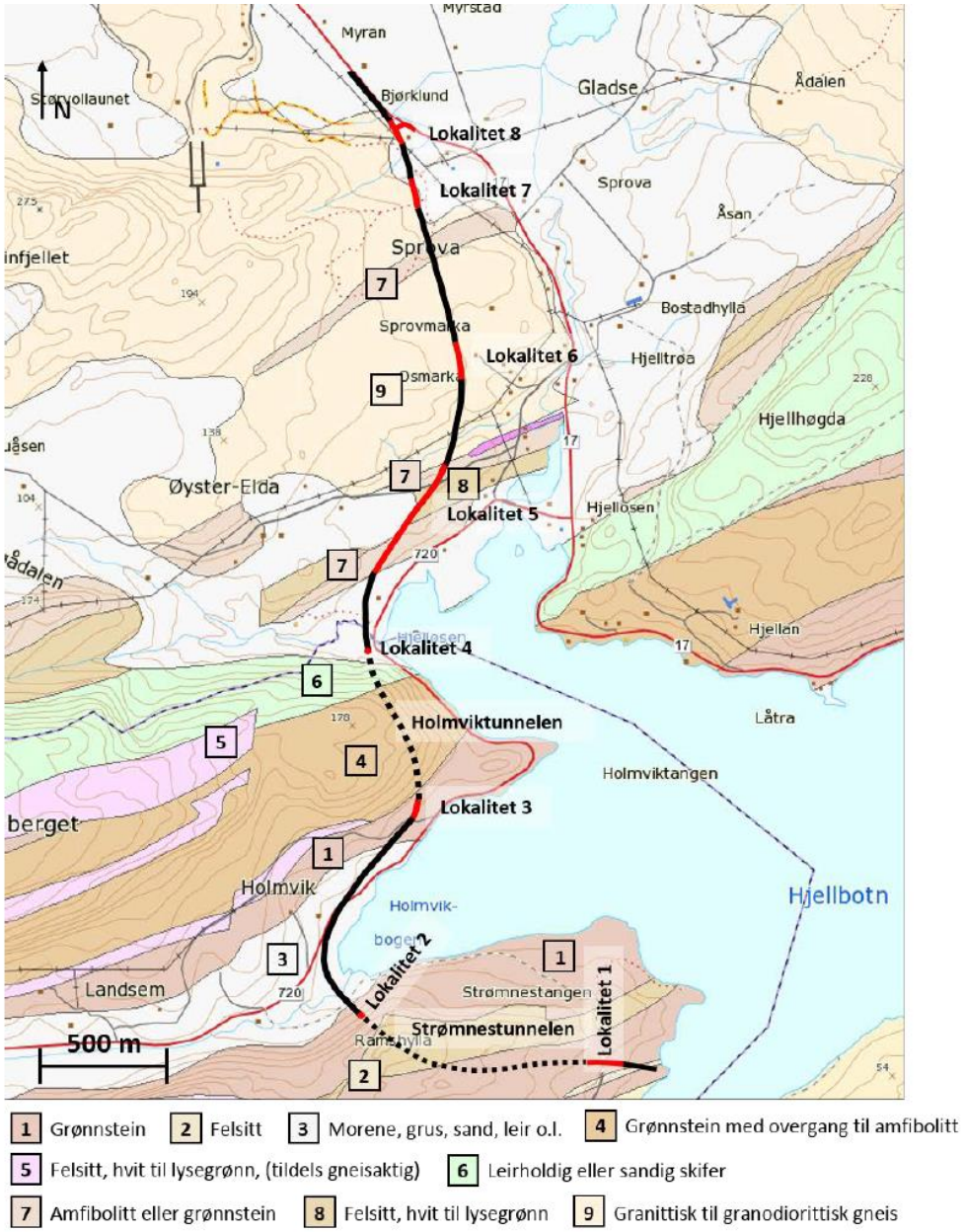
10.1.1 PROSJEKTETS FORMÅL

Vegprosjektets formål er å øke trafikksikkerheten og fremkommeligheten på de vegene, i tillegg til å ivareta miljøhensyn. I dag har eksisterende fylkesvei 17 lav standard, med svingete veger og varierende fartsgrenser. Fartsgrensen skal langs den nye vegstrekningen holdes konstant, og

vegen etableres med bedre kurvatur. Forventet ferdigstilling av prosjektet er høsten 2019 (Statens vegvesen, u.å.).

10.1.2 GEOLOGI

Bergartene i området er grønnstein, felsitt, leirholdig skifer, amfibolitt og gneis av antatt kambrisk og ordovicisk tid (Andersen, 2017). Figur 10.2 viser i hvilken bergart de ulike lokalitetene ligger.



Figur 10.2: Berggrunnskart fra NGU med vegtraséens omtrentlige plassering. Røde streker indikerer bergskjæring (Andersen, 2017).

I den ingeniørgeologiske rapporten beskrives de geologiske forholdene (bergart, struktur-geologi, oppsprekning, svakhetssoner, løsmasser og vann) på hver lokalitet etter feltkartlegging (Andersen, 2017). Løsmassene vil ikke bli vektlagt i denne oppgaven, da fokuset hovedsakelig har vært på bergartene og oppsprekningen. Lokalitet 7 har ikke informasjon om målbare strukturer, og lokalitet 8 har ikke oppgitt skjæringshøyde. Lokalitetene blir derfor ikke vurdert.

De videre vurderingene av skjæringsdesign er basert på de geologiske beskrivelsene fra den ingeniørgeologiske rapporten. Stabilitetsvurderingene i rapporten er gjort etter felt-observasjoner, og ved bruk av programvaren Dips 7.0 fra RocScience. I Dips 7.0 kan man utføre kinematiske analyser etter stereografisk projeksjon. I den ingeniørgeologiske rapporten oppgis det at stabilitetsvurderingene gjort i felt samsvarer med tolkningene i Dips 7.0 (Andersen, 2017). Ettersom stabilitetsanalysene er basert på både feltundersøkelser og Dips 7.0, antas de å være grundige og aksepteres som stabilitetsanalyser i denne oppgaven. Videre vurderinger av stabilitet i bergskjæringene er derfor basert på den ingeniørgeologiske rapporten. Analyser av forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter, FS, er utført i RocPlane 3.0 og SWedge 6.0 etter dimensjoneringsmetode 3 gitt Eurokode 7. Seismisk last er ikke inkludert i analysene. Analysene beregner FS etter største, potensielle rasvolum. I realiteten kan utglidninger av mindre volum enn anslått i programmene også gli ut. Programmene gir derfor en konservativ sikkerhetsfaktor etter største volum og verste scenario, som kan avvike fra realiteten. Sikkerhetsfaktoren representerer den laveste verdien for skjæringsstabilitet.

Tabell 10.1 og tabell 10.2 viser til lokalitetenes viktigste sprekkesett og sprekkeegenskaper. JCS-verdien er basert på bergartenes enaksielle trykkfasthet anslått i felt. På lokalitet 6 er bergartsstyrken for den granittiske gneisen ikke oppgitt. I henhold til Wyllie og Mah (2004) har granitt en UCS-verdi på 50-100 MPa. 1 km nordøst for lokalitet 8 er det foretatt en analyse av mineralsammensetning til en granittisk gneis. Analysen viser til et høyt innhold av feltspat (Andersen, 2017). En bergartsstyrke på 100 MPa anses derfor som representativ på lokaliteten. Alle sprekkeflater er registrerte som plane og ru. Ifølge standardprofilene til Barton og Choubey (1977) gir plane og ru sprekkeflater en JRC-verdi på omtrent 8. Beregning av undulerende vinkel er basert på et varierende utvalg feltmålinger fra Multiconsult ASA. Vinkelen ville gitt et mer representativt bilde av sprekkesettenes ujevnhet dersom man hadde et større antall målinger til utregning av gjennomsnittlig fall.

Tabell 10.1: Sprekkesett på lokalitet 1 og 3 brukt i analyser i RocPlane 3.0 og SWedge 6.0 (Andersen, 2017).

	Lokalitet 1	**Lokalitet 3**		
Sprekkesett	**F**	**F**	**A**	**A2**
Fall	Foldet, 45-70°	Foldet, 48° SØ - 69° NV	60-70°	90°
$\overline{JCS}$ [MPa]	175	63	63	63
JRC	8	8	8	8
φ	35°	35°	35°	35°
Sprekkeavstand [m]	0,5-1	0,2-0,5	0,5-1	-
Sprekkefylling	-	-	-	-
Undulerende vinkel	6°	9°	1°	0°

Tabell 10.2: Sprekkesett på lokalitet 5 og 6 brukt i analyser i RocPlane 3.0 og SWedge 6.0 (Andersen, 2017).

	Lokalitet 5		**Lokalitet 6**		
Sprekkesett	**F**	**B**	**F**	**A**	**B**
Fall	Foldet, 40-70°	70-90°	Foldet, 35-65°	80-90°	70-85°
$\overline{JCS}$ [MPa]	175	175	100	100	100
JRC	8	8	8	8	8
φ	35°	35°	35°	35°	35°
Sprekkeavstand [m]	1	> 1,5	1	-	> 1,5
Sprekkefylling	-	-	-	-	-
Undulerende vinkel	19°	7°	13°	1°	8°

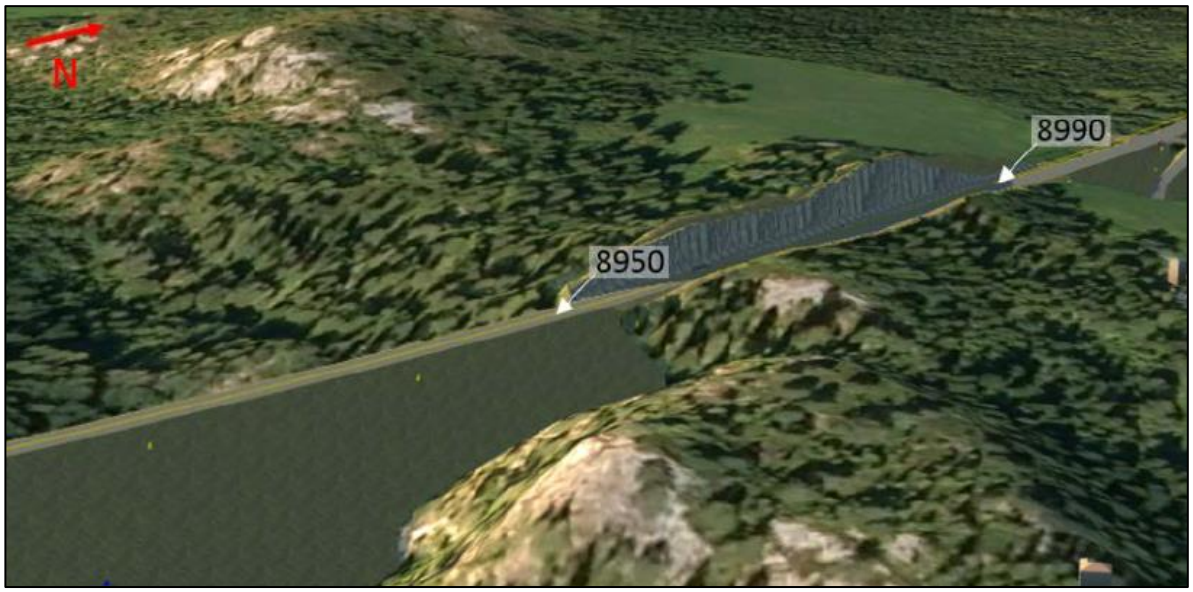
10.2 PROSJEKTERT UTFORMING

Varierende kurvatur og topografi vil medføre varierende skjæringshøyder langs vegstrekningen. Lokalitet 1 har stigende terreng på høyre side, og fall på venstre side. Resterende skjæringer ligger i terreng med stigning på venstre side og fall på høyre side. Prosjektert skjæringshelning er i utgangspunktet etter normalen i håndbok N200 på 10:1, med unntak av høyre side på lokalitet 5 hvor helningsvinkelen er lagt til 1:1,5 og lokalitet 6 med helningsvinkel 1:2. Skjæringshøyder over 12 m er prosjektert med hylle. Lokalitet 1, 3 og 5 skal utformes med fjellhylle. Lokalitet 1 er prosjektert med fjellhylle på begge sider, mens det på lokalitet 3 og 5 skal bygges hylle på venstre side. Lokalitet 3 og 5 skal ha fjellhylle kun på venstre side ettersom høyre side er utformet med helning på 1:1,5. Bredden på hyllene er satt til 6 m. Hyllene på lokalitet 1 skal brukes som landbruksveg, derfor er bredden der økt til 8 m. Som anbefalt i håndbok N200, skal tilbakefyllingsgrøfter etableres på lokalitetene. Grøftene er prosjektert med omtrent 5 m avstand fra skjæringsfot til vegkant (Andersen, 2017). Grøftenes helningsgrad eller høyde på tilbakefylling er ikke oppgitt, men det antas at utformingen følger kravene for tilbakefyllingsgrøft i håndbok N200 og N101. Minstekravet på grøftebredde for tilbakefyllingsgrøfter er på 3,2 m, gitt at helningsgraden på jordvollen er 1:1,5, og 5,2 m ved 1:2 helningsgrad (Statens vegvesen, 2014d). Lokalitetenes prosjekterte utforming er vist i figur 10.3 – figur 10.6.

Figur 10.3: Lokalitet 1 inn mot påhuggsflaten til Strømnestunnelen. Stigende profilnr. er inn i tunnelen (Andersen, 2017).

Figur 10.4: Lokalitet 3 inn mot påhuggsflaten til Holmviktunnelen. Stigende profilnr. er inn i tunnelen (Andersen, 2017).

Figur 10.5: Lokalitet 5 på Nergård-Elda, med bro ført over skjæringen ved profilnr. 8550 (Andersen, 2017).



Figur 10.6: Lokalitet 6 ved Osmarka (Andersen, 2017).

Skjæringshøyde, helningsvinkel, behovet for fjellhylle, grøftetype, grøftebredde og sikring vil i dette kapittelet vurderes ut fra sprekkesettenes orientering og karakter på hver lokalitet. Sikring vil vurderes ut fra totalstabilitet, da det ikke er detaljer om potensielle detaljustabiliteter. Hver lokalitet beskrives nedenfor, men en felles vurdering av grøft til slutt.

10.3 LOKALITET 1

Det skal etableres hylle på lokaliteten, da det er planlagt en landbruksveg på hyllen. Mulige endringer på lokaliteten er begrenset til skjæringens helning og skjæringshøyde over og under hyllen. Lokalitetens største utfordring er å opprettholde skjæringsstabiliteten når F har strøk ± 20° i forhold til skjæringens strøk, og kan medføre plane utglidninger i høyre skjæringsvegg. I kombinasjon med sprekkesettene A og D kan foliasjonen danne kiler, i tillegg til at A og D danner kiler av mindre volum i høyre skjæringsvegg. A er et mindre fremtredende sprekkesett på lokaliteten. Venstre skjæringsvegg vil ha gunstigere stabilitet, da foliasjonens fall er orientert inn i skjæringen. Fallet inn i venstre skjæring muliggjør imidlertid utvelting som utrasningsmekanisme. Foliasjonens JCS-verdi tilsvarer bergartens meget sterke UCS-verdi (100-250 MPa) og sprekkeflatene er foldet og ru (Andersen, 2017; Ødegaard, 2017). Skjærbevegelser på sprekkeplanene utelukkes, og utvelting anses ikke som en utrasningsmekanisme. I den ingeniørgeologiske rapporten er kiler av betydelig størrelse tolket som lite sannsynlig i venstre skjæringsvegg. En svakhetssone er beskrevet på lokaliteten, med orientering lik F. Sonen krysser forskjæringen på høyre side. Plane utglidninger kan forekomme langs svakhetssonen (Andersen, 2017).

10.3.1 EGNE OBSERVASJONER

Under befaring 20. november 2017 var deler av lokalitet 1 allerede bygget, se figur 10.7. Foliasjonen var den dominerende strukturen i høyre skjæringsvegg, med steilt fall. Videre analyser og vurderinger vil derfor belage seg på foliasjonens maksimumsfall, 70° mot sørøst.

Figur 10.7: Oversiktsbilde av lokalitet 1, med stigende pelnr. innover i bildet. Høyre skjæring er på høyre side og venstre skjæring på venstre side. Foto: Mari Thu Randulff.

Forbolter ble observert i deler av høyre side, se figur 10.8. Forboltene ble installert for å hindre utglidninger langs F, slik at skjæringshelningen holdes til 10:1. Det var ikke installert forbolter lengst øst i skjæringen, som har resultert i mindre plane utglidninger langs F og en helningsvinkel omtrent parallelt med F. Fordi landbruksvegen kommer inn på hyllen først etter 30 m med skjæring, kan det tillates utglidninger lengst øst i høyre skjæringsvegg. Utrasninger de første 30 m vil ikke påvirke landbruksvegen, og en skjæringsvinkel parallelt F kan dermed aksepteres.

Figur 10.8: Forbolting på høyre side, omtrent 70 m før påhuggsflate. Foto: Mari Thu Randulff.

En svakhetssone med oppknust berg ble sett i både høyre og venstre skjæringsvegg, figur 10.9. Sonen så ikke ut til å skape stabilitetsproblemer, og begge skjæringsveggene kan utformes som beskrevet under uten ekstra sikring.

Figur 10.9: Svakhetssone med tett oppsprukket berg i nederste, venstre skjæringsvegg. Foto: Mari Thu Randulff.

10.3.2 VURDERING AV SKJÆRINGSHØYDE OG FJELLHYLLE

Nedre skjæringshøyde er prosjektert med 11-17 m. Landbruksvegen skal føres over tunnelportalen, som låser skjæringshøyden til minimum 17 m inne ved påhugget. Det er ønskelig å bore til enden av hver borstang på 3,6 m, for å øke effektiv og lønnsom boring. En nedre skjæringshøyde på 18 m gir derfor en mer økonomisk boring. Skjæringshøyden skal tas ut i to paller, se vedlegg C-2 (Ødegaard, 2017). Det er utført en numerisk analyse i RocPlane 3.0 for å avdekke hvordan forholdet mellom de stabiliserende og drivende kreftene, FS, endres med økt skjæringshøyde. Skjæringen har vertikal helning. Resultatene er presentert i tabell 10.3 for minimum og maksimums fall på foliasjonen.

Tabell 10.3: Endring i kilevolum og sikkerhetsfaktor for økende skjæringshøyde, fra 17-18 m.

	Skjæringshøyde 17 m		**Skjæringshøyde 18 m**	
Kilevolum [m³/m]	53		59	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %
FS	0,68	0,00	0,67	0,00

Tabellen viser marginal endring i sikkerhetsfaktor. Følgelig vil en 18 m høy skjæring ha samme stabilitet som en 17 m høy skjæring. Sikkerhetsfaktoren representerer det verste tilfellet med maksvolum på kilen. Hvordan vanntrykket virker på stabiliteten er beskrevet i kapittel 2. På grunnlag av den numeriske analysen, anbefales det å øke den nederste skjæringshøyden til 18 m for å effektivisere og øke lønnsomheten på boringen. En økning i nedre skjæringshøyde vil medføre en reduksjon i makshøyde på øvre skjæringsvegg, fra 13 m til 12 m. Ettersom den nedre skjæringen kan bygges med 18 m vil også den øvre skjæring stå stabilt ved 12 m. Etablering av enda en fjellhylle vil ikke være nødvendig, da den øvre skjæringen bare overstiger optimal pallhøyde med 1 m. Kostnadene for å etablere enda en fjellhylle vil være betydelig høyere enn å bore 1 m lengre enn optimal pallhøyde.

