
RAPPORT

HELGELAND KRAFT AS

DAM HUNDÅLVATN FORNYING
Ingeniørgeologisk rapport – Vurdering av steinbrudd

OPPDRAGSNUMMER 585631

RAPPORT 585631-RIG-R01-A01



27.3.2015

SWECO NORGE AS
TRONDHEIM

KINE WENBERG JACOBSEN

RAPPORT

Rapport nr.: 585631-RIG-R01-A01	Oppdrag nr.: 585631	Dato: 27.3.2015	
Kunde: Helgeland Kraft AS			
DAM HUNDÅLVATN FORNYING Ingeniørgeologisk rapport – Vurdering av steinbrudd			
Sammendrag: Fornyingsarbeider for Dam Hundålvatn er under planlegging. Arbeidene vil blant annet omfatte fornying av kronevern og skråningsvern på nedstrøms side. Massene til dette er planlagt hentet fra nedstrøms side av overløpsterskelen, samme sted som steinuttak den gang dammen ble bygget i 1961. Denne rapporten beskriver ingeniørgeologiske vurderinger knyttet til uttak av stein. Krav til størrelse og fasong på plastringsstein fremgår av teknisk plan. Det er observert granitt/granodioritt, granittisk gneis og glimmergneis i det gamle steinbruddet ved overløpet, på høyden mellom overløp og dam, og ved utløp til omløpstunnelen. Bergmassen er oppsprukket etter tre hovedsprekkesett, hvorav to steile og ett subhorisontalt. Den granittiske gneisen i området for eksisterende steinbrudd vurderes å være godt egnet til produksjon av stein til Hundålvassdammen. For å oppnå stor andel storstein ved sprengning bør det tilstrebes stor pallhøyde, normalt anbefales pallhøyde på 14-18 m. Topografien i steinbruddet tilsier at dette kan bli vanskelig å gjennomføre, og at en noe lavere pallhøyde må benyttes. Andre sprengningstekniske parametere som vil påvirke storsteinandelen er: E/V-forhold, sprengstoff, bruk av horisontal presplitt, uladet lengde, air-deck, samtidig tenning, innmåling av borehullsavvik. Som grunnlag for et optimalt sprengningsopplegg, bør prøvesprengning inngå. Utsetting, boring og lading av hver salve må gjøres nøyaktig, slik at base-line for prøvesprengningen er kjent. Videre må hver salve dokumenteres for eventuell justering av salveplanene.			
Rev.	Dato	Revisjonen gjelder	Sign.
Utarbeidet av:			Sign.:
Kine Wenberg Jacobsen			
Kontrollert av:			Sign.:
Bent Aagaard			
Oppdragsansvarlig / avd.:			Oppdragsleder / avd.:
Bård R. Skatvold/251			 Bjørn Dalsnes/251

RAPPORT 585631-RIG-R01-A01
27.3.2015

Innholdsfortegnelse

1	INNLEDNING	2
2	FORUTSETNINGER, KRAV TIL STEINMATERIALE	2
2.1	SKRÅNINGSVERN OG DAMKRONE	2
2.2	STØTTEFYLLING	3
3	OBSERVASJONER	3
3.1	TOPOGRAFI	4
3.2	LØSMASSER	4
3.3	BERGARTER	5
3.4	BERGMASSEBESKRIVELSE	5
3.4.1	OPPSPREKKINGSMØNSTER/SPREKKETETTHET	5
3.4.2	SPREKKEKARAKTERISTIKK	6
4	VURDERINGER OG ANBEFALINGER	6
4.1	PLASSERING AV NYTT STEINBRUDD	6
4.2	STABILITET EKSISTERENDE SKJÆRINGER	6
4.3	HENSYN TIL OMLØPSTUNNEL	6
4.4	GRENSEVERDI FOR RYSTELSER	7
4.5	UTFORMING AV BRUDDET	7
4.6	SPRENGNINGSTEKNISKE PARAMETERE	8
4.7	PRØVESPRENGNING	9
5	REFERANSER	10

Vedlegg

Vedlegg 1	Kvartærgeologisk kart
Vedlegg 2	Berggrunnskart
Vedlegg 3	Bilder
Vedlegg 4	Ingeniørgeologisk tegning
Vedlegg 5	Sprekkerose
Vedlegg 6	Beregning av grenseverdi for rystelser (dam og tunnel)

1 INNLEDNING

Dam Hundålvatn er en steinfyllingsdam bygget i 1961. Dammen ble revurdert av Sweco i 2010, og fornyingsarbeider anbefalt i revurderingen er under planlegging. Arbeidene vil blant annet omfatte fornying av kronevern og skråningsvern på nedstrøms side. Massene til dette er planlagt hentet fra nedstrøms side av overløpsterskelen. Da dammen ble bygget ble stein tatt ut fra et steinbrudd samme sted.