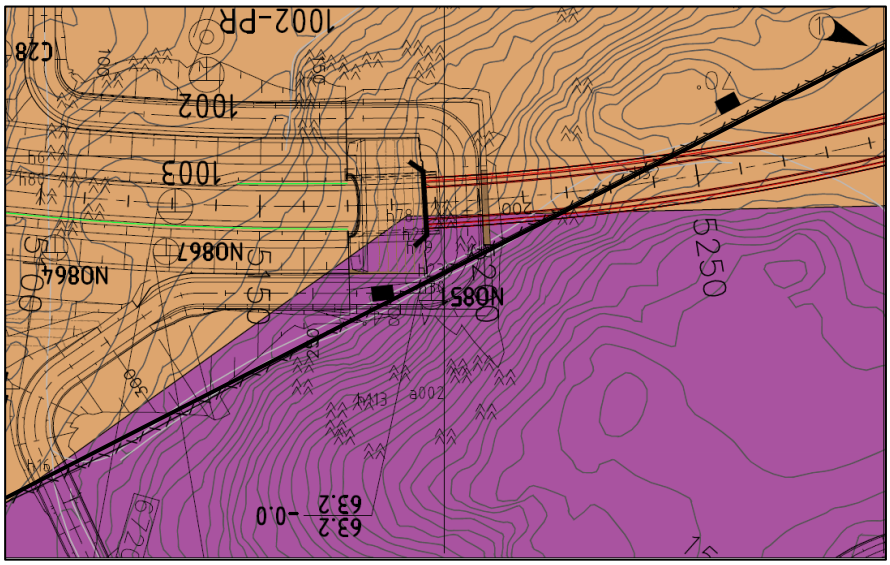
Hyllebredden på 8 m oppfyller kravene til nødvendig arbeidsbredde for vedlikehold på 5 m, inkludert bakbrytning. Utregning av anbefalt hyllebredde etter Ritchie sitt videreutviklet kriteria gir hyllebredde som stopper nedfall, etter ligning (23) nedenfor. Hyllebredden må korrigeres for bakbrytning. I kapittel 7 oppgis det at 1 m bakbrytning må inkluderes i en bergmasse av god kvalitet, som sprenges ut forsiktig. Det skal benyttes sømboring for utførelse av endelig skjæringsvegg (Andersen, 2017), og en margin for avspent berg på 1 m vil derfor være tilstrekkelig. Utregning av korrigert hyllebredde gis i ligning (24).

$$Hyllebredde\ (m) = 4{,}5 + 0{,}2\ \times 12\ m = 6{,}9\ m \tag{23}$$

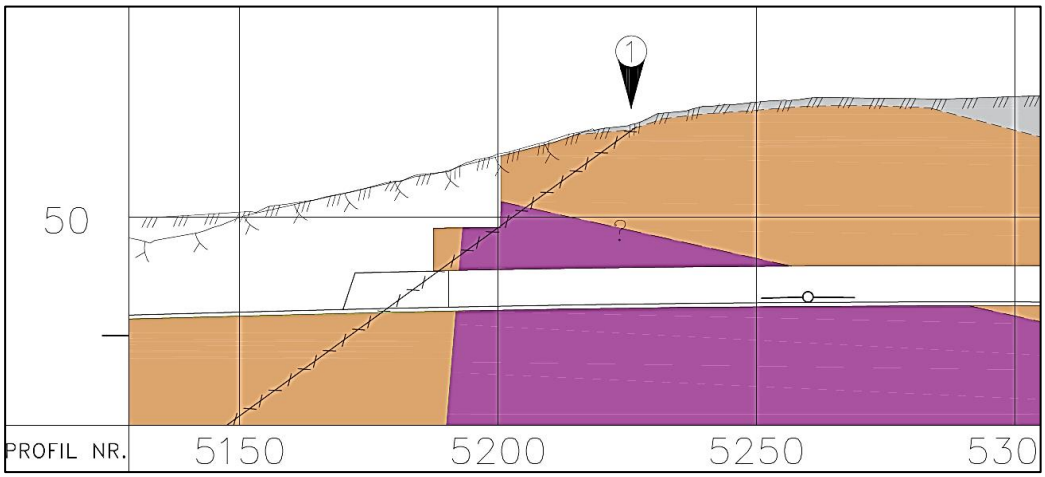
$$Hyllebredde = 6{,}9\ m + 1\ m = 7{,}9\ m \tag{24}$$

Prosjektert hyllebredde på 8 m er tilstrekkelig for å samle opp nedfall fra skjæringen over hyllen. Det betyr at den øvre skjæringen kan fungere som oppsamlingshylle og egentlig ikke må sikres. For at landbruksvegen ovenfor skal kunne brukes, kan det likevel ikke tiltattes nedfall som reduserer vegens sikkerhet.

Svakhetssonen som krysser høyre forskjæring er utfordrende ettersom sonen trolig krysser den øvre skjæringsfoten, og er utholdende nedover i bergmassen. I området hvor sonen går nedover i bergmassen skal hyllen bygges over påhugget. Bakbrytning i skjæringsveggen og skjærings-sålen kan resultere i plane utglidninger langs hele hyllebredden. Avhengig av sonens nøyaktige plassering i bergmassen, kan det i verste tilfelle resultere i at hele hyllen glir ut. Utglidninger vil forhindre at hyllen kan brukes som landbruksveg. Sonenes ugunstige orientering forutsetter at det under sprengning tas forhåndsregler for å unngå bakbrytning og utglidninger. Nødvendig sikring i sonen er beskrevet i delkapittel 10.3.4. Sonenes plassering i terrenget og i profil er vist i figur 10.10 og figur 10.11.



Figur 10.10: Påhugg til Strømnestunnelen, sett med økende profilnummer til høyre i figuren. Svart, tykk linje indikerer svakhetssonen (Ødegaard, 2017).



Figur 10.11: Svakhetssonens orientering i forskjæring sett i profil (Ødegaard, 2017).

10.3.3 VURDERING AV SKJÆRINGSHELNING

Høyre side

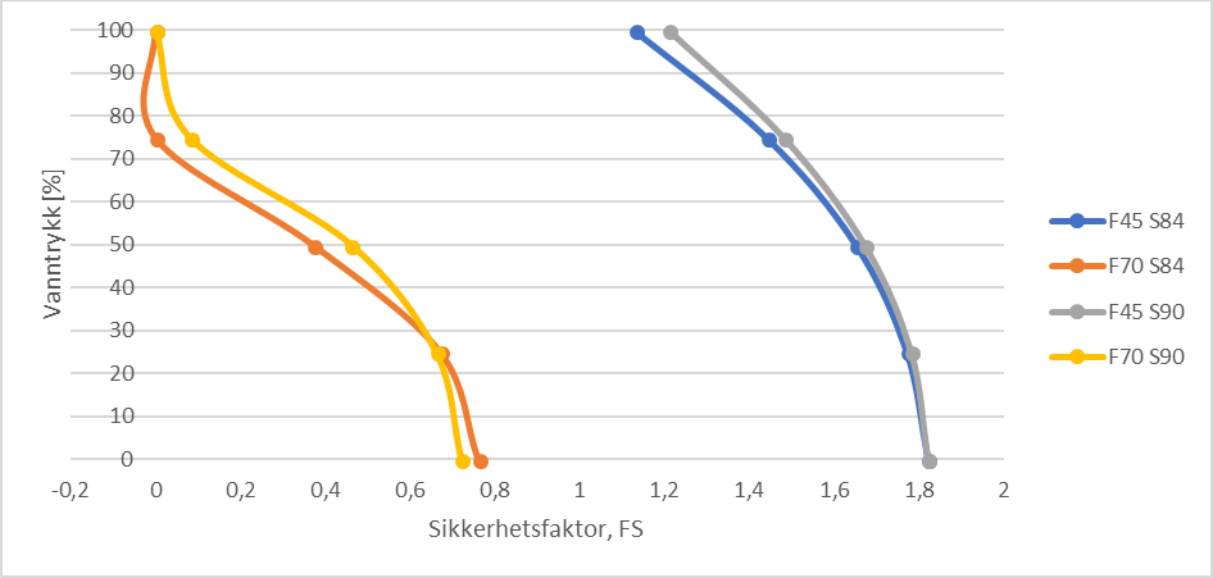
I kapittel 6 blir det gjort klart at diskontinuiteter som kan medføre plane utglidninger bør følges som skjæringshelning. Skjæringshelningen vurderes derfor hovedsakelig etter F, ikke andre potensielle kiler. Landbruksvegen på hyllen krever at hyllebredden holdes intakt på 8 m, som begrenser helningen til ≥ prosjektert helning på 10:1. Numerisk analyse utført i RocPlane 3.0 for helning 10:1 og vertikal skjæring gir sikkerhetsfaktor presentert i tabell 10.4. Skjæringshøyden er satt til 18 m, tilsvarende anbefalt makshøyden for nedre skjæring, og F med fall 70° er brukt.

Tabell 10.4:Endring i sikkerhetsfaktor og kilevolum ved skjæringshelning 84° og 90°.

	Skjæringshelning 84°		**Skjæringshelning 90°**	
Kilevolum [m^3]	42		59	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %
FS	0,71	0,00	0,68	0,00

Sikkerhetsfaktoren reduseres lite med økende skjæringshelning og er ustabil uansett skjæringshelning og vanntrykk. En endring i kilevolum kan også endre kiledybden inn i bergmassen. Kiledybden øker fra 4,7 m ved 10:1 helning, til 6,6 m ved vertikal helning. Illustrasjoner er vist i vedlegg C-3.

En følsomhetsanalyse er gjort for å se på forholdet mellom vanntrykk og sikkerhetsfaktoren. Analysen tar for seg F med minimums- og maksimumsfall 45° og 70°, og skjæringshelningen (S) 84° og 90°, se figur 10.12.



Figur 10.12: Forholdet mellom vanntrykk og FS for varierende foliasjonsfall (F) og skjæringshelning (S).

Fra diagrammet kan man se at økende vanntrykk vil redusere FS. Reduksjonen i sikkerhets-faktoren er noe lavere for F med fall 70° enn 45°. Skjæringer med helning 10:1 får lavest stabilitet ved 100 % vanntrykk tilstede. Dette har sammenheng med en større normalkraft som virker på glideplanet for en vertikal skjæring, grunnet et tyngre rasvolum. Påvirkningen vanntrykk har på stabiliteten indikerer hvor viktig det er å ha kontroll over vann på skjæringer. Det er ikke registrert vann eller bekker på lokaliteten, og 100 %vanntrykk er lite sannsynlig.

Volumestimeringer, som vist i vedlegg C-4, indikerer 1853 m^3 masser som må tas ut ved etablering av 10:1 helningsvinkel i stedet for vertikal skjæringsvegg på høyre side. Kostnadene for berguttak øker med omtrent 193 000 kr. Ettersom skjæringen uansett må sikres og dreneres for å få opp stabiliteten, kan vertikal skjæringshelning bygges. Utformingen er rimeligere, og gir liten forskjell i kilestabilitet.

Venstre side

I venstre side er sprekkesettene gunstig orientert inn i skjæringen. En 10:1 helningsvinkel vil øke kostnadene knyttet til berguttak med 197 000 kr, da 1891 m^3 ekstra masser må fjernes ved 10:1 helning. På grunn av F sin gunstige orientering, og lavere kostnader ved vertikal skjæring, anbefales det at venstre side etableres med vertikal skjæringshelningen.

10.3.4 ANBEFALT SIKRING

Foruten om at det må utføres forsiktig sprengning rundt svakhetssonen som finnes i høyre forskjæring, må det før sprengning installeres forbolter ved sonen. Forboltene har en lengdebegrensning ved installasjon vinkelrett ned i bergmassen, da de ikke kan være så lange at de går ned i tunneltraséen til Strømnestunnelen. Avhengig av svakhetssonens karakter, kan sonen enten stå usikret, eller sikres med 80 mm sprøytebetong for å motstå last og skjær-bevegelser i sonen.

For å sikre at skjæringens helning på høyre side holdes vertikal, bør forbolter installeres før sprengning. Ettersom det ikke er registrert overflatevann på lokaliteten kan dreneringshull være tilstrekkelig nok til å få kontroll over vannet. Mengden vannsig fra bergmassen må vurderes etter uttak av skjæringen med tanke på issikringsnett. I vedlegg C-5 er det vist hvordan systematisk bolting og redusert vanntrykk endrer FS i høyre side til 1,24. Fullt innstøpte bolter installeres med c/c på 2 m i 5 rader. Det er først etter avdekking av endelig skjæringsvegg at behovet for systematisk bolting langs hele skjæringslengden kommer frem. Spredt bolting kan i enkelte partier være tilstrekkelig.

I venstre skjæringsvegg vil behovet for sikring ikke være like omfattende som på høyre side. Trolig vil spredt bolting på enkeltblokker være tilstrekkelig. Det antas at sikringen av de nedre skjæringene må være mer omfattende, ettersom det er en fylkesvei som går langs skjæringene. Behovet for like streng sikring i de øvre skjæringene er derfor ikke like stor.

10.4 LOKALITET 3

Foliasjonen er det mest markerte sprekkesettet på lokaliteten. F med fall mot SØ kan i kombinasjon med sprekkesett A og sprekkesett A2 danne kiler (Andersen, 2017).

10.4.1 VURDERING AV SKJÆRINGSHØYDE OG FJELLHYLLE

Hylle er prosjektert på venstre side, med en nedre skjæringshøyde på 11 m og øvre skjærings-høyde på maks 15 m. Makshøyde på lokaliteten er 26 m innerst ved påhuggsflaten. Det er også her øvre skjæring når makshøyden på 15 m. For å vurdere lokaliteten uten hylle, utføres en numerisk analyse i SWedge 6.0 med varierende høyde. Ettersom 26 m full skjæringshøyde og 15 m makshøyde i øvre skjæring ikke er representativ for selve vegskjæringen, men heller for

forskjæringen, vurderes 19 m og 11 m som makshøyder. 19 m representerer makshøyden omtrent etter halve skjæringslengen. Mulige kilekombinasjoner er mellom F som har strøk og fall N058Ø/48°SØ, A med gjennomsnitt strøk og fall N155Ø/80°S og A2 med gjennomsnitt strøk og fall N143Ø/90°Ø. Skjæringen har strøk og fall N010Ø/90°Ø. Terrenget ovenfor registreres som flatt, da en annen veg skal bygges noe ovenfor lokaliteten. Forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter er vist i tabell 10.5.

Tabell 10.5:Endring i kilevolum og sikkerhetsfaktor som følge av økende skjæringshøyde, fra 11 til 19 m.

	Skjæringshøyde 11 m				**Skjæringshøyde 19 m**			
	F & A		**F & A2**		**F & A**		**F & A2**	
Kilevolum [m^3]	15		100		78		100	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %	0 %	100 %	0 %	100 %
FS	1,63	0,00	1,57	0,90	1,51	0,00	1,57	0,90

En endring i skjæringshøyde vil påvirke kilestabiliteten mellom F og A, men ikke kilen mellom F og A2. Ingen av kilekombinasjonene er stabile ved 100 % vanntrykk. Kilestabiliteten ved 100 % vanntrykk indikerer at det er svært viktig å ha kontroll over vannet på lokaliteten, som vist i følsomhetsanalysen på lokalitet 1. Hvilke tiltak som bør etableres for å øke kontrollen over vann er beskrevet i delkapittel 10.4.3.

Forskjell i kostnader knyttet til berguttak og sikring på lokaliteten estimerer at det blir 247 000 kr dyrere å etablere hylle på lokaliteten enn å la skjæringen stå i en full skjæringshøyde. Sikringskostnadene både med og uten hylle inkluderer 20 % sprøytebetong i 80 mm. Kostnadene knyttet til bolting tar utgangspunkt i systematisk bolting av 4 m lange bolter, med c/c på 2 m. Skjæringen uten hylle har 100 % bolting i nedre pall, og 20 % bolting i øvre pall. Skjæringen uten hylle sikres med 100 % bolting. Utregningene er vist i vedlegg D-2. Basert på kostnadsforskjellen med og uten hylle, liten endring i sikkerhetsfaktor ved 0 % vanntrykk, og forutsetning om at det bygges drenerende tiltak, anbefales det at én full skjæringslengde etableres i stedet for hylle.

10.4.2 VURDERING AV SKJÆRINGSHELNING

I en bergmasse hvor man kan forvente kileutglidninger, er det ønskelig med en skjæringshelning mellom 70-90°, slik at nedfallene beveges i fritt fall og utløpslengden reduseres. Det er utført en stabilitetsanalyse i SWedge 6.0 med sprekkesettenes gjennomsnittsorienteringer for å se på forskjellene i sikkerhetsfaktor for en skjæringshelning etter normalen på 10:1 og vertikal skjæring. Skjæringshøyden er satt til 19 m, som anbefalt i stedet for etablering av fjellhylle. Resultatene vises i tabell 10.6.

Tabell 10.6:Endring i kilevolum og sikkerhetsfaktor ved skjæringshelning 84° og 90°.

	F & A				**F & A2**			
Helningsvinkel	**84°**		**90°**		**84°**		**90°**	
Kilevolum [m^3]	12		78		119		100	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %	0 %	100 %	0 %	100 %
FS	1,73	0,00	1,51	0,00	1,57	0,79	1,57	0,90

Resultatene viser en noe lavere stabilitet for de teoretiske kilekombinasjonene mellom F og A ved 0 % vanntrykk. Stabiliteten til kilen mellom F og A2 reduseres kun ved 100 % vanntrykk. Det antas at vanntrykket på sprekkesettene følger samme trend som vist i følsomhetsanalysen for lokalitet 1. Også i denne analysen kommer det frem at det er svært viktig å ha kontroll over vannet på lokaliteten.

Et volumanslag, som vist i vedlegg D-3, antyder at det blir 56 000 kr dyrere å ta ut 10:1 helning enn en vertikal skjæringshelning. På grunnlag av analysen som viser ubetydelig endring i sikkerhetsfaktoren ved 0 % vanntrykk, en forutsetning om dreneringstiltak og derav lavere maksimalt vanntrykk, anbefales det vertikal helningsvinkel på lokaliteten. Utformingen vil også redusere kostnadene på berguttak.