Denne rapporten beskriver ingeniørgeologiske vurderinger knyttet til uttak av stein. Befaring er utført av ingeniørgeolog Kine Wenberg Jacobsen den 6. november 2014. Med på befaringen var Øystein Huuse-Røneid fra Sweco og Bertil Myrvang fra Helgeland Kraft AS (HK). Det var ca. -5°C, skyfritt og vind på befaringstidspunktet.

2 FORUTSETNINGER, KRAV TIL STEINMATERIALE

Revurderingen i 2010 konkluderte med at det ikke er tilstrekkelig stabilitet i dammens nedstrøms skråning på grunn av mangelfull steinplastring. Dette skal utbedres ved etablering av ny støttefylling og nytt skråningsvern. Eksisterende skråningsvern er ikke utført som plastring i henhold til gjeldende standard. Dagens skråningsvern skal graves av før etablering av ny støttefylling, og steiner som tilfredsstillende krav til størrelse og form vil gjenbrukes i nytt skråningsvern.

Beregnet massebehov er ca. 29.000 m³ (anbrakt volum). Dette omfatter masser til støttefylling og nytt skråningsvern, men også masser til midlertidige anleggsveger og samfengt sprengstein til steinsetting av reguleringssonen.

Det vises til Teknisk Plan i sin helhet for detaljer rundt fornyingsprosjektet [Ref. 1].

2.1 SKRÅNINGSVERN OG DAMKRONE

I *Veileder for fyllingsdammer* [Ref. 2] står det om krav til steinmateriale i skråningsvern at:

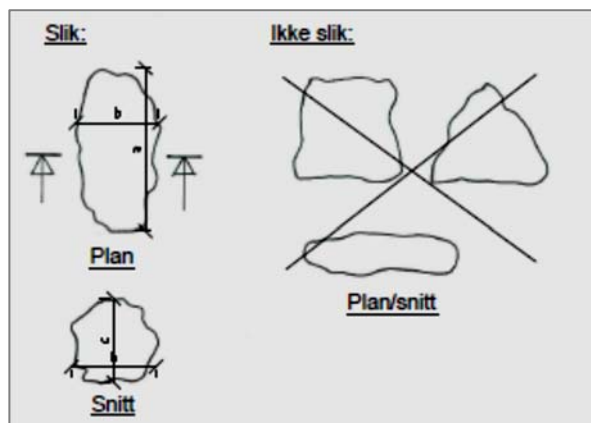
"Det skal benyttes stein av god kvalitet som er motstandsdyktig mot forvitring. Granittiske og gabbroide bergarter, enten disse opptre som rene granitter, dioritter, gabbroer eller lignende, eller gneiser, vil som regel være av høy kvalitet. Skifrige bergarter som glimmerskifer, klorittskifer, leirskifer og fyllitt er eksempel på bergarter som vil gi lav steinkvalitet og dermed ikke tilfredsstillende kravet til kvalitet."

Av teknisk plan for prosjektet fremgår krav til størrelse og form på stein til skråningsvern og damkrone. Damkrone og skråningsvern bygges i to sjikt, sjikt 1 (ytterst) og sjikt 2.

Tabell 1 Steinestørrelse for kronevern og skråningsvern sjikt 1 og 2, utdrag fra Teknisk Plan.

	D _{min} [mm]	D _{maks} [mm]
Sjikt 2 skråningsvern	250	500
Sjikt 1 skråningsvern og kronevern	650	1100

Fasong på plastringsstein skal være i henhold til tegning 1205 i Teknisk Plan, se figur 1:



Figur 1 Krav til fasong på plastringstein. Utsnitt fra tegning 1205 i Teknisk Plan.

Definisjon på steinstørrelse er gitt av formelen $d = (a \times b \times c)^{1/3}$

- Steiner skal være avlange: $\frac{1}{3} < \frac{b}{a} < \frac{2}{3}$
- Steiner skal ikke være flate (heller): $\frac{c}{b} > \frac{2}{3}$
- Steiner skal ikke være for lange/stenglige: $\frac{a}{c} < 3$

Stein i sjikt 1 og skråningsvern vil være minimum 0,15 m³ og ha minste diameter lik 650 mm.