10.4.3 ANBEFALT SIKRING

Vanntrykk er det mest destabiliserende skjæringen kan bli utsatt for, ikke en økning i skjæringshøyde eller helningsvinkel. I den ingeniørgeologiske rapporten oppgis det at mye vannsig er observert fra terrenget ovenfor under befaring, men at mengden vann ikke anses å skape problemer i anleggsfasen. En terrenggrøft kan være et alternativ for å lede overflatevannet bort fra skjæringen. Eventuelt kan overflatevannet ledes ned skjæringen med en nedførings-

renne. Disse typene dreneringstiltak vil imidlertid ikke forhindre vannsig av grunnvann i bergmassen. Ved mye grunnvann kan dreneringshull bli nødvendig, og i enkelte partier issikringsnett. Dette må imidlertid avgjøres etter endt sprengning. Systematisk bolting ble inkludert under vurderingen av behov for fjellhylle på lokaliteten, men bergmassen kan være av så god kvalitet at spredt bolting vil være tilstrekkelig. Vurdering av spredt eller systematisk bolting må gjøres etter endelig skjæringsvegg er avdekket. Spredt bolting i enkelte, ustabile partier må inkluderes uansett.

10.5 LOKALITET 5

På lokaliteten er foliasjonen den mest markerte strukturen, og det mest dominerende sprekkesettet. F sin orientering muliggjør plane utglidninger i venstre side, og kan i kombinasjon med sprekkesett A og B danne kiler. Helningen på høyre side er satt til 1:1,5 i omtrent 405 m, før helningsvinkelen endres til 10:1 de siste 85 m fordi en bro skal føres over bergskjæringen. På venstre side er helningen etter normalen på 10:1. I den ingeniørgeologiske rapporten oppgis plane utglidninger langs sprekkesett B som en utrasningsmekanisme i partiet hvor helningen tilsvarer 10:1 på høyre side (Andersen, 2017).

10.5.1 EGNE OBSERVASJONER

Under befaring 20. november 2017 var lokalitet 5 påbegynt bygging. I venstre skjæringsvegg ble foliasjonen observert som den dominerende strukturen. F ble ikke observert med foldninger, og hadde ved måling et fall på 40-55° mot sørøst. Plane utglidninger hadde forekommet langs foliasjonen. På grunnlag av de observerte forholdene vil det fokuseres på F med fall på 40-55° mot sørøst, ettersom dette fallet anses som det mest representative. Figur 10.13 viser øvre skjæring i venstre side, i partiet hvor det skal bygges fjellhylle.

Figur 10.13: Lokalitet 5 sett mot venstre skjæringsvegg. Foto: Mari Thu Randulff.

10.5.2 VURDERING AV SKJÆRINGSHØYDE OG FJELLHYLLE

Høyre side

Maks skjæringshøyde på høyre side er ikke oppgitt i den ingeniørgeologiske rapporten, men skjæringshøyden overstiger 10 m. Høyden er likevel lavere enn venstre skjæringsvegg på grunn av fallet i terrenget ovenfor, som har makshøyde 19 m (Andersen, 2017). Sprekkesett B er orientert slik at det kan forekomme plane utglidninger i partiet hvor helningsvinkelen er 10:1, men ikke ved helning 1:1,5. Det steile fallet på sprekkesettet vil ikke underkuttes ved skjæringshelningen 1:1,5 og høyre skjæringsvegg kan stå stabilt med skjæringshøyde > 10 m. Ved helning 10:1 overstiger ikke høyden 10 m. Det er derfor ikke behov for hylle.

Venstre side

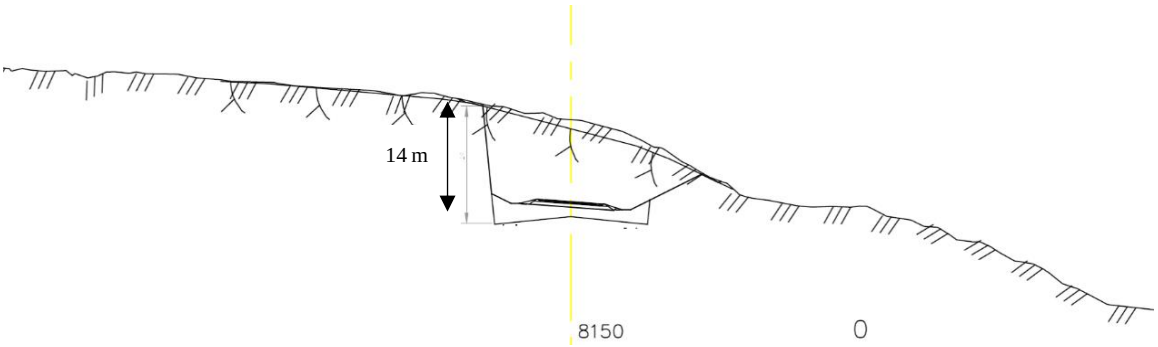
På venstre side er skjæringen prosjektert med maks nedre skjæringshøyde på 14 m. Broen som skal føres over skjæringen er ikke langs hyllepartiet. For å vurdere behovet for hylle, må stabiliteten ved en full skjæringshøyde på 19 m vurderes. Ettersom skjæringen er utsatt for plane utglidninger langs F, utføres det en numerisk analyse i RocPlane 3.0 for skjæringshøyde 14 m og 19 m. Fallet settes til 55° som observert under befaring. Helningen settes vertikalt, og terrenget ovenfor settes flatt, som vist i figur 10.13. (Andersen, 2017). Resultatene er presentert i tabell 10.7.

Tabell 10.7:Endring i sikkerhetsfaktor og kilevolum for skjæringshøyde 14 og 19 m.

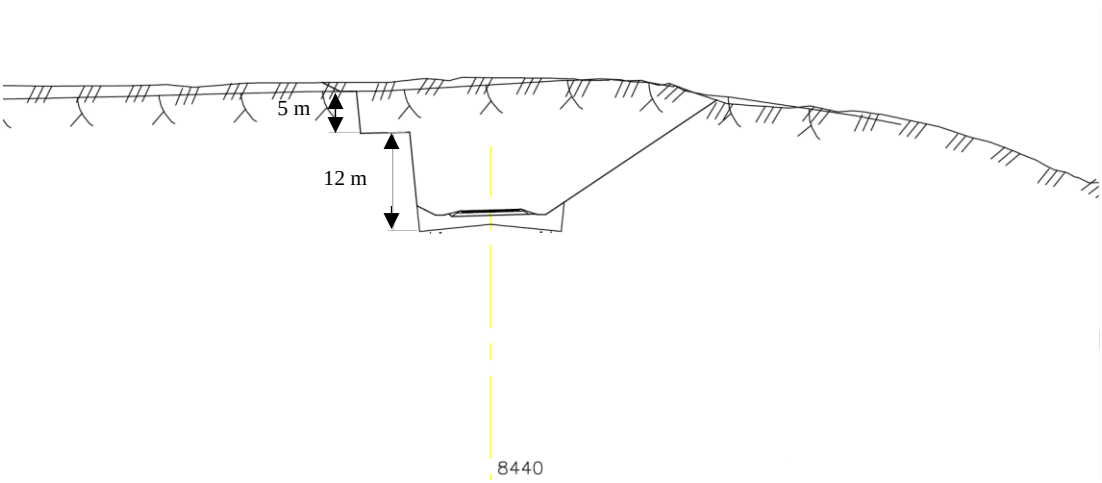
	Skjæringshøyde 14 m		**Skjæringshøyde 19 m**	
Kilevolum [m³/m]	15		126	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %
FS	1,33	0,63	1,28	0,61

Resultatene viser en stor endring i kilevolum. Kilene er stabile ved 0 % vanntrykk, og ustabile ved 100 % vanntrykk. Det antas at FS endres med vanntrykk som vist i følsomhetsanalysen for lokalitet 1. Vannkontroll vil derfor være viktig i skjæringen. Økningen i kilevolum øker også maks kiledybde, fra 9,8 m til 13,3 m. Dette er vist i vedlegg E-2.

Beregninger av kostnader knyttet til berguttak og sikring med og uten hylle, viser at det er 284 000 kr dyrere å etablere skjæring med hylle, se vedlegg E-3. Sikringskostnadene med og uten hylle inkluderer 20 % sprøytebetong i 80 mm. Systematisk bolting med 4 m lange bolter med c/c på 2 m er inkludert i kostnadene. Skjæringen uten hylle har 100 % bolting i nedre pall, og 20 % bolting i øvre pall. Skjæringen uten hylle sikres med 100 % bolting. Til tross for høyere kostnader knyttet til berguttak ved hylleutforming, anbefales det likevel å bygge hylle. Etablering av hylle vil redusere maksimalt kilevolum og kiledybde, som følgelig også reduserer boltelengden. Det besluttes imidlertid å beholde skjæringshøyden i nedre pall, da etablering av en 11 m skjæringshøyde, tilsvarende optimal pallhøyde, vil kreve ytterligere berguttak. Dette er vist i figur 10.14 og figur 10.15, hvor stigende profilnummer er innover langs vegen. Skjæringshøyde 11 m vil på grunn av topografien kreve at hyllen bygges tidligere i skjæringen.



Figur 10.14: Skjæringen i profil ved profilnr. 8150, med stigende profilnr. innover langs vegen (Andersen, 2017).



Figur 10.15: Skjæringen i profil ved profilnr. 8440, med stigende profilnr. innover langs vegen (Andersen, 2017).

Hyllen etableres for å redusere skjæringshøyden, samt kilevolumene. Hyllens funksjon er derfor ikke å stoppe nedfall. Anbefalt hyllebredde beregnes likevel etter Ritchie sitt videreutviklet kriteria, ligning (25). Det tas utgangspunkt i makshøyde på øvre pall, på 7 m.

$$Hyllebredde\ (m) = 4{,}5 + 0{,}2\ \times 7\ m = 5{,}9\ m \qquad (25)$$

Det anbefales en hyllebredde på 6 m dersom hyllen skal ha funksjon som oppsamlingssted. Verdien korrigeres så for bakbrutt berg, til minimum på 7 m. En margin for avspent berg på 1 m er som nevnt tidligere tilstrekkelig for bergmasser som sprenges forsiktig. Deler av endelig skjæringsvegg skal utføres med sømboring. 1 m bakbrytning vil derfor være dekkende i bergmassen. En hyllebredde på 7 m krever ikke sikring i øvre skjæring. 20 % bolting av skjæringsarealet er imidlertid inkludert i sikringskostnadene for hylle. En sammenligning av ekstra sikringskostnader med utvidet hyllebredde, fra 6 til 7 m, avslører at det blir 27 000 kr dyrere å ta ut 1 m ekstra berg langs hyllelengden. Det må påregnes noe sikring i enkelte, ustabile partier, og derfor noen sikringskostnader også ved 7 m hyllebredde. Hyllebredden på 6 m anses derfor som tilstrekkelig og rimeligere, gitt at øvre skjæring boltes med omtrent 20 % av skjæringsarealet.

10.5.3 VURDERING AV SKJÆRINGSHELNING

Høyre side av lokalitet 5 er prosjektert med helningsvinkel 1:1,5 av landskapsarkitektoniske hensyn. Skjæringsstabiliteten kan vurderes for helningsvinkel 10:1 eller vertikal skjæring, men vinklene vil medføre en betydelig estetisk forskjell. 10:1 eller vertikal skjæring er derfor ikke

aktuelle i delen av høyre skjæringsvegg med helning 1:1,5. På grunn av manglende høyde på høyre side kan det heller ikke utføres en stabilitetsanalyse langs delene av skjæringen med 10:1 helning. Det må ved sikring tas hensyn til plane utglidninger i dette partiet. Det utføres ingen stabilitetsvurdering av skjæringshelning på høyre side.

Mulig helningsvinkel på venstre side er begrenset til ≥ 84° på grunn av broen som føres over skjæringen. En analyse i RocPlane 3.0 gir sikkerhetsfaktoren for varierende skjæringshelning, for en 14 m høy skjæring. F er registrert med fall på 55°, og terreng ovenfor skjæringen flatt. Resultatene er presentert i tabell 10.8.

Tabell 10.8: Endring i kilevolum og sikkerhetsfaktor som følge av endret skjæringshelning, fra 84° til 90°.

	Skjæringshelning 84°		**Skjæringshelning 90°**	
Kilevolum [m³/m]	58		69	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %
FS	1,35	0,51	1,33	0,63

Vertikal skjæringshelning påvirker stabiliteten marginalt. FS reduseres med økende vanntrykk, som også er vist i følsomhetsanalysen for lokalitet 1. Vann vil være viktig å ha kontroll over i skjæringen. Kilevolumet øker noe ved vertikal skjæring, men dette medfører også en økning i normalkraft på sprekkeplanet. Følgelig, vil en vertikal skjæring ha en høyere sikkerhetsfaktor ved 100 % vanntrykk, enn det en 10:1 helning gir. Kiledybden endres fra 8,3 til 9,8 m.

En helningsvinkel lik 10:1 vil medføre 359 000 kr ekstra i kostnader for berguttak. Dette er vist i vedlegg E-4. Den lave forskjellen i stabilitet for de ulike helningsvinklene, samt kostnader å spare, ligger til grunnlag for at det anbefales å etablere vertikal skjæringsvegg.

10.5.4 ANBEFALT SIKRING

Det er registrert to bekker med tilsynelatende 5-10 l/s langs lokaliteten. Sikkerhetsfaktoren ved 100 % vanntrykk indikerer at det er svært viktig å få kontroll over vannet. Den ene bekken skal på venstre side ledes bort fra skjæringen, mens den andre skal ledes kontrollert ned skjæringen i nisje (Andersen, 2017). I perioder med stor vannføring må man likevel forvente at overflatevann kan drenere ned skjæringen. Ved mye vannsig fra bergmassen kan dreneringshull i tillegg være nødvendig. Issikringsnett må vurderes etter uttak av skjæringen, på grunnlag av

vannmengde som siger fra bergmassen. På høyre side er det ikke prosjektert noen dreneringstiltak. I partiet omkring broen, hvor helningsvinkelen er 10:1, bør dreneringshull vurderes ved mye vannsig.

For å opprettholde skjæringens kontur og helningsvinkel, bør forbolter installeres før sprengning på venstre side, og i høyre side i partiet med helning 10:1. Vedlegg E-5 viser hvordan systematisk bolting virker på stabiliteten i venstre skjæring. Bolting med c/c på 2 m kan øke sikkerhetsfaktoren til 1,82, gitt at det er installert dreneringstiltak som har redusert det maksimale vanntrykket. Systematisk bolting er trolig ikke nødvendig langs hele skjæringslengden, men heller i partiet med maksimal skjæringshøyde. Spredt bolting vil være tilstrekkelig i resterende skjæringsvegg, og i høyre side med helning 10:1.

10.6 LOKALITET 6

På grunn av helningsvinkelen på 1:2 på høyre side, er det ikke gjort noen vurderinger av potensielle utglidninger på høyre side i den ingeniørgeologiske rapporten. I venstre skjæringsvegg er det fare for kileutglidninger mellom F og sprekkesett A. F er også på denne lokaliteten det mest markerte sprekkesettet. Utvelting kan utvikles i høyre skjæringsvegg langs sprekkesett B. Sprekkesettets JCS-verdi tilsvarer bergartens UCS-verdi på antatt 100 MPa. Sprekkeflatene er foldet og ru. Skjærbevegelser på sprekkeplanene vil trolig ikke forekomme, og utvelting anses ikke som en utrasningsmekanisme.

10.6.1 VURDERING AV SKJÆRINGSHØYDE OG FJELLHYLLE

Makshøyden på skjæringen er 11 m på venstre side, og 7 m på høyre side. Høyden er lik eller under optimal pallhøyde, og trengs derfor ikke vurderes med hylle. Prosjektert skjæringshøyde anses som tilfredsstillende.

10.6.2 VURDERING AV SKJÆRINGSHELNING

Av landskapsarkitektoniske hensyn er høyre side av lokalitet 6 prosjektert med helning 1:2. Den estetiske forskjellen en helningsvinkel ≥ 10:1 medfører sammenlignet med 1:2 helning, er trolig så stor at en annen helningsvinkel ikke vil aksepteres. Skjæringshelning i høyre side er derfor ikke vurdert.

I SWedge 6.0 er det gjort en numerisk sanalyse med gjennomsnittsverdier av strøk og fall for F og A for venstre side av skjæringen. F har orientering N155Ø/50°SØ, og A har N125Ø/85°SV, i forhold til skjæringen med strøk og fall N175Ø/84-90°Ø. Analysen viser forskjell i FS for en 11 m høy skjæring, tilsvarende makshøyden. Verdiene er presentert i tabell 10.9.

Tabell 10.9: Endring i kilevolum og sikkerhetsfaktor som følge av endringer i helningsvinkel, fra 84° til 90°.

	F & A			
Helningsvinkel	**84°**		**90°**	
Kilevolum [m^3]	79		112	
Vanntrykk	0 %	100 %	0 %	100 %
FS	2,38	1,03	2,32	1,10

Endringen i stabilitet er liten for økt helningsvinkel. Kilene er stabile både ved 10:1 og vertikal skjæringsvegg, uansett vanntrykket. Ettersom det også kreves mer bergvolum å ta ut ved etablering av 10:1 helningsvinkel, anbefales det vertikal skjæringsvegg. Kilene forblir stabile, og det spares kostnader knyttet til berguttaket.

10.6.3 ANBEFALT SIKRING

Kilene er stable uansett vanntrykk på lokaliteten, og dreneringstiltak er derfor ikke nødvendig. Det er for øvrig ikke registrert vann på lokaliteten, men grunnvann i bergmassen kan gi noe vannsig i skjæringen. Issikringsnett må derfor vurderes etter uttak av skjæringen. Bolting av enkeltblokker må medregnes i enkelte partier.

10.7 GRØFT

På grunn av risikoen for utglidninger som beskrevet på hver lokalitet ovenfor, vil en fanggrøft være den sikreste grøftetypen. Etablering av fanggrøft vil også gi lavest forskjell i effektiv og total skjæringshøyde. Ifølge håndbok N200 er bredden på 5 m tilstrekkelig for fanggrøfter ved opptil 20 m høye skjæringer. Bredden på fanggrøften er for hver lokalitet vurdert etter prosjekterte skjæringshøyder, og sammenlignes med anbefalinger fra Ritchie (1963) og Pierson, Gullixson og Chassie (2001). Vurderingen tar utgangspunkt i maks skjæringshøyde på hver lokalitet. Det vil si, makshøyde i nedre eller øvre skjæring på de lokalitetene som skal etableres med hylle. Det tas forbehold om mindre avlesningsfeil/unøyaktige avlesninger ved bruk av Ritchie (1963) sitt diagram.

10.7.1 DIMENSJONERING AV GRØFTENE

Ifølge Ritchie (1963) sine anbefalinger av grøftebredde, vil 5 m være tilstrekkelig for lokalitet 6. Det anbefales opptil 1,10 m bredere grøft på de resterende lokalitetene, se vedlegg G. Grøftene skal samle opp nedfall uavhengig av om skjæringene sikres eller ikke. Fordi skjæringene på lokalitetene må sikres noe, vil en 5 m bred grøft være tilstrekkelig. I håndbok N200 anbefales det en grøftedybde på 0,7 m for nær vertikale skjæringer på 10-20 m. Sammenlignet med Ritchie (1963) sine anbefalinger, hvor dybden varierer mellom 1,25-1,40 m, er grøftedybden anslått av Statens vegvesen (2014c) for lav. Som et kompromiss rådes det at grøftedybden økes til 1 m.