2.2 STØTTEFYLLING

I *Veileder for fyllingsdammer* [Ref. 2] står det om materialer i støttefylling:

"For bergartstyper som ikke består av granitt/gneis, eller tilsvarende, skal de mekaniske egenskapene som sprøhet, flisighet og motstand mot nedknusning testes."

For å opprettholde dammens høye permeabilitet settes minste steinstørrelse i ny støttefylling lik 50 mm (D₁₅).

Tabell 2 Steinstørrelse for støttefylling, utdrag fra Teknisk Plan.

	D _{min} [mm]	D _{maks} [mm]
Ny støttefylling/overgang	50 (D ₁₅)	500

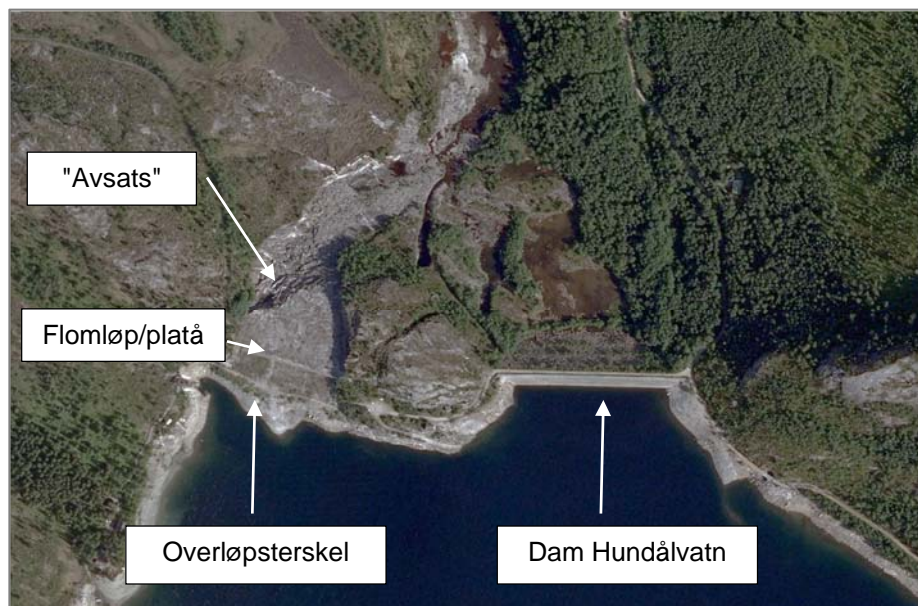
3 OBSERVASJONER

NGI veileder nr. 2 [Ref. 3] påpeker fordelene ved å etablere steinbrudd for uttak av stein til plastring så nære dammen som mulig, og plassering innenfor magasinet er å foretrekke. For prosjektet med Hundålvassdammen er det lite aktuelt å etablere nytt steinbrudd i magasinet. Det er i henhold til avtale med HK fokusert på området for det eksisterende steinbruddet.

Befaring og vurderinger er gjort i område for eksisterende dam og overløpsterskel, på høydedraget mellom disse og i forskjæringer til utløp for omløpstunnelene (2 stk.), se figur 2. Den østre omløpstunnelen (nærmest dam) er gjenstøpt, i den vestre var det vann i minst ca. 0,5 m dybde. Befaring med kartlegging inne i tunnelene er derfor kun utført i forskjæringene.

Alle bilder er samlet i vedlegg 3.

3.1 TOPOGRAFI



Figur 2 Oversikt over området ved Dam Hundålvatn (flyfoto fra www.norgeskart.no).

Det er små høydeforskjeller i det befarte området. Damkrone ligger på kote ca. 200,5 og HRV for overløpsterskel er på kote 199. Flomløp/øvre del av eksisterende steinbrudd har såle på ca. 198, og et "avsats" (utsprengt) i terrenget sørger for en høydeforskjell på ca. 10 meter til et søkk/elveløp nedstrøms flomløpet. Elven fortsetter fra relativt slakt i nordlig retning. Høydedraget mellom dam og overløpsterskel går opp til kote 216.

3.2 LØSMASSER

Løsmassesbeskrivelse er begrenset til enkel omtale av løsmassemektighet og -type i prosjektområdet. Det henvises til geoteknisk notat for detaljer.

Det er bart fjell eller bart fjell med tynt løsmassedekke ved overløpsterskelen, nedstrøms overløp og ved utløp til omløpstunnelene, se løsmassekart i vedlegg 1. Nedstrøms overløpsterskelen ligger det mindre blokker spredt i et tynt sjikt utover bergoverflaten, typisk størrelse på blokkene er inntil $(0,3 \times 0,3 \times 0,3) \text{ m}^3$. Noe av massen antas å ligge igjen fra anleggstiden, fra etablering av eksisterende dam (steinbrudd) og flomløp. Mindre fraksjoner kan være vasket nedstrøms med flomvann. Inntil foten av skjæringen i det gamle steinbruddet ligger nedfallsmasser som mindre blokker. I søkket nedstrøms

flomløpet er bergmassen blankskurt. Det ligger blokker langs elven i søkket. Størrelser på blokkene varierer, en stor andel er i størrelsesorden 0,5-1,0 m³. Det antas at en del av dette er sprengstein fra anleggsperioden.

På høyden mellom dam og overløp er det stedvis tynt løsmassedekke i form av lav/mose og tynt humus/torvdekke. Løsmassene er i hovedsak konsentrert til mindre forsenkninger/kløfter i terrenget.

Nedstrøms dammen er det et begrenset myrområde. Det er her utført geotekniske undersøkelser av Sweco i 2013. Undersøkelsene omfattet boring med totalsonderinger i fire punkt, og viser at bergoverflaten er på knappe 2 meters dybde.

3.3 BERGARTER

Berggrunnen i Vefsn hører til Helgelands dekkekompleks, dekker som er skjøvet inn over land i forbindelse med den kaledonske fjellkjedefoldningen. Typisk for dette komplekset er omdannede sedimenter og store massiver av intrusive bergarter, først og fremst av granittisk og kvartsdiorittisk sammensetning.

Berggrunnen i området ved Hundålvatnet består ifølge berggrunnskart fra NGU av dypbergartene granitt/granodioritt og omdannede sedimentære glimmergneiser og glimmerskifre, se vedlegg 2. Dette stemmer med observasjoner gjort i felt. Det er observert granitt/granodioritt, granittisk gneis og glimmergneis i det gamle steinbruddet ved overløpet, på høyden mellom overløp og dam, og ved utløp til omløpstunnelen. Det er ikke observert noen klar bergartsgrense, men den granittiske bergarten dominerer mens gneisen synes å opptre i begrensede bånd/lag i denne.

3.4 BERGMASSEBESKRIVELSE

Det vises til ingeniørgeologisk tegning i vedlegg 4.

3.4.1 OPPSPREKKINGSMØNSTER/SPREKKETETHET

Bergmassen fremstår i all hovedsak som kompetent og sterk der dette er testet med påføring av hammerslag. Det er utført innmåling av sprekker ved 12 lokaliteter, og en sammenstilling av disse målingene fremgår av sprekkerose og stereoplott i vedlegg 5. Som figurene viser, forekommer oppsprekking etter tre hovedsprekkesett:

1. N40-90° Ø/70-90° SØ

Sprekkesettet er målt ved samtlige lokaliteter. Foliasjon i gneisbergarten følger i hovedsak samme orientering som dette sprekkesettet. Sprekkeavstand er anslått til 0,5-1,0 meter, noen steder er den 1-1,5 m.

2. N10° Ø – N20° V/80° V-80° Ø

Sprekkeavstand er 1-1,5 m, stedvis 0,5-1,0 m.

3. N40-70° V/60-90° SV

Sprekkeavstand 1,0 m, stedvis > 1,0 m.

4. N20-60° V/10-30° NØ

Subhorisontalt sprekkesett med sprekkeavstand som varierer mellom 0,5 og 1,5 m. Orientering (strøk) kan være vanskelig å måle nøyaktig på flattliggende sprekker, men gjennomgående har sprekken fall slakt mot N.

I tillegg er det observert noen sporadiske sprekker.

Det er innslag av lyse mineralbånd i den granittiske gneisen. Spesielt fremtredende er dette i bergmassen nedstrøms overløpet der lys granitt og porfyrgranitt opptrer i slirer og bånd som er knadd inn i den gneisen. Der glimmergneis opptrer i granittiske bergarter, er det med en tydelig bånding med orientering etter hovedsprekkesett 1.