10.8 OPPSUMMERING

Sammenligning av prosjekterte skjæringer med utforminger anbefalt i kapitlene 5-9 og analyser i RocPlane 3.0 og SWedge 6.9, har resultert i forslag til skjæringsutforming som fraviker de allerede prosjekterte skjæringsutformingene. På lokalitet 1 ble det anbefalt å øke den øvre skjæringshøyden fra 17 til 18 m, i tillegg til at vertikal skjæringshelning ble foreslått på begge sider. På lokalitet 3 ble behovet for hylle forkastet, og etablering av en full skjæringslengde ble foreslått. Skjæringshelningen kan settes vertikalt. På lokalitet 5 ble det ikke gjort vurderinger av stabilitet i høyre skjæringsvegg, da helningsvinkelen 1:1,5 ble oppfattet som låst. I venstre skjæringsvegg ble det derimot besluttet at det var behov for hylle, ettersom en hylle ville redusere potensiell skjæringshøyde og derfor også kilevolum. Skjæringshelningen ble anbefalt å bygges vertikalt. På lokalitet 6 ble skjæringshøyde ikke vurdert, da lokaliteten hadde høyde lavere enn optimal pallhøyde. Høyre side av lokaliteten var låst med 1:2 helningsvinkel. I venstre skjæringsvegg ble det foreslått å bygge vertikal helning i stedet for 10:1.

Grøftetypen ble vurdert som ugunstig for oppsamling av nedfall. Det ble foreslått å endre grøftetypen til fanggrøft. Ettersom det må sikres noe på skjæringene, ble 5 m besluttet at var tilstrekkelig grøftebredde, men at grøftedybden bør økes til 1 m. Vurdering av sikring bør gjøres etter sprengning av skjæringen, slik at behovet for sikring kan vurderes ut fra den endelige skjæringsveggen.

Utformingene tar ikke hensyn til iskjøving, men foreslåtte sikringstiltak gjør. Iskjøving kan forventes i partier med mye vann, som lokalitet 3 og 5. På lokalitet 3 er det forslått terrenggrøft eller nedføringsrenne, mens det på lokalitet 5 allerede er prosjektert. Eventuelt vannsig i

skjæringene kommer da fra bergmassen. Issikringsnett er foreslått i partier med mye vannføring. Dette vil imidlertid først bli observert etter avdekking av endelig skjæringsvegg.

11 DISKUSJON

Skjæringshøyde, skjæringshelning og fjellhylle er vurdert etter prinsipper i dagbruddindustrien, anleggstekniske begrensninger og ingeniørgeologiske forhold. Fokus og formål for skjæringer i dagbrudd og vegskjæringer er ulike. Dagbruddindustrien har et større fokus på lønnsomhet og aksepterer en lavere sikkerhet i skjæringene. En vegskjæring bygges med formålet å gi plass til en veg, og av trafikanters sikkerhet kreves det en høyere sikkerhet. Med ulike byggeformål har skjæringer i dagbrudd og vegskjæringer likevel mange av de samme prinsippene for utforming og bygging. Prinsipper fra dagbruddindustrien kan derfor brukes til sammenligning med vegskjæringer, ettersom denne industrien har opparbeidet seg god kompetanse og kunnskap for utforming av skjæringer.

11.1 SKJÆRINGSHØYDE

Effektiv og lønnsom boring er viktig i dagbruddindustrien, men det er usikkert hvor avgjørende boring til enden av hver borstang under bygging av vegskjæringer er. En pallhøyde på 10 m vil resultere i en mindre effektiv og lønnsom boring, ettersom det ikke bores til enden av avsluttende borstang. Ved boring av 12 m må det påbegynnes boring på enda en borstang. Trolig er 12 m den minst effektive pallhøyden i forhold til pallhøyder på 10 m og 11 m. På grunn av et lavere fokus på lønnsomhet under bygging av vegskjæringer, knyttes det usikkert til viktigheten om å skille optimal pallhøyde på 10 m, 11 m, eller 12 m, eller om det er akseptabelt å si at en pallhøyde bør ligge mellom 10-12 m. Derfor er også den viktigste anleggstekniske begrensningen for skjæringshøyde borehullsavvik. Sammenhengen mellom borehullslengde, borehullsavvik og geologi, gjør det mulig å forutse hvordan avbøyningsavviket vil være i gitte bergmasser. Basert på dette, kan man forberede boringen til en forventet mengde borehullsavvik.

I Norge er de fleste bergarter harde (Domaas og Grimstad, 2014). Ved vurdering av skjæringshøyde bør det derfor være et større fokus på diskontinuitetene tilstede i bergmassen, heller enn bergartsstyrken. Skjæringshøydens begrensning er nettopp diskontinuitetene, som rashendelsene i Løsberga er eksempler på. I henhold til håndbok N200 finnes det ingen begrensninger til skjæringshøyde, men skjæringer > 10 m er tildelt geoteknisk kategori 3. Dersom inndelingen av skjæringshøyder til de geotekniske kategoriene har grunnlag i

rashendelsene i Løsberga, ligger det en antagelse i at kilevolumet vil øke med stigende skjæringshøyde. Kilevolumet defineres imidlertid av sprekkenes avstand og utholdenhet, og en økning i kilevolum er kun realistisk om sprekkesettet er utholdende til overflaten.

11.2 SKJÆRINGSHELNING

Det er diskutert fordeler og ulemper med flere helningsvinkler. Håndbok N200 fraråder etablering av vertikal skjæringsvegg, selv om det ikke gis noen forklaring på hvorfor helning 10:1 er ønskelig. Basert på funnene i kapittel 6, er det marginal forskjell i skjæringsstabilitet mellom en 10:1 og vertikal skjæringshelning. Det er imidlertid større økonomiske forskjeller, avhengig av sikringsbehovet. Vertikal skjæring bør ifølge håndbok N200 ikke etableres av estetiske grunner. Derfor er antageligvis normalen på 10:1 fastsatt etter estetiske hensyn, ikke nødvendigvis skjæringsstabilitet.

Det er knyttet noe usikkerhet til å trekke paralleller mellom borevinkel etter bergmasse-strukturer og sprengning av endelig skjæringsvegg. Metodene for boring og sprengning av pall er annerledes enn metodene for utførelse av endelig skjæringsvegg. Det er i oppgaven likevel trukket paralleller i forhold til bakbrytning. Boring parallelt strukturer i bergmassen er å jobbe med naturen, mens boring hvor strukturene kuttes er å jobbe imot naturen. For stabilitetens vil det som regel alltid lønne seg å jobbe med naturen.

Utvelting er et lite diskutert emne i oppgaven, da det er noe begrenset med litteratur om utglidningstypen og hvordan skjæringer bør utformes for å optimalisere stabiliteten. Det er derfor knyttet noe usikkerhet til optimal helningsvinkel i en bergmasse med potensiale for utvelting. Anbefalt skjæringshelning er gitt etter et eksempel av Wyllie og Mah (2004) fra dagbruddindustrien. Sprekkesett med fall inn i skjæringen, men uten potensiale for å velte ut, vil trolig virke positivt på skjæringsstabiliteten. Dette er en antagelse basert på at sprekke-orientering med fall ut i skjæringen vil virke mer destabiliserende.

Anbefalingen om å holde en konstant helning langs hele skjæringslengden har grunnlag i forenklingen av arbeidet, samt å unngå spenningskonsentrasjoner i hjørner. Hvert prosjekt vil ha individuelle krav til utførelse og kostnader. I noen tilfeller kan det tillates at helningsvinkelen endres. Kostnader og stabilitet bør likevel veies opp mot hverandre i vurderingen om å endre

skjæringshelning. Lokalitet 5 langs fylkesvei 17 er et eksempel på at helningsvinkel kan endres langs skjæringens lengde, til tross for kompliseringen det medfører under bygging.

Utslaking av helningsvinkel er et stabilitetsforbedrende tiltak. Derfor vil det trolig i dag sikres mer på en vertikal skjæring enn på en 10:1 skjæring. Det antas at situasjon 2 brukt i kostnadsberegningene er mest representativ, som betyr at etablering av en vertikal skjæring er dyrere enn 10:1 helningsvinkel. Kostnadsdifferansen indikerer likevel at det bare er 4 % dyrere med vertikal skjæring, i forhold til situasjon 1 som viser at det er 29 % dyrere med 10:1 helning. Ved usikkerhet om hvilken skjæring som må sikres mest, kan valg av «feil» helningsvinkel medføre fra 4 til 29 % fordyring. Skjæringshelninger < 10:1 kan gi andre kostnader, men på grunn av størst fokus på håndbok N200, er det ikke utført kostnadsberegninger for skjæringer med helning < 10:1.

11.3 FJELLHYLLE

Etter rashendelsene i Løsberga blir skjæringer > 10 m anbefalt å utformes med fjellhylle for å redusere konsekvensene ved en eventuell utglidning (Aronsen, 2014). Hendelsene viste at det viktigste å kartlegge under prosjektering, og å ha kontroll over under bygging, var diskontinuitetene. Ergo er diskontinuitetenes orientering og deres egenskaper av størst betydning for skjæringsstabiliteten, ikke skjæringshøyden. Argumentet om at hylle bør etableres for skjæringer > 10 m blir derfor noe feilaktig. Behovet for hylle i skjæringer > 10 m bør heller vurderes.

Hylleutforming i dagbrudd er etablert for å slake ut total helningsvinkel og total skjæringshøyde, samt å fungere som et oppsamlingsområde for nedfall. I Norge ser man sjeldent vegskjæringer med mange hyller. Det betyr at forskjellene i skjæringsvinkel og skjæringshøyde for en vegskjæring ikke vil bli like store som i et dagbrudd. Likevel brukes hylle for å redusere skjæringshøyden også i vegskjæringer, men prinsippet om å redusere skjæringshelning er ikke like nyttig. Prinsippet om at hyllen fungerer som et oppsamlings-område vil derimot være like aktuelt for en vegskjæring. Hyllebredde for å samle opp nedfall ble vurdert etter empiriske kriterier for en 11 m høy skjæring, tilsvarende optimal pallhøyde. Det er den øvre skjæringen som har potensiale for nedfall til hyllen. Den øvre skjæringen er avhengig av total skjæringshøyde, og kan ha skjæringshøyder både større og mindre enn 11 m. Anbefalt hyllebredde, korrigert for bakbrutt berg, på 8 m eller 9 m er for høy for skjæringer <

11 m, men for lav for skjæringer > 11 m. For skjæringer kortere enn 11 m kan den anbefalte hyllebredden etter Ritchies videreutviklet kriteria derfor sees på som en konservativ verdi med høy oppsamlingsprosent. En skjæring høyere enn 11 m bør øke hyllebredden ytterligere. For å optimalisere oppsamlingen av nedfall på hyllen, vil det viktigste være tilførselen av et dempende materiale. Helningen inn mot skjæringsfoten vil ha langt mindre betydning. Antagelig kan et dempende materiale restituere mer energi enn det en hylle med helning kan gjøre. Hyllens sikringsfunksjon bør derfor optimaliseres med et dempende materiale, heller enn å underbore.

Viktigheten av å inkludere en margin for bakbrutt berg er diskutert i delkapittel 7.5. Foreslåtte verdier på 1-2 m er basert på sprengningsmetode og bergmassekvalitet. Det betyr imidlertid ikke at verdiene er representative for hele bergmassen, da eksempelvis lokale variasjoner kan resultere i ulik grad av bakbrytning. Ved prosjektering bør man derfor huske på at bakbrytningsmengden kan være variabel. Marginen for avspent berg bør tallfestes som noe konservativ dersom hyllen skal fungere som et oppsamlingssted for nedfall, slik at hyllens funksjon opprettholdes. Sikring i øvre skjæring kan imidlertid kompensere for den laveste marginen for bakbrutt berg. Høyre side på lokalitet 5 er et eksempel på dette.

Økonomisk viste det seg at hylle er dyrere å bygge, uansett skjæringshøyde. Utregningene er basert på forenklede figurer, og kostnadene vil derfor variere for andre skjæringsutforminger med andre verdier for skjæringshelning, skjæringshøyde, hyllebredde, helning på terrenget ovenfor, og type og mengde sikring. Utformingene gir likevel et inntrykk av at det koster mer å etablere hylle enn én full skjæringshøyde. Dersom terrenget ovenfor skjæringen stiger, vil det teoretisk uttaksvolumet reduseres sammenlignet med flatt terreng ovenfor.

11.4 GRØFT

Hensikten med etableringen av grøft i henhold til håndbok N101, er å øke sikkerhetsavstanden utenfor kjørebanen. Trafikanters sikkerhet har ikke blitt vurdert i denne oppgaven, og grøftens funksjon som beskrevet i håndbok N200 har derfor vært utgangspunktet. Grøften i seg selv anses ikke som en sikring, men et område hvor nedfall skal samles opp. I håndboken anbefales det at fanggrøft etableres i skjæringer hvor det etter sikring fortsatt er fare for utrasninger. Anbefalingen er upresis, da det vil være vanskelig å definere når en skjæring er ustabil nok til at fanggrøft kan erstatte tilbakefyllingsgrøft. Selv om skjæringen sikres, kan også nedfall

forekomme. Blokkens utløpslengde vil forbli den samme om skjæringen er sikret eller ikke, og grøften er derfor nødvendig for å stoppe nedfallet fra å nå ut i vegen. Spørsmålet er om man kan tillate mindre sikring og heller akseptere at grøften fanger opp en viss prosentandel nedfall. Sikringskostnadene vil reduseres, og grøften blir en form for rimeligere sikring som uansett må bygges.

Skjæringshelning og ujevnheter vil påvirke en blokks bevegelsesmåte og bevegelsesbane i størst grad, og anses som de viktigste faktorene ved grøftedimensjonering. Bevegelsesmåter basert på skjæringshelning forutsetter at skjæringer med helning 45-70° vil resultere i størst utløpslengde ved nedfall. Enhver skjæring med helning < 90° kan i teorien medføre kontakt mellom nedfallet og skjæringen. Sannsynligheten for kontakt mellom blokk og skjæring øker derfor for synkende skjæringshelning, til omtrent 45°. Muligens vil sannsynligheten øke svært lite for skjæringer som er nær vertikale.

To dimensjoneringsmetoder for fanggrøft er betraktet, Ritchie (1963) sitt videreutviklet diagram for grøftebredde og -dybde, og Pierson, Gullixson og Chassie (2001) sine diagrammer for grøftebredde. Anbefalingene til grøftebredde gitt i håndbok N200 viste seg å være minimumsverdier sammenlignet med Ritchie (1963) sin metode, mens grøftedybde derimot ikke viste korrelerasjon. Ettersom grøftedybde øker med 30 cm pr. 10 m skjæringshøyde, kan avlesningen gi unøyaktige verdier. Det antas at anbefalingene til grøftedimensjoner i håndbok N200 vil stoppe < 85 % nedfall, ettersom Ritchie (1963) sin dimensjonering resulterer i 85 % oppsamling. Grøftens dybde er metodens begrensning, ettersom anbefalingene gir en forholdsvis dyp grøft som ikke tar hensyn til trafikanters sikkerhet ved utforkjøring. Dybden anbefalt av Statens vegvesen (2014c) er mer trafikksikker da verdiene til dybde er lavere. Trolig kan økt grøftebredde kompensere for en grunnere grøft.

Pierson, Gullixson og Chassie (2001) sin metode hadde begrensninger på skjæringshøyde og benevning. Metoden er ikke tilfredsstillende for bruk til grøftedimensjonering langs norske veger. Grøft bør enten dimensjoneres etter Ritchie (1963) sin metode, eller ta utgangspunkt i verdiene gitt i håndbok N200.

11.5 ISKJØVING

I håndbok N200 oppgis det ingen optimale skjæringsutforminger med hensyn til iskjøvings-problematikk. Som nevnt av Norem (1998) vil isras uansett oppføre seg på tilnærmet samme måte som steinsprang, og utforming av skjæringer etter steinsprang er derfor dekkende også for skjæringer med mye iskjøving. Det betyr at skjæringshøyden bør begrenses for å redusere potensiell energi på isras, og at skjæringshelningen bør være mellom 70-90° for kortest mulig utløpslengde. Utvelting av isblokker som følge av iskjøving er vanskelig å forutsi på forhånd, og utforming bør derfor følge prinsippene nevnt ovenfor. Hylle kan være et alternativ i høye skjæringer for å stoppe isras fra skjæringen ovenfor. Den nedre skjæringen vil likevel få tilført vann, og må etableres med andre sikringstiltak. Utformingsprinsippene forutsetter at man på forhånd vet at skjæringen vil ha problemer med iskjøving. Dette er imidlertid ikke alltid lett å vite på forhånd.

Man kan etablere sikringstiltak som steinsprangnett for å ha kontroll over iskjøvingen, men den mest effektive metoden er antageligvis å forhindre at vann entrer skjæringen. De ulike dreneringsmetodene gir trolig store kostnadsforskjeller. Terrenggrøft og nedføringsrenne er antakeligvis de dyreste dreneringstiltakene sammenlignet med dreneringshull, på grunn av mengden arbeid de medfører og fjerning av ytterligere bergmasse- eller løsmassevolum. Det er viktig å være klar over at grøften eller rennen ikke drenerer vannet i bergmassen, som også er tiltakenes begrensning. Dreneringshull er et enkelt tiltak utført av boremaskiner (Hoek, 2016). Metoden har den begrensning at overflatevannet som føres mot skjæringen ikke påvirkes av tiltaket.

11.6 FYLKESVEI 17 STØMNES-SPORVA

De prosjekterte vegskjæringene langs nye fylkesvei 17 ble sammenlignet med optimal utforming etter prinsippene diskutert i kapittel 5-9. Stabilitetsanalysene i RocPlane 3.0 og SWedge 6.0 ble basert på parametere fra den ingeniørgeologiske rapporten fra området. JRC-verdi, JCS-verdi på lokalitet 6 og undulerende vinkel er derfor tolket ut fra beskrivelser gitt i rapporten, ikke tallverdier. Det er derfor knyttet noe usikkerhet til verdienes representativitet sammenlignet med de faktiske forholdene. Mulig avvik i verdiene kan ha påvirket skjærings-stabiliteten i analysene. Stabilitetsanalysene er basert på teoretiske prinsipper, og gir resultater som representerer det største potensielle rasvolumet som kan gli ut. Stabilitetsanalysene gir på flere lokaliteter en sikkerhetsfaktor < 1, som indikerer ustabil skjæring. Sikkerhetsfaktoren som

blir beregnet representerer teoretisk skjæringsstabiliteten, størst kilevolum, og derfor sikkerhetsfaktoren i verste tilfelle. Skjæringsstabiliteten trenger ikke i virkeligheten å gjenspeile de teoretiske resultatene fra programmene. Mindre utglidninger kan eksempelvis forekomme. Lokalitet 1 er eksempel på dette. Vanntrykket på 100 % vil også i realiteten sjeldent være mulig. Sikkerhetsfaktoren ved 100 % vanntrykk indikerer derfor en skjæringsstabilitet lavere enn de faktiske forholdene.

Vurdering av skjæringshøyde ble gjort samtidig som behovet for hylle ble vurdert. På lokalitet 1 ble det besluttet at skjæringshøyden burde økes med 1 m, fordi det ville gi en mer effektiv og lønnsom boring. Hvor viktig effektiv og lønnsom boring er under bygging av vegskjæringer, er imidlertid uvisst. Endringen kan derfor være uvesentlig, som også er diskutert i delkapittel 11.1. Behovet for hylle ble undersøkt med fokus på oppsprekning, ikke bergmassestyrke. Oppsprekning ble i kapittel 5 presisert som den viktigste geologiske faktoren å ta hensyn til ved vurdering av skjæringshøyde. Dette var grunnlaget da hylle ble vurdert. Bergartsstyrken på lokalitetene varierte fra moderat sterk og oppover, som bekrefter at oppsprekningen var den viktigste geologiske faktoren å ta hensyn til.

Casen viser at skjæringsstabiliteten påvirkes i svært liten grad av endringer i helningsvinkel. Dette bekrefter resultatene i kapittel 6, som også viste marginal endring i skjæringsstabilitet etter endring av helningsvinkel. Stabilitetsanalysene i kapittel 6 er gjort med dårligere sprekkeegenskaper enn sprekkeegenskapene brukt i casen. Til tross for ulike sprekke-egenskaper kan man se omtrent den samme skjæringsstabiliteten hvor helningsvinkelen 10:1 endres til vertikal helning.

Grøftebredden er vurdert etter maks skjæringshøyde. Ettersom skjæringshøyden varierer på lokalitetene, vil vurderingene kun gjelde for den spesifikke skjæringshøyden. Det betyr også at grøftebredden kan være tilstrekkelig i partier av skjæringslengden hvor skjæringshøyden er lavere enn makshøyde. På lokalitet 1, 3 og 5 kan derfor grøftebredden på 5 m være tilfredsstillende i enkelte partier hvor skjæringshøyden er ≤ 11 m, tilsvarende lokalitet 6.

Flere antagelser er gjort i vurderingene av optimal skjæringsutforming i casen. Antagelsene kan utgjøre feilkilder som også har påvirket anbefalingene til skjæringsutforming. Blant annet er fallet på foliasjonen på lokalitet 1 og 5 basert på observasjoner under befaringen. Selv om

foliasjonens fall ble observert som den samme over en skjæringslengde på minst 100 m, er den ikke nødvendigvis den samme over hele skjæringslengden. Et avvikende fall kan ha innvirkning på skjæringsstabiliteten. Et slakere fall vil mest sannsynlig gi en høyere kilestabilitet, mens et steilere fall på lokalitet 5 vil redusere kilestabiliteten. Disse tolkningene er basert på at utslaking er et stabilitetsforbedrende tiltak (Nilsen og Broch, 2012).

Det ble antatt at alle lokalitetene hadde lignende forhold mellom sikkerhetsfaktoren og vanntrykk som vist i følsomhetsanalysen for lokalitet 1. Vanntrykk på sprekkeplan vil generelt virke destabiliserende. Trenden hvor sikkerhetsfaktoren reduseres som følge av økt vanntrykk anses derfor som gyldig for alle lokalitetene, men nøyaktige verdier vil avvike for de ulike lokalitetene.

En margin for avspent berg på 1 m ble antatt som den mest representative for de geologiske forholdene og sprengningsmetoden på lokalitet 1 og 5. Det i kapittel 6 diskutert hvordan borehelning vil påvirke bakbrytningsmengden, og i kapittel 7 hvordan foliasjonens orientering påvirker mengden bakbrytning. For lokalitet 1 og 5 er både borevinkel i forhold til bergmassens strukturer, og foliasjonens orientering i forhold til sprengningsretning ugunstig. Marginen på avspent berg på 1 m kan derfor være for lav. Utførelse av endelig skjæringsvegg med sømboring vil imidlertid redusere bakbrytningsmengden, og 1 m avspent berg ble besluttet at var tilstrekkelig.

I stabilitetsanalysene som inkluderte sikring på lokalitet 1 og 5 ble vanntrykket redusert til 50 % etter bygging av dreneringstiltak. Denne reduksjon behøver imidlertid ikke representere det faktiske vanntrykket langs sprekkeplanene etter drenering. Skjæringsstabiliteten og nødvendig sikring vil endres deretter.

Kostnadsestimeringene er basert på forenklede areal- og volumberegninger. De gir derfor bare en indikasjon på hvilke kostnader en kan forvente seg knyttet til berguttak og sikring. Verdiene til derfor ikke stemme med hvilke endelige kostnader prosjektet medfører.

Stabilitetsanalysene med installerte bolter i RocPlane 3.0 gir en indikasjon på hvor mange og hvor lange bolter som trengs for å stabilisere kilene av størst volum på lokalitet 1 og 5. Analysen gir en oversikt over hvilke sikringstiltak en må forvente i skjæringen. Sikringsmengden bør

brukes som et utgangspunkt, ikke en fasit. Sikringsmengden er imidlertid kun representativ for skjæringslengden med tilsvarende høyde som i analysen. Det ikke nødvendigvis behov for systematisk bolting langs hele skjæringslengden. Analysene inkluderte ikke forbolter. Under befaring på lokalitet 1 ble det observert at forboltene forhindret utglidninger. I skjæringene hvor det installeres forbolter, vil dermed nødvendig mengde bolter reduseres.

12 KONKLUSJON

Skjæringshøyde må vurderes etter diskontinuitetene i bergmassen, da diskontinuitetene er det mest begrensende. Generelt kan man si at ved ugunstig orientering av diskontinuiteter med tilhørende dårlige egenskaper, bør skjæringshøyden begrenses. Hylle er da et alternativ. I bergmasser med gunstig orienterte diskontinuiteter som også har gode egenskaper, er det kun borehullsavviket som begrenser skjæringshøyden. Da kan det være nødvendig å ta ut skjæringen i flere paller. Hvilken pallhøyde det bores og sprenges etter, må vurderes ut fra geologien og mengden borehullsavvik man kan forvente fra bergmassen. Optimalt bør pallhøyden ligger mellom 10-12 m, hvorav 11 m er definert som optimal pallhøyde på grunn av den mest effektive og lønnsomme boringen.

Helningsvinkelen bør holdes konstant langs en kontinuerlig skjæringslengde. Vertikal skjæringshelning er gunstigst, ettersom helningen reduserer et nedfalls utløpslengde. Normalen på 10:1 har liten forbedring på skjæringsstabiliteten sammenlignet med en vertikal skjæring, og det anbefales derfor å etablere vertikal helningsvinkel. I bergmasser hvor diskontinuiteter har strøk parallelt skjæringen og fall ut av skjæringsveggen bør diskontinuitetene følges som skjæringshelning. En skjæringsvinkel som differerer fra vertikal helning vil kreve et høyere bergvolum å ta ut, som følgelig øker kostnadene for berguttak. Sikringskostnadene kan imidlertid variere, avhengig av om en vertikal skjæring behøver å sikres mer eller mindre enn en 10:1 skjæring. Dersom det antas at vertikale skjæringer krever mer sikring enn normalen på 10:1, vil 10:1 helning være den rimeligste utformingen, og bør da etableres.

Hylle bør vurderes for skjæringshøyder > 11 m. Hylle bør ikke etableres i bergmasser med gunstig orientert sprekkesett som ikke gir potensiale for utglidninger. I bergmasser uten fare for utglidninger, vil hylle derimot være gunstig for å redusere det potensielle kilevolumet. Hver pallhøyde bør settes til 11 m. Hyllebredden må tilpasses hyllens funksjon, og må inkludere en margin for bakbrutt berg på 1-2 m, avhengig av bergmassekvalitet og sprengningsmetode. For å samle opp nedfall, bør hyllebredden regnes ut etter Ritchie sitt videreutviklede kriteria, eventuelt settes til en konservativ verdi på 8-9 m for skjæringshøyder ≤ 11 m. Bredden for nødvendig vedlikehold er derimot på 6-7 m, avhengig av forventet bakbrytning. Etableringen

av hylle er dyrere enn å etablere en full skjæringshøyde, og hylle bør derfor kun bygges i bergmasser med ugunstig orienterte sprekkesett.

Fanggrøft er den mest effektive grøften til å stoppe nedfall fra å nå ut i vegen. Grøftens dimensjoner bør tilpasses Ritchie (1963) sitt diagram. Generelt kan man si at dess bredere grøften er, dess mer nedfall vil den stoppe fra å nå ut i vegen. Statens vegvesen (2014c) sine krav til dimensjonering av grøft bør bare brukes som veiledende minimumsverdier.

Utforming av vegskjæringer etter iskjøvingsproblematikk bør følge de samme prinsippene for utforming av skjæringer med potensiale for nedfall. Optimal helningsvinkel er derfor vertikal, og skjæringshøyden er gunstig at er så lav som mulig. Dreneringstiltak bør etableres i skjæringer hvor det forventes mye vannsig for å unngå at vann ankommer skjæringen, og dermed forhindrer iskjøving og isras, men også for forhindre utglidninger som følge av oppbygd vanntrykk. Ved fortsatt tilstedeværende vann i skjæringen, bør issikringsnett etableres for å kontrollere iskjøvingen.

Casen om fylkesvei 17 fra Strømnes til Sprova bekreftet at skjæringsstabiliteten påvirkes i liten grad av en endring i skjæringshelning fra 10:1 til vertikal helning. Lokalitetene bør endre prosjektert helningsvinkel. Casen har vist at det ikke er nødvendig med hylle på lokalitet 3, men at hylle bør etableres på lokalitet 5, på grunnlag av sprekkeorienteringene og sprekke-egenskapene. De viktigste sikringstiltakene vil være dreneringstiltak, da skjæringsstabilitetene påvirkes i betydelig grad av vanntrykk. Skjæringene utnytter ikke bergmassens egenskaper optimalt, da faktorer som infrastruktur og landskapsestetikk begrenser mulighetene for optimal utforming. Man kan derfor konkludere med at vegskjæringene langs nye fylkesvei 17 har hatt for stort fokus på estetikk, da spesielt høyre side av lokalitet 5 og 6, og følgelig et mindre fokus på bergmassens egenskaper og økonomi.

13 REFERANSER

Alejano, L. R. *et al.* (2007) Slope geometry design as a means for controlling rockfalls in quarries, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(6), s. 903-921. doi: 10.1016/j.ijrmms.2007.02.001.

Andersen, A. (2017) *Fv. 17 Strømnes-Sprova*. (418130-RIGberg-RAP-003 _rev01). Trondheim: Multiconsult ASA.

Aronsen, V. (2014) *Nye krav og bestemmelser - geologisk rapport på bergskjkæringer > 10 m*. Upublisert paper presentert på Kursdagene i Trondheim 2014, Skjæringer i berg. Trondheim, 9.-10. januar 2014.

Barton, N. og Choubey, V. (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice, *Journal of the International Society of Rock Mechanics*, 10(1), s. 1-54. doi: 10.1007/BF01261801.

Barton, N. og Bandis, S. (1991) Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstract*, 28(4), s. A209-A209. doi: 10.1016/0148-9062(91)90682-C.

Bjordal, H. *et al.* (2011) *Sikring av veger mot steinskred : grunnlag for veiledning*. (VD rapport nr. 32). Oslo: Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/235017/binary/436828 (Hentet: 30. august 2017).

Dikau, R., Schrott, L. og Dehn, M. (1996) Topple, i Dikau, R., *et al.* (red.) *Landslide Recognition : Identification, Movement and Causes.* Chichester: John Wiley & Sons Ltd, s. 29-41.

Domaas, U. og Grimstad, E. (2014) Fjell- og steinskred, i Høeg, K., *et al.* (red.) *Skred : skredfare og sikringstiltak : praktiske erfaringer og teoretiske prinsipper.* 1. utg. Oslo: Norges Geotekniske Institutt og Universitetsforlaget, s. 45-73.

Federal Highway Administration (1989) *Rock Slopes : Design, Excavation, Stabilization*. (FHWA-TS-89-045). McLean, Virginia: Turner-Fairbank Highway Research Center.

Gomes, G. J. C., Sobreira, F. G. og Lana, M. S. (2012) Design and Highway Rock Slopes Catchment Area, *Road Materials and Pavement Design*, 13(2), s. 396-402. doi: 10.1080/14680629.2012.685841.

Authir (2018) Energi, *Store Norske Leksikon*. Tilgjengelig fra: https://snl.no/energi (Hentet: 7. april 2018).

Hoek, E. og Bray, J. (1981) *Rock Slope Engineering*. Rev. 3. utg. London: The Institution of Mining and Metallurgy.

Hoek, E. (2007) *Practical Rock Engineering*. RocScience. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/documents/hoek/corner/Practical-Rock-Engineering-Full-Text.pdf.

Hoek, E. (2016) *Rock Slope Engineering*. Tilgjengelig fra: https://www.youtube.com/watch?v=1c0W01jUrRM&index=8&list=PLZZPIHlAZlbq73bBGoPawCZyWHH7Sxtmt (Hentet: 14. mai 2018).

Holme, L. A. (2008) [fotografi]. Tilgjengelig fra: https://www.adressa.no/nyheter/nordtrondelag/article1185689.ece (Hentet: 7. mai 2018).

Kaiser, P. K. og Tannant, D. D. (2001) The Role of Shotcrete in Hard-Rock Mines, i Hustrulid William, A. og Bullock Richard, L. (red.) *Underground Mining Methods - Engineering Fundamentals and International Case Studies.* Littleton: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. (SME), s. 579-609.

Kaynia, A. M. *et al.* (2017) *Jordskjelvdesign i Statens vegvesen : Anbefalinger for geoteknisk prosjektering av veger og samvirke jord-konstruksjoner*. (Nr. 604). Statens vegvesen og Norges Geotekniske Institutt.

Li, C. C. (2015) *Applied Rock Mechanics*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Liereng, A. (2017) *Iskjøving i grøfter og skjæringer langs veg og jernbane: prosesser, årsaker og forebyggende tiltak*. Masteroppgave, Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU). Tilgjengelig fra: https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/2394247 (Hentet: 27.09.17).

Mehren, J. *et al.* (2012) *Håndbok for bestiller av bergsprengningsarbeid*. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Haandbok_07.pdf.

Moen, K. (2014) *Geologisk bakgrunn for vurdering av skjæringer (ingeniørgeologiske vurderinger).* Upublisert paper presentert på Kursdagene i Trondheim 2014, Skjæringer i berg. Trondheim, 9.-10. januar 2014.

NB (Norsk Betongforening), NFF (Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk) og NBG (Norsk Bergmekanikkgruppe) (2003) *Publikasjon nr. 7 : Sprøytebetong til bergsikring*. 2003 revisjon. utg. Oslo: Norsk Betongforening.

Neby, A. *et al.* (2011) Leksjon 3 - Bergmekanikk, *Bergsprengningskurs for geologer og kontrollingeniører*. Oslo, 2.-3. februar. Oslo: Statens vegvesen.

Nesje, O. (2009) Ras i Løsberga 30. juni 2008 : Erfaringer og anbefalinger, *Teknologidagene 2009*. Trondheim, 5.-8. oktober 2009. Statens vegvesen, s. 1-29.

NFF (2003) *Sikker sprengning i dagen*. (Teknisk rapport 03). Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF). Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Teknisk_rapport_03.pdf (Hentet: 21. februar 2018).

NFF (2011) *Nøyaktig boring*. (Teknisk rapport 11). Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Tilgjengelig fra: http://nff.no/wp-content/uploads/2014/01/Teknisk_rapport_11.pdf (Hentet: 21. februar 2018).

Nilsen, B. (1979) *Stabilitet av høye fjellskjæringer*. Doktoravhandling, Norges tekniske høgskole (NTH).

Nilsen, B. (1996) *Rock slope stability analysis : what are the key issues?* Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Nilsen, B. (1999) Alternative metoder for stabilitetsanalyse : Alternative approaches for stability analysis, *Fjellsprengningskonferansen, Bergmekanikk- og Geoteknikkdagen*. Oslo, 25.-26. november 1999. Oslo: Norsk Betongforening, s. 33.31-33.15.

Nilsen, B. (2000) New trends in rock slope stability analyses, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58(3), s. 173-178. doi: 10.1007/s100640050072.

Nilsen, B. (2008) *Notat angående putelava og bergspenninger i Løsberga*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/70277/binary/35611 (Hentet: 10. april 2018).

Nilsen, B. *et al.* (2011) *Veileder for bruk av Eurokode 7 til bergteknisk prosjektering*. Norsk Bergmekanikkgruppe. Tilgjengelig fra: http://bergmekanikk.no/wp-content/uploads/2014/02/Veiledning-Eurokode-7-Versjon-1-november-2011.pdf (Hentet: 15. mai 2017).

Nilsen, B. og Broch, E. (2012) *Ingeniørgeologi-berg grunnkurskompendium*. Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Nilsen, B. (2014) *Grunnlag for stabilitetsanalyse.* Upublisert paper presentert på Kursdagene i Trondheim 2014, Skjæringer i berg. Trondheim, 9.-10. januar 2014.

Nilsen, B. (2017) Rock slope stability analysis according to Eurocode 7, discussion of some dilemmas with particular focus on limit equilibrium analysis, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(4), s. 1229-1236. doi: 10.1007/s10064-016-0928-9.

Norem, H. (1998) *Sikring av vegar mot isras : årsaker til isras, samling av erfaringer, utføring av sikringstiltak*. Hordaland: Statens vegvesen.

NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2008a) *Report 12B-08 ROCK QUARRYING Blast Design*. (12B-08). Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2008b) *Project Report 12A-08 ROCK QUARRYING Quarrying Design*. (12A-08). Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

NTNU Department of Civil and Transport Engineering (2008c) *Report 12C-08 ROCK QUARRYING Bench Drilling*. (12C-08). Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Pierson, L. A., Gullixson, C. F. og Chassie, R. G. (2001) *Rockfall catchment area design guide : Final report*. (SPR-3(032)). Oregon Department of Transportation - Research Group og Federal Highway Administration.

Ramstad, N. (2018) Stabil kontur i skjæringer, *Sprengningsarbeider 2018*. 7.-8. mars 2018. Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk (NFF).

Ritchie, A. M. (1963) Evaluatin of rockfall and its control, *Highway Research Record*, (17), s. 13-28.

RocScience (u.å.-a) *Bench Design Tutorial*. RocScience. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/swedge/webhelp/pdf_files/tutorials/Tutorial_10_Bench_Design.pdf (Hentet: 18. februar 2018).

RocScience (u.å.-b) *Failure Plane*. Tilgjengelig fra: https://www.rocscience.com/help/rocplane/webhelp/RocPlane.htm (Hentet: 7. mai 2018).

Ryan, T. M. og Pryor, P. R. (2001) Designing Catch Benches and Interramp Slopes, i Hustrulid, W. A., *et al.* (red.) *Slope Stability in Surface Mining.* Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, s. 27-38.

Standard Norge (2004) *Geoteknikk : Identifisering og klassifisering av berg : Del 1: Identifisering og beskrivelse : ISO 14689-1:2003.*

Statens vegvesen (2008) *Redegjørelse etter ras på E6 og jernbane ved Steinkjer etter sprengning*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/70280/binary/35612 (Hentet: 10. april 2018).

Statens vegvesen (2014a) *Håndbok V120 Premisser for geometrisk utforming av veger.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61500/binary/963993 (Hentet: 27. april 2018).

Statens vegvesen (2014b) *Håndbok V224 Fjellbolting.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/69898/binary/964020 (Hentet: 5. april 2018).

Statens vegvesen (2014c) *Håndbok N200 Vegbygging.* Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/188382/binary/980128?fast_title=H%C3%A5ndbok+N200+Vegbygging+%2821+MB%29.pdf (Hentet: 15. mai 2017).

Statens vegvesen (2014d) *Håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/69909 (Hentet: 28. november 2017).

Statens vegvesen (2015) *Håndbok R761 Prosesskode 1: Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter: Hovedprosess 1 - 7*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/61418/binary/1077236 (Hentet: 5. februar 2018).

Statens vegvesen (u.å.) *Fv. 17 og fv. 720 Dyrstad-Sprova-Malm*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/Fylkesveg/fv17fv720steinkjerverran (Hentet: 12. april 2018).

Wyllie, D. C. og Mah, C. W. (2004) *Rock slope engineering: civil and mining*. 4. utg. London: Spon Press.

Ødegaard, H. (2017) *Fv. 17 Strømnestunnelen*. (418130-RIGberg-RAP-001). Trondheim: Multiconsult ASA.

INNHOLDSLISTE VEDLEGG

Vedlegg A. Beregninger, kapittel 6 & 7

Vedlegg A-1: Beregninger av skjæringshelning

Vedlegg A-2: Beregninger av fjellhylle

Vedlegg B. Beregninger undulerende vinkel

Vedlegg C. Lokalitet 1

Vedlegg C-1: Sprekkeegenskaper

Vedlegg C-2: Uttak av pall

Vedlegg C-3: Kilevolum og kiledybde ved 10:1 og vertikal skjæringshelning

Vedlegg C-4: Volum og kostnader, skjæringshelning

Vedlegg C-5: Sikring

Vedlegg D. Lokalitet 3

Vedlegg D-1: Sprekkeegenskaper

Vedlegg D-2: Kostnadsdifferanse med og uten hylle

Vedlegg D-3: Kostnader på berguttak ved 10:1 skjæringshelning

Vedlegg E. Lokalitet 5

Vedlegg E-1: Sprekkeegenskaper

Vedlegg E-2: Kilevolum ved varierende skjæringshøyde

Vedlegg E-3: Kostnadsdifferanse med og uten hylle, venstre side

Vedlegg E-4: Kostnader på berguttak ved 10:1 skjæringshelning

Vedlegg E-5: Sikring

Vedlegg F. Lokalitet 6

Vedlegg G. Grøftedimensjonering, fv. 17

VEDLEGG A. BEREGNINGER, KAPITTEL 6 & 7

Vedlegg A-1: Beregninger av skjæringshelning, kapittel 6

Volum- og kostnadsberegninger pr. lengdemeter skjæring for en 10:1 og vertikal helning.

Skjæringshøyde	10	m
Overliggende terreng	0	grader
Volumforskjell		
Volum	5,25	m3
Sprengning enhetspris	55	kr/pmf3
Lasting enhetspris	49	kr/pmf3
Berguttak kostnad	546	kr

Situasjon 1, 10:1		
Antall bolter	2,5	stk
20 % flere bolter	0,5	stk
4 m enhetspris	1450	kr/stk
Kostnad	4350	kr
15 % sprøytebetong	0,17	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	772	kr
Sikringskostnad	5122	kr
Berguttak kostnad	546	kr
Sikringskostnad	5122	kr
Totalkostnad	5668	kr
Helningsvinkel 10:1	5668	kr
Helningsvinkel vertikal	4397	kr
Differanse	1271	kr

Situasjon 1, vertikal		
Antall bolter	2,5	stk
4 m enhetspris	1450	kr/stk
Kostnad	3625	kr
15 % sprøytebetong	0,17	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	772	kr
Sikringskostnad	4397	kr
Berguttak kostnad	0	kr
Sikringskostnad	4397	kr
Totalkostnad	4397	kr

Siuasjon 2, 10:1		
Antall bolter	2,5	stk
4 m enhetspris	1450	kr/stk
Kostnad	3625	kr
15 % sprøytebetong	0,17	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	772	kr
Sikringskostnad	4397	kr
Berguttak kostnad	546	kr
Sikringskostnad	4397	kr
Totalkostnad	4943	kr
Helningsvinkel 10:1	4943	kr
Helningsvinkel vertikal	5122	kr
Differanse	-179	kr

Situasjon 2, vertikal		
Antall bolter	2,5	stk
20 % flere bolter	0,5	stk
4 m enhetspris	1450	kr/stk
Kostnad	4350	kr
15 % sprøytebetong	0,17	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	772	kr
Sikringskostnad	5122	kr
Berguttak kostnad	0	kr
Sikringskostnad	5122	kr
Totalkostnad	5122	kr

Vedlegg A-2: Beregninger av fjellhylle, kapittel 7

Volum- og kostnadsberegninger pr. lengdemeter skjæring med eller uten fjellhylle.

Høyde	**16**	**m**
Første pall	11	m
Andre pall	5	m
Sikring uten hylle		
100 % bolting	4,00	stk
Enhetspris	1450	kr
Kostnad	5800	kr
100 % sprøytebetong	1,83	m3
15 % spørytebetong	0,27	m3
Pris	4500	kr
Kostnad	1236	kr
Totalkostnad sikring	7036	kr
Sikring med hylle		
100 % bolting nedre pa	2,75	stk
Kostnad	3988	kr
15 % sikring øvre pall	0,19	stk
Kostnad	272	kr
100 % sprøytebetong	1,83	m3
15 % sprøytebetong	0,27	m3
Pris	4500	kr
Kostnad	1236	kr
Totalkostnad sikring	5495	kr

Høyde	**22**	**m**
Første pall	11	m
Andre pall	11	m
Sikring uten hylle		
100 % bolting	5,50	stk
Enhetspris	1450	kr
Kostnad	7975	kr
100 % sprøytebetong	2,52	m3
15 % sprøytebetong	0,38	m3
Pris	4500	kr
Kostnad	1699	kr
Totalkostnad sikring	9674	kr
Sikring med hylle		
100 % bolting nedre p	2,75	stk
Kostnad	3988	kr
15 % sikring øvre pall	0,41	stk
Kostnad	598	kr
100 % sprøytebetong	2,52	m3
15 % sprøytebetong	0,38	m3
Pris	4500	kr
Kostnad	1699	kr
Totalkostnad sikring	6284	kr

Høyde	**16**	**m**
Situasjon 1		
Volum	35	m3
Enhetspris spreng/lasting	104	kr/pmf3
Spreng- og lastekostnad	3640	kr
Sikringskostnad	5495	kr
Totalkostnad	9135	kr
Med hylle	9135	kr
Uten hylle	7036	kr
Differanse	2099	kr

Høyde	**22**	**m**
Situasjon 2		
Volum	77	m3
Enhetspris spreng/lasting	104	kr/pmf3
Spreng- og lastekostnad	8008	kr
Sikringskostnad	6284	kr
Totalkostnad	14292	kr
Med hylle	14292	kr
Uten hylle	9674	kr
Differanse	4618	kr

VEDLEGG B. UNDULERENDE VINKEL, FV. 17

Undulerende vinkel (waviness angle) er beregnet etter ligningen nedenfor (RocScience, u.å.-b).

$$Undulerende\ vinkel = gjennomsnittsvinkel - min.vinkel$$

Beregningene av undulerende vinkel på lokalitet 3 er basert på feltmålinger fra lokalitet 3 og 4, ettersom sprekkesettene på lokalitet 3 og 4 er like. Dette er vist i den ingeniørgeologiske rapporten.

Målinger av F på lokalitet 1		
Måling	Fall	Fallretning
1	84	354
2	66	152
3	68	160
4	64	161
5	68	149
Gjennomsnittlig fall:		70
Waviness angle:		6

Målinger av F på lokalitet 3 & 4		
Måling	Fall	Fallretning
1	68	151
2	71	154
3	58	145
4	70	138
Gjennomsnittlig fall:		67
Waviness angle:		9

Målinger av A på lokalitet 3 & 4		
Måling	Fall	Fallretning
1	68	249
2	70	238
3		
Gjennomsnittlig fall:		69
Waviness angle:		1

Målinger av A2 på lokalitet 3 & 4		
Måling	Fall	Fallretning
1	90	42
2	90	48
3		
Gjennomsnittlig fall:		90
Waviness angle:		0

Målinger av F på lokalitet 5		
Måling	Fall	Fallretning
1	40	135
2	60	160
3	60	150
4	60	145
5	72	140
6	70	137
7	70	164
8	60	146
9	42	140
Gjennomsnittlig fall:		59
Waviness angle:		19

Målinger av B på lokalitet 5		
Måling	Fall	Fallretning
1	90	265
2	72	270
3	70	260
Gjennomsnittlig fall:		77
Waviness angle:		7

Målinger av F på lokalitet 6		
Måling	Fall	Fallretning
1	48	144
2	63	150
3	60	180
4	55	140
5	40	150
Gjennomsnittlig fall:		53
Waviness angle:		13

Målinger av A på lokalitet 6		
Måling	Fall	Fallretning
1	87	215
2	88	220
Gjennomsnittlig fall:		88
Waviness angle:		1

Målinger av B på lokalitet 6		
Måling	Fall	Fallretning
1	78	275
2	83	270
3	80	280
4	70	270
5	78	273
6	80	265
Gjennomsnittlig fall:		78
Waviness angle:		8

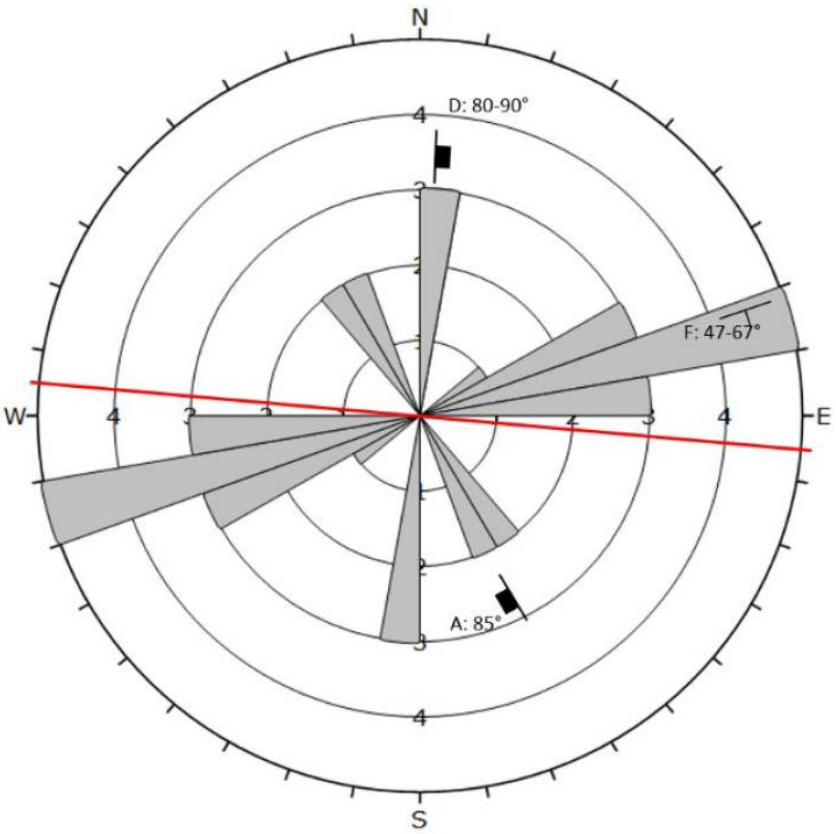
VEDLEGG C. LOKALITET 1

Vedlegg C-1: Sprekkeegenskaper

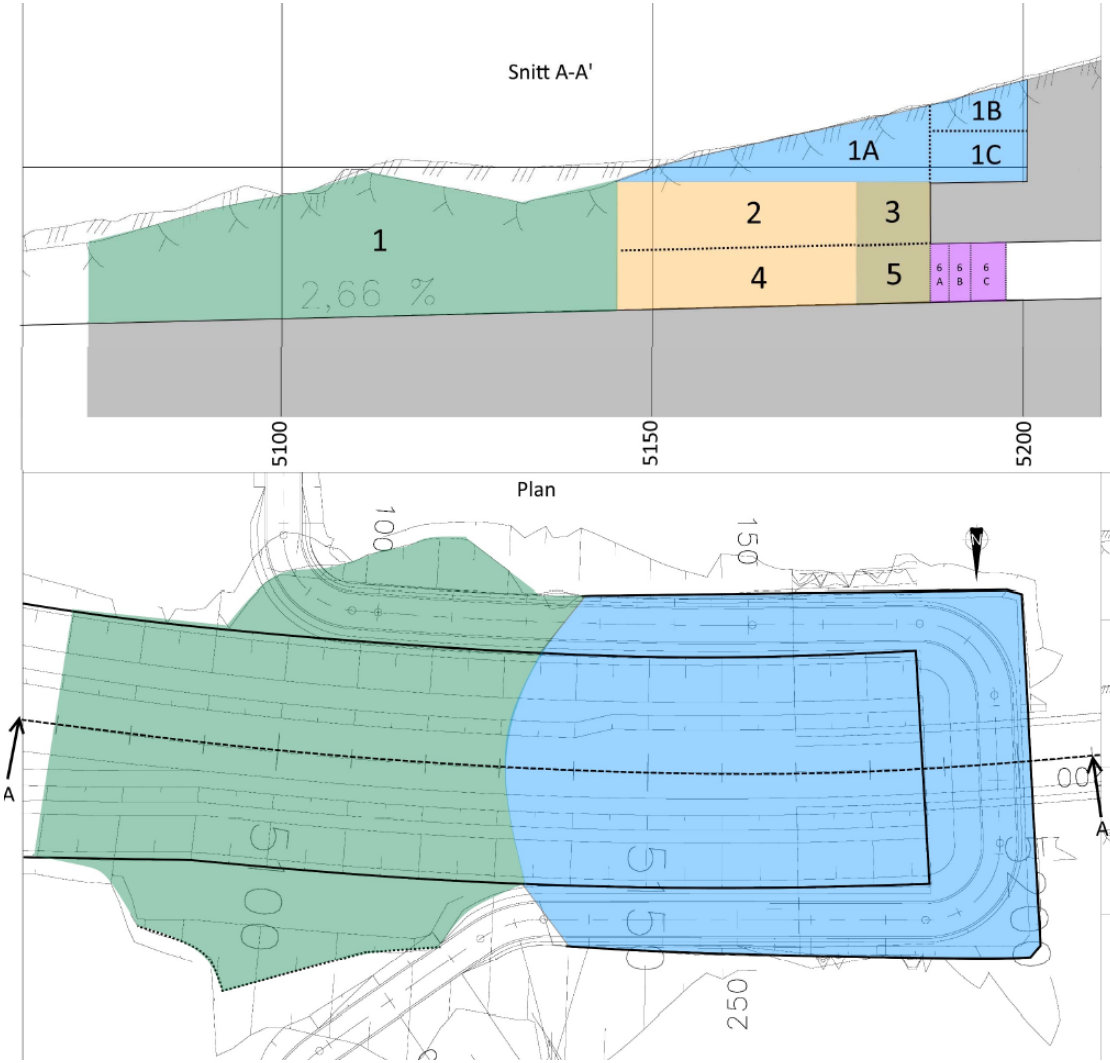
Sprekkesett	**F**	**A**	**D**
Fall	Foldet, 45-70° SØ	85° SV	80-90° Ø
$\overline{JCS}$ [MPa]	175	175	175
JRC	8	8	8
φ	35°	35°	35°
Sprekkeavstand [m]	0,5-1	0,5	0,5-2
Sprekkefylling	-	-	-
Undulerende vinkel	6°	-	-

Egne målinger av F under befaring 20. november 2018:

- N068Ø / 68º SØ
- N070Ø / 60º SØ



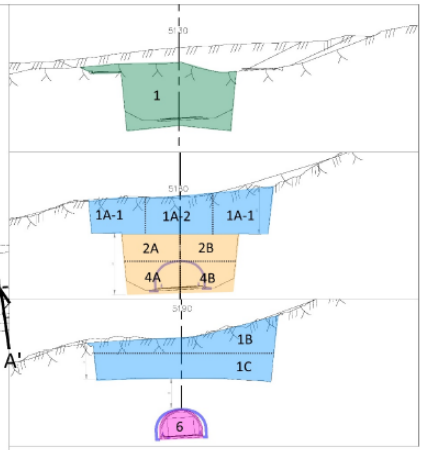
Vedlegg C-2: Uttak av pall



Følgende rekkefølge skal overholdes ved berguttak ved Strømnestunnelens østre påhugg.

1. Bergoverflaten frigraves og renskes i hht. beskrivelse
2. Ingeniørgeologisk stabilitetsvurdering og installasjon av forbolter etter byggherres anvising
3. Uttak av, i rekkefølge, 1A-2, 1A-1, deretter 1B
4. Forsiktig uttak av 1C for å redusere skade i såle
5. Sømboring helt ned langs påhuggsflate og langs nedre forskjæring i begge sider. Installasjon av forbolter samme sted.
6. Uttak av berg i grønt felt kan gjøres samtidig med blått felt.
7. Uttak av berg i 2A, deretter 2B
8. Uttak av berg i 3, med samme underoppdeling som 2A/2B
9. Uttak av berg i 4A, deretter 4B
10. Uttak av berg i 5, med samme underoppdeling som 4A/4B
11. Sikring av påhugg, uttak av 6A, 6B og 6C.

Skissen viser overordnede prinsipper, for krav til utførelse av berguttak og bergsikring vises det til relevante prosesser i beskrivelse og krav i 418130-RIGberg-RAP-003.



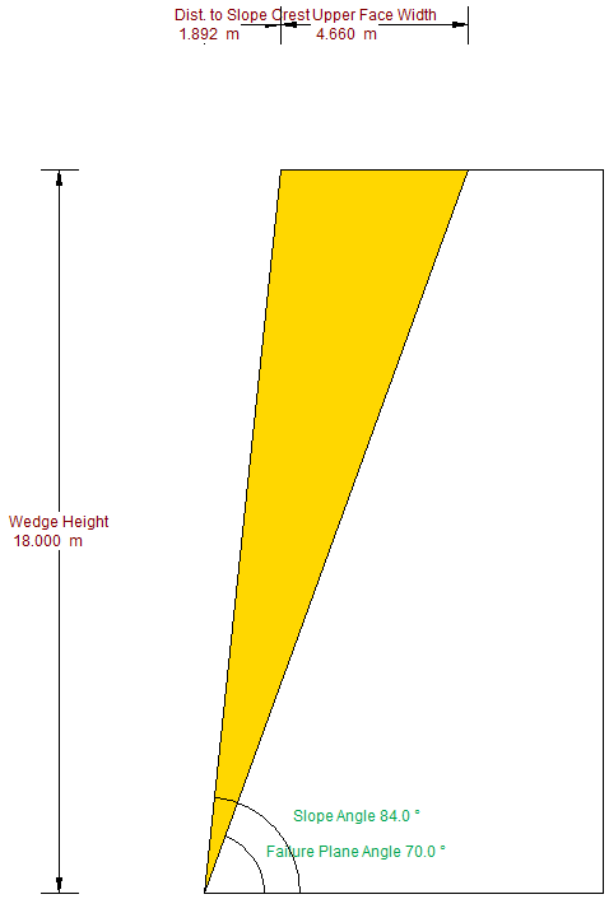
Fv. 17 Strømnestunnelen
418130-RIGberg-RAP-001, Vedlegg 1
Prinsippskisse, rekkefølgekrav berguttak Strømnestunnelen øst

Målestokk: Som vist

13.2.2017

Vedlegg C-3: Kilevolum og kiledybde ved 10:1 og vertikal skjæringshelning

Endring i kilevolum ved 10:1 og vertikal helning, høyre side.



Vedlegg C-4: Volum og kostnader, skjæringshelning

Ekstra kostnader knyttet til berguttak ved 10:1 helningsvinkel.

Beregningen av volum for berguttak av 10:1 helning er gjort i programvaren Autodesk Inventor 2018.

Høyre side		
Volum nedre pall	1485	m3
Volum øvre pall	368	m3
Totalvolum	1853	m3
Enhetspris berguttak	104	kr/pfm3
Kostnader berguttak	192712	kr

Venstre side		
Volum nedre pall	1485	m3
Volum øvre pall	406	m3
Totalvolum	1891	m3
Enhetspris berguttak	104	kr/pfm3
Kostnader berguttak	196664	kr

Vedlegg C-5: Sikring

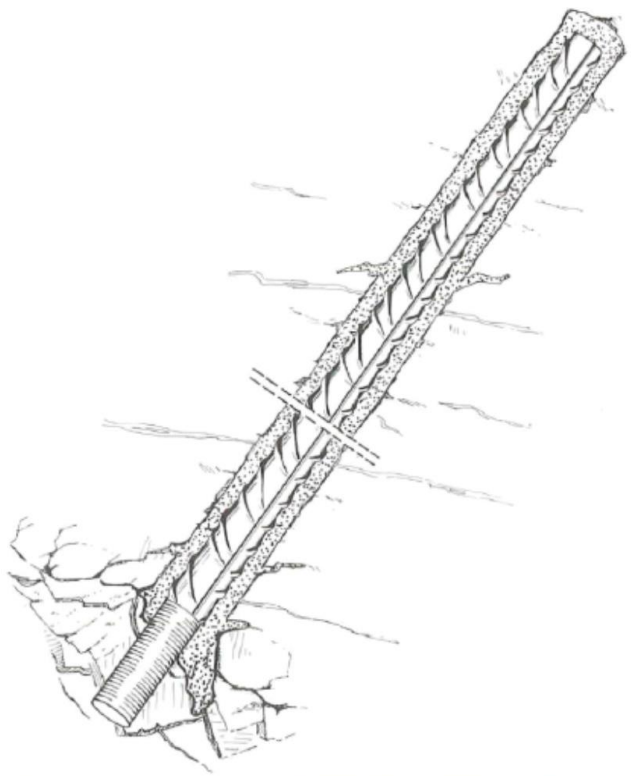
Sikring av høyre skjæringsvegg mot plane utglidninger.

For å se hvordan FS øker pr. lengdemeter skjæring, regnes antall bolter ut etter ligningen nedenfor. Skjæringshøyden settes til 18 m, og c/c til 2 m.

$$N = \frac{(18\,m\ \times 1\,m)}{(2\,m)^2} = 4{,}5\ stk$$

Antall bolter rundes opp til 5 stk. Med utgangspunkt i håndbok V224, brukes bolteegenskapene for fullt innstøpte bolter som vist i figuren nedenfor. Det tas utgangspunkt i den største boltediameter, Ø25 mm og bruddlast 250 kN ≈ 0,25 MN, da denne brukes som eksempel under beregning av antall bolter i en skjæring i håndbok V224.

MØRTELINNSTØPT KAMSTÅLBOLT



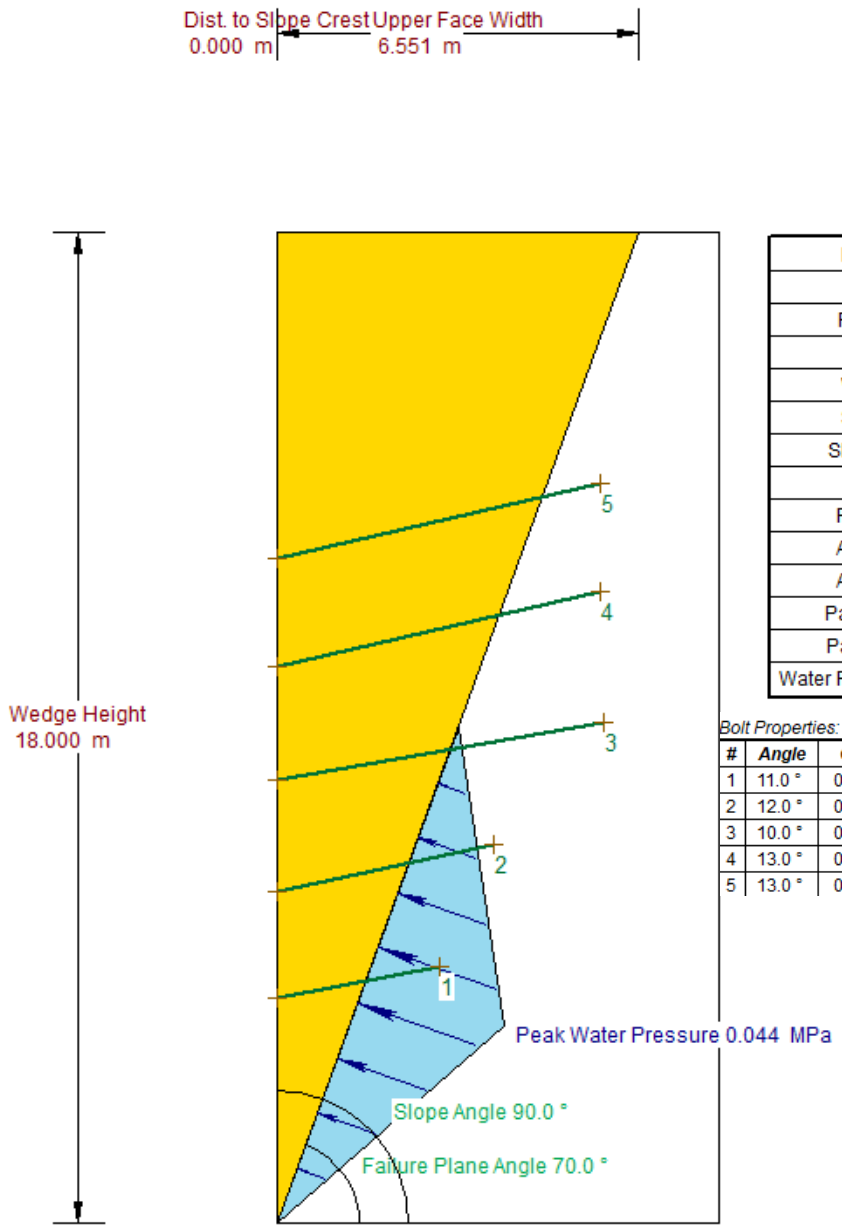
VANLIGE TEKNISKE DATA:

Materiale: Kamstål, gjenget stål (500 N/mm²)
Lengde: 0,8-6 m
Boltehull: Ø30-Ø45 mm
Bolt: Ø20-Ø25 mm
(Ø25 og Ø32 mm ved forbolting)
Flytegrense: 120-220 kN
Bruddlast: 150-250 kN
Vekt: 2,6-4,2 kg/m
Bruddforlengelse:
fullt innstøpt ≈ stivt system
Korrosjonsvern: Varmforsinket, varmforsinket + pulverlakkert

FORANKRING:

- Sementmørtel

I RocPlane 3.0 installeres det 6 m bolter i de tre øverste radene, deretter en rad med 4 m lang bolt og nederst en 3 m lang bolt. Ifølge håndbok V224 er fullt innstøpte bolter passive (Statens vegvesen, 2014b), dette registreres i RocPlane 3.0. Med en bolteavstand (c/c) på 2 m blir kapasiteten halvert til 0,125 MN/m. Boltene installeres med funksjonen som optimaliserer vinkelen inn i bergmassen. Optimal vinkel i skjæringen er 11-13° fra horisontalplanet. Etter at dreneringshull er boret, antas det at maks vanntrykk reduseres til 50 %. FS øker til 1,24 for en 18 m høy vertikal skjæring, hvor F faller med det mest ugunstige fallet, 70°. Figuren nedenfor illustrerer skjæringen med installerte bolter og redusert vanntrykk langs sprekkeplanet.



Factor of Safety	1.24
Driving Force	1.44 MN/m
Resisting Force	1.79 MN/m
Wedge Weight	1.53 MN/m
Wedge Volume	58.96 m^3/ m
Shear Strength	0.07 MPa
Shear Resistance	1.37 MN/m
Normal Force	0.84 MN/m
Plane Waviness	6.0°
Active Bolt Force	0.00 MN/m
Active Bolt Angle	0.0°
Passive Bolt Force	0.62 MN/m
Passive Bolt Angle	-11.8°
Water Force on Failure Plane	0.21 MN/m

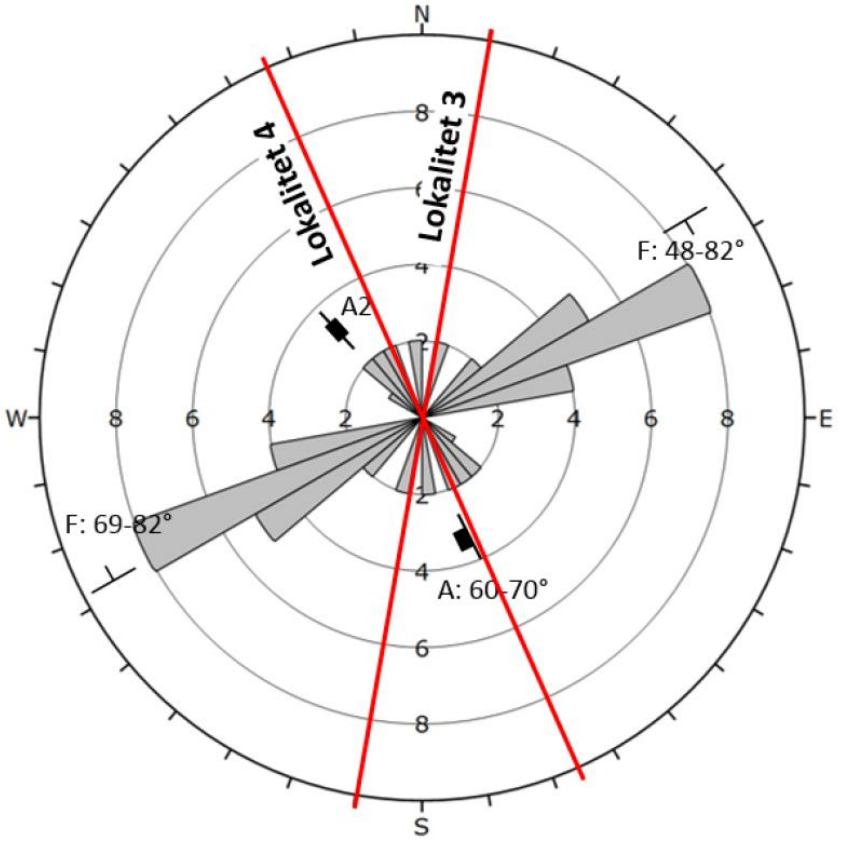
Bolt Properties:

#	Angle	Capacity	Length	AnchLength
1	11.0 °	0.13 MN/m	3.000 m	1.371 m
2	12.0 °	0.13 MN/m	4.000 m	1.566 m
3	10.0 °	0.13 MN/m	6.000 m	2.824 m
4	13.0 °	0.13 MN/m	6.000 m	1.872 m
5	13.0 °	0.13 MN/m	6.000 m	1.074 m

VEDLEGG D. LOKALITET 3

Vedlegg D-1: Sprekkeegenskaper

Sprekkesett	**F**	**A**	**A2**
Fall	Foldet, 48° SØ - 69° NV	60-70° SV	90° NØ/SV
$\overline{JCS}$ [MPa]	63	63	63
JRC	8	8	8
φ	35°	35°	35°
Sprekkeavstand [m]	0,2-0,5	0,5-1	-
Sprekkefylling	-	-	-
Undulerende vinkel	9°	1°	0°



Vedlegg D-2: Kostnadsdifferanse med og uten hylle

Beregningen av volum for berguttak av en 6 m hylle er gjort i programvaren Autodesk Inventor 2018.

Berguttak hylle		
Volum	2520	m3
Enhetspris berguttak	104	kr/pfm3
Kostnader berguttak	262080	kr
Sikring med hylle		
Sprøytebetong (spb)		
Areal	1036	m2
Volum spb	119	m3
20 % spb	24	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	106667	kr/m3
Bolting nedre pall		
Areal	616	m2
Antall bolter	154	stk
Enhetspris 4 m	1450	kr
Sikringskostnad	223300	kr
Bolting øvre pall		
Areal	420	m2
Antall bolter	105	stk
20 % bolter	21	stk
Enhetspris 4 m	1450	kr
Sikringskostnad	30450	kr
Totalkostnad hylle		
Berguttak	262080	kr
Sikring	360417	kr
Totalkostnad	622497	kr

Sikring uten hylle		
Sprøytebetong (spb)		
Areal	1036	m2
Volum spb	119	m3
20 % spb	24	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	106667	kr/m3
Bolting hele skjæring		
Areal	1036	m2
Antall bolter	259	stk
Enhetspris 4 m	1450	kr
Sikringskostnad	375550	kr
Differanse med og uten hylle		
Kostnad med hylle	622497	kr
Kostnad uten hylle	375550	kr
Kostnadsdifferanse	246947	kr

Vedlegg D-3: Kostnader på berguttak ved 10:1 skjæringshelning

Beregningen av forskjell i volum for berguttak for 10:1 helning og vertikal skjæring er gjort i programvaren Autodesk Inventor 2018.

Volum nedre pall	314	m3
Volum øvre pall	221	m3
Totalvolum	535	m3
Enhetspris berguttak	104	kr/pfm3
Kostnader berguttak	55640	kr

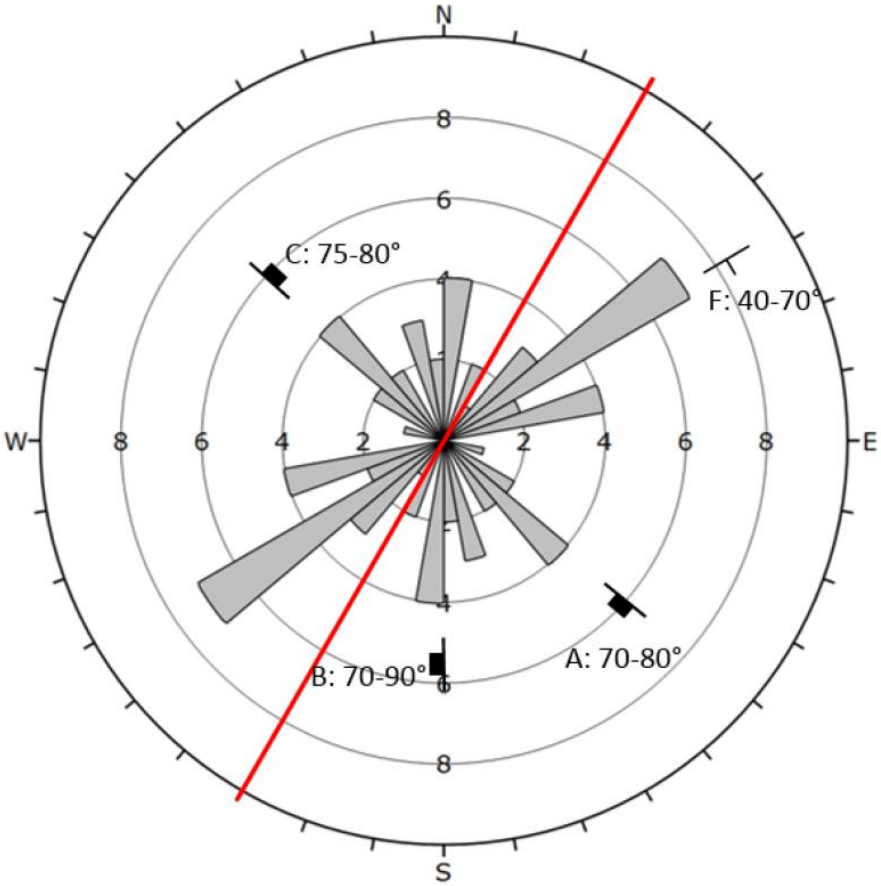
VEDLEGG E. LOKALITET 5

Vedlegg E-1: Sprekkeegenskaper

Sprekkesett	**F**	**A**	**B**	**C**
Fall	Foldet, 40-70°	70-80° SV	70-90° V	75-80° NØ
$\overline{JCS}$ [MPa]	175	175	175	175
JRC	8	8	8	8
φ	35°	35°	35°	35°
Sprekkeavstand [m]	1	-	> 1,5	-
Sprekkefylling	-	-	-	-
Undulerende vinkel	19°	-	7°	-

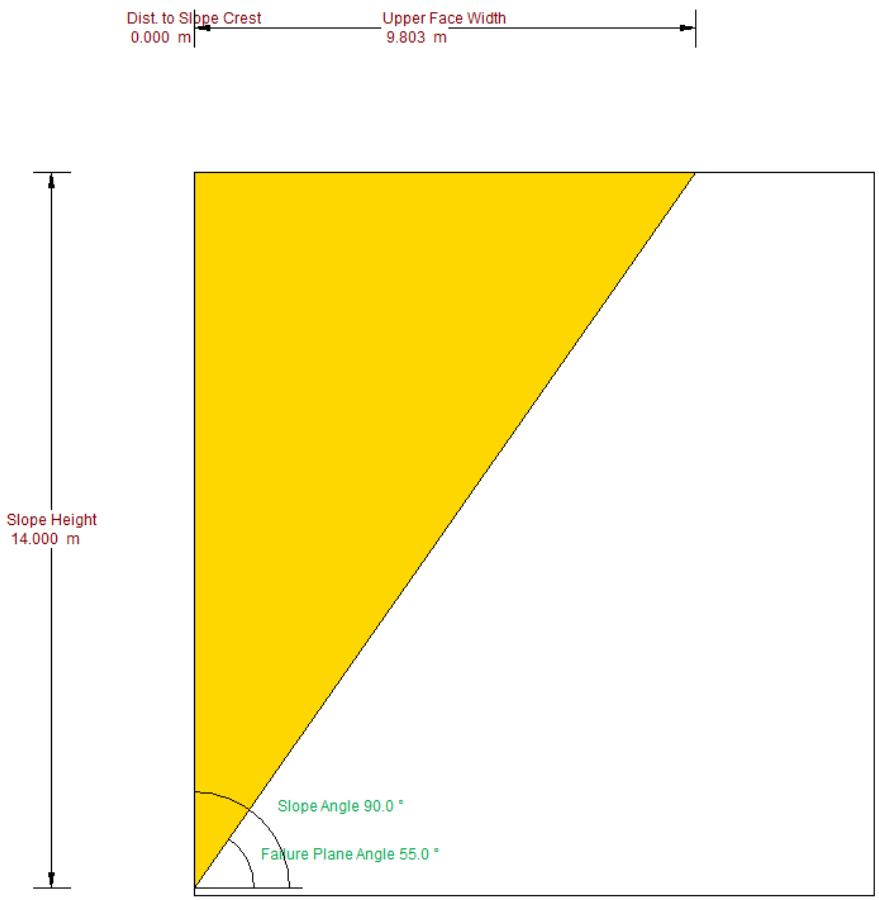
Egne målinger av F på befaring 20. november 2018:

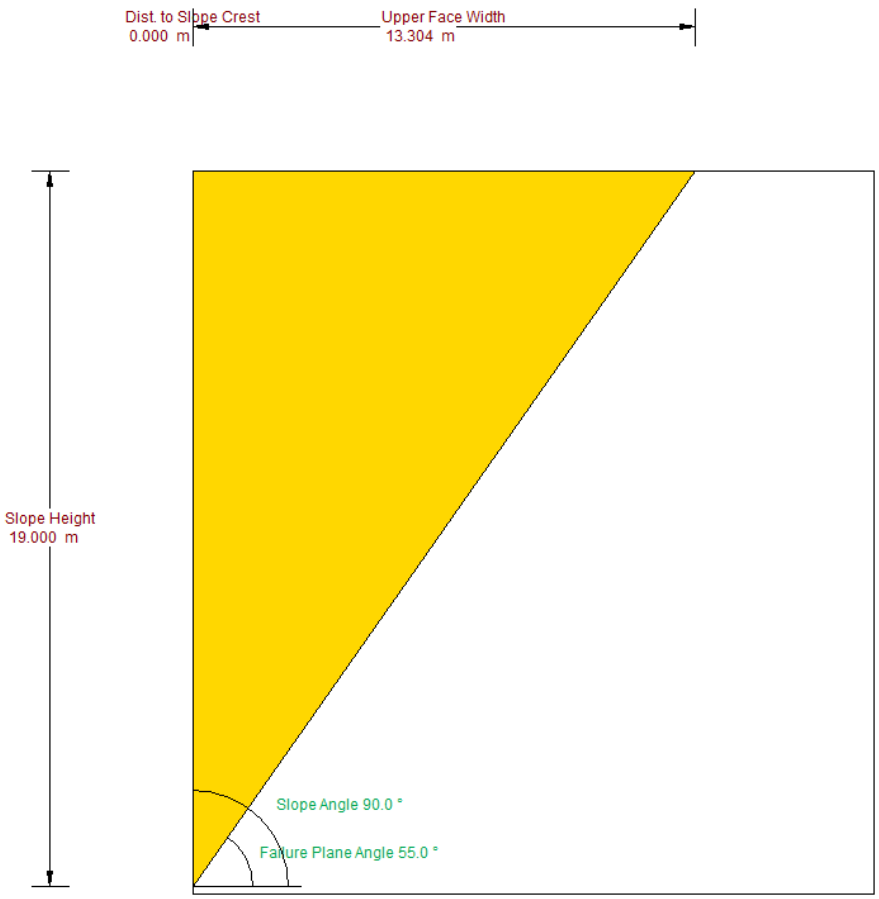
- N050Ø / 40º SØ
- N055Ø / 55 º SØ



Vedlegg E-2: Kilevolum ved varierende skjæringshøyde

Endring i kilevolum med økende skjæringshøyde, venstre side.





Vedlegg E-3: Kostnadsdifferanse med og uten hylle, venstre side

Beregningen av volum for berguttak av en 6 m hylle er gjort i programvaren Autodesk Inventor 2018.

Berguttak hylle		
Volum	5100	m3
Enhetspris berguttak	104	kr/pfm3
Kostnader berguttak	530400	kr
Sikring med hylle		
Sprøytebetong (spb)		
Areal	6100	m2
Volum spb	698	m3
20 % spb	140	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	628056	kr
Bolting nedre pall		
Areal	5250	m2
Antall bolter	1313	stk
Enhetspris 4 m	1450	kr/stk
Kostnad	1903125	kr
Bolting øvre pall		
Areal	850	m2
Antall bolter	213	stk
20 % bolting	43	stk
Enhetspris 4 m	1450	kr/stk
Kostnad	61625	kr
Totalkostnad hylle		
Berguttak	530400	kr
Sikring	2592806	kr
Totalkostnad	3123206	kr

Sikring uten hylle		
Sprøytebetong (spb)		
Areal	6100	m2
Volum spb	698	m3
20 % spb	140	m3
Enhetspris	4500	kr/m3
Kostnad	628056	kr
Bolting hele skjæring		
Areal	6100	m2
Antall bolter	1525	stk
Enhetspris 4 m	1450	kr/stk
Kostnad	2211250	kr
Totalkostnad uten hylle		
Sikringskostnad	2839306	kr
Differanse med og uten hylle		
Kostnad med hylle	3123206	kr
Kostnad uten hylle	2839306	kr
Kostnadsdifferanse	283900	kr

Berguttak 1 m bredere hylle		
Volum	850	m3
Enhetspris berguttak	104	kr/pfm3
Kostnader berguttak	88400	kr
Differanse berguttak og sikring		
Kostnader berguttak	88400	kr
Bolting øvre skjæring	61625	kr
Kostnadsdifferanse	26775	kr

Vedlegg E-4: Kostnader på berguttak ved 10:1 skjæringshelning

Beregningen av forskjell i volum for berguttak for 10:1 helning og vertikal skjæring på venstre side er gjort i programvaren Autodesk Inventor 2018.

Venstre side		
Volum nedre pall	3200	m3
Volum øvre pall	253	m3
Totalvolum	3453	m3
Enhetspris berguttak	104	kr/pfm3
Kostnader berguttak	359112	kr

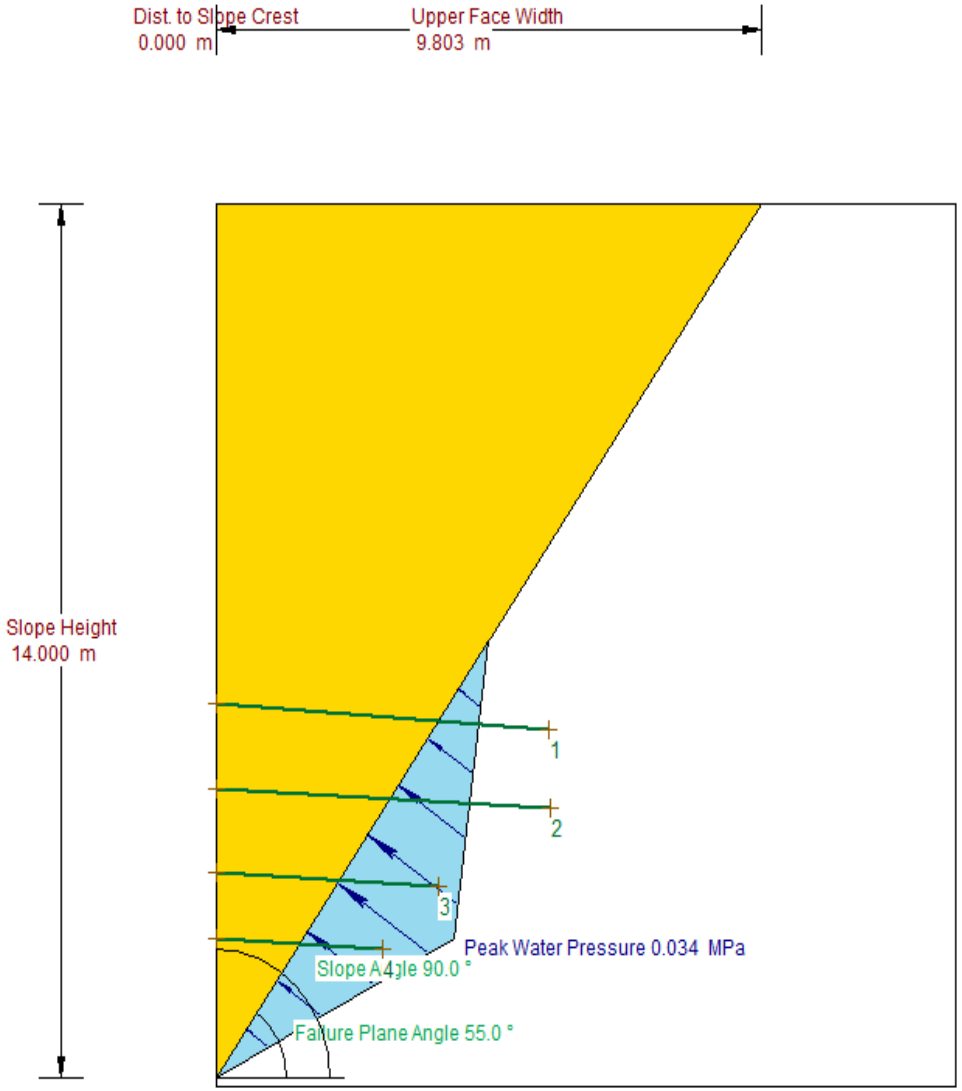
Vedlegg E-5: Sikring

Sikring av venstre skjæringsvegg mot plane utglidninger.

Antall bolter pr. lengdemeter skjæring, som gir antall bolter i høyde, regnes ut etter ligningen nedenfor. Skjæringshøyden settes til 14 m, og gjennomsnittlig senteravstand c/c på 2 m.

$$N = \frac{(14\,m\ \times 1\,m)}{(2\,m)^2} = 3{,}5\,stk$$

Antall bolter opp til 4 stk. Samme bolteegenskaper som ble brukt for sikring av lokalitet 1 brukes også her. 6 m bolter installeres i de øverste radene, deretter 4 m og 3 m. Boltene installeres i nedre del av skjæringen, slik at de får forankring i minimum 1 m intakt berg. I den numeriske analysen i RocPlane 3.0 antas det at maks vanntrykk kan reduseres til 50 %, da det etableres både terrenggrøft og nedføringsrenne på venstre side. Sikring med bolter som beskrevet ovenfor vil øke FS fra 0,51 til 1,82. Skjæringsveggen har vertikal helning. Optimal helning på boltene er 3-4° fra horisontalplanet. Omtrentlig bolting langs skjæringshøydene er vist i figuren nedenfor.



Factor of Safety	1.82
Driving Force	1.46 MN/m
Resisting Force	2.66 MN/m
Wedge Weight	1.78 MN/m
Wedge Volume	68.62 m^3/ m
Shear Strength	0.11 MPa
Shear Resistance	1.95 MN/m
Normal Force	1.30 MN/m
Plane Waviness	19.0°
Active Bolt Force	0.00 MN/m
Active Bolt Angle	0.0°
Passive Bolt Force	0.50 MN/m
Passive Bolt Angle	3.2°
Water Force on Failure Plane	0.15 MN/m

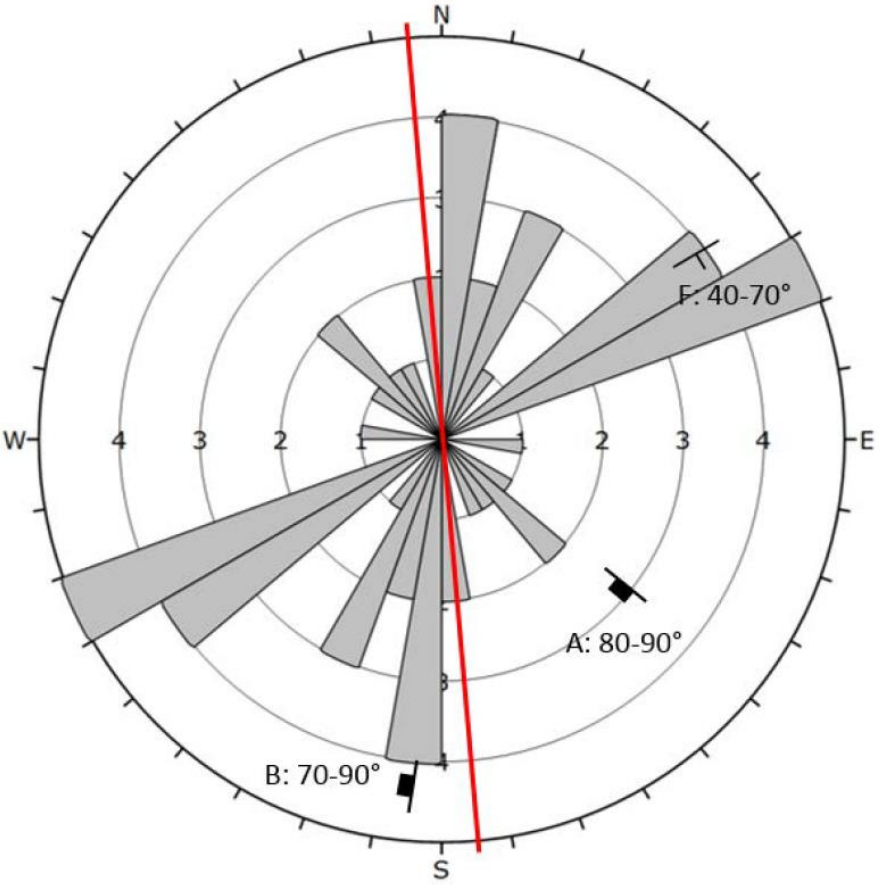
Bolt Properties:

#	Angle	Capacity	Length	AnchLength
1	4.0 °	0.13 MN/m	6.000 m	1.998 m
2	3.0 °	0.13 MN/m	6.000 m	2.875 m
3	3.0 °	0.13 MN/m	4.000 m	1.787 m
4	3.0 °	0.13 MN/m	3.000 m	1.498 m

VEDLEGG F. LOKALITET 6

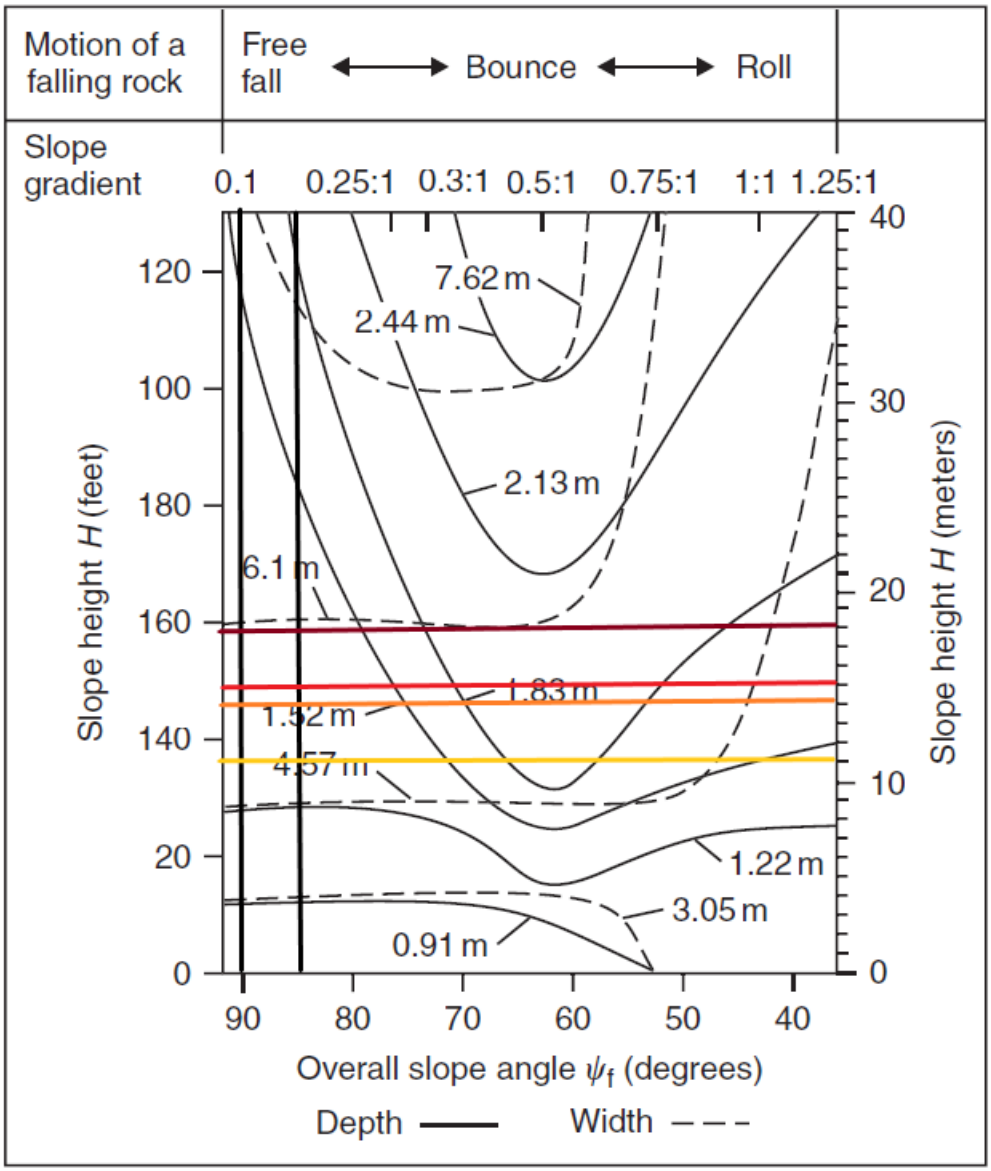
Sprekkeegenskaper

Sprekkesett	F	A	B
Fall	Foldet, 35-65° SØ	80-90° SV	70-85° V
$\overline{JCS}$ [MPa]	100	100	100
JRC	8	8	8
φ	35°	35°	35°
Sprekkeavstand [m]	1	-	> 1,5
Sprekkefylling	-	-	-
Undulerende vinkel	13°	1°	8°



VEDLEGG G. GRØFTEDIMENSJONERING, FV. 17

Anbefalt grøftebredde etter modifisert Ritchie (1963) diagram.

Tallene er omtrentlige.

	Makshøyde skjæring	Bredde (W)	Dybde (D)
Lokalitet 1	18 m	6,10 m	1,40 m
Lokalitet 3	15 m	5,60 m	1,35 m
Lokalitet 5	14 m	5,40 m	1,30 m
Lokalitet 6	11 m	4,90 m	1,25 m