3.4.2 SPREKKEKARAKTERISTIKK

I sprengt skjæring (eksisterende brudd) er hovedsprekkesettene mer tydelig enn i blankskurte blotninger ellers i terrenget. Generelt gjelder at det ikke er observert sprekkefylling. Oppsprekking etter foliasjonen er hovedsakelig bølget-ru, og for øvrige sprekker varierer sprekkeruheten mellom plan-ru og bølget-ru. I blotningene fremstår sprekken generelt som lukket (< 0,5 mm), mens i sprengte skjæringer i forbindelse med tunneler og eksisterende steinbrudd til dels er åpne (2.5-10 mm) til svært åpne (10-25 mm).

4 VURDERINGER OG ANBEFALINGER

4.1 PLASSERING AV NYTT STEINBRUDD

Den granittiske gneisen i området for eksisterende steinbrudd vurderes å være godt egnet til produksjon av stein til Hundålvassdammen.

Plassering nært til dammen gir svært kort transportveg mellom brudd og dam. Positivt er også at det er god tilkomst både til topp og bunn av bruddet. Fordi det allerede er tatt ut masser her, er terrenget flatt i topp, slik at det kreves lite åpningsarbeid før uttak av masser kan starte. I bunn av bruddet vil åpningsarbeider omfatte etablering av anleggsveg mellom dam og brudd, og mindre tilrettelegging inn mot første pall. Anleggsveg kan etableres på fylling, og vil ikke kreve sprengning av skjæringer.

På bakgrunn av de nevnte kvalitetene til eksisterende steinbrudd, er alternative lokaliteter er ikke vurdert mer inngående i denne rapporten, i henhold til avtale med HK.

4.2 STABILITET EKSISTERENDE SKJÆRINGER

Eksisterende skjæring i østre side av flomløp er ca. 70 m lang og inntil 10 m høy. Det er observert avløste steiner og blokker i skjæringen. Entreprenør må ta hensyn til dette, og behov for stabilitetssikring med tanke på arbeidssikkerhet før gjenåpning av bruddet må vurderes.

4.3 HENSYN TIL OMLØPSTUNNEL

I henhold til tegninger av eksisterende anlegg (ikke innmålt), har omløpstunnelen nærmest aktuelt steinbrudd såle på ca. kote 178. Tunnelen har ifølge tegninger fra

6 (10)

RAPPORT 585631-RIG-R01-A01
27.3.2015

anleggstiden et tverrsnitt på ca. 30 m², slik at heng kan antas ligge på ca. kote 182. Såle på nederste pall i steinbruddet er planlagt på kote 183. Det må opprettholdes en minste avstand mellom steinbrudd og tunnel på 20 meter. Se neste kapittel vedrørende rystelser fra sprengning.

Det er ikke utført befarings av omløpstunnelene av ingeniørgeolog. Det bør vurderes å gjennomføre en befarings før oppstart av sprengningsarbeidene for en stabilitetsvurdering av tunnelene.

4.4 GRENSEVERDI FOR RYSTELSER

Grenseverdi for rystelser beregnes i henhold til NS8141-1:2012+A1:2013/A2:2014 *Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt fra sprengning på byggverk, inkludert tunneler og bergrom.*

I standarden fremgår at det er ulike verdier for byggverk og eksisterende tunneler/bergrom. Beregnet grenseverdi med tanke på eksisterende dam og lukehus er 47,6 mm/s. Valgte parametere fremgår av vedlegg 6.

For eksisterende tunneler skal bergmassekvalitet og installert stabilitetssikring legges til grunn ved valg av grenseverdi for rystelser. Med bakgrunn i observasjoner gjort i dagen antas tunnelene å være etablert i godt berg. Det er ikke kjent hva slags sikring som er installert, men det er lite sannsynlig at det er utført systematisk og omfattende sikring. Valgt tilstand iht. standarden er derfor *"Godt berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong"*. Dette gir en grenseverdi på 25 mm/s.

Standardens grenseverdier er gjeldende for alle typer tunneler, blant annet vegtunneler i drift, og verdiene kan derfor forventes å være relativt konservative. For dette prosjektet er det snakk om to omløpstunneler der det ikke skal være trafikk av verken personell eller maskiner. Det kan da være riktig å se til standardens fotnote som angir at *"Dersom tunnelen/bergrommet ikke er i bruk, kan det vurderes å heve de angitte grenseverdiene med en faktor på 1,25"*. Dette gir en grenseverdi på 31,25 mm/s. Tabeller for valg av grenseverdi for tunnel/bergrom fremgår av vedlegg 6.

Tekniske installasjoner i tunnelene, i dette tilfellet vil det være lukekonstruksjonene, kan være styrende for om grenseverdi må justeres. Grenseverdi på 31 mm/s anbefales for tunnel, 47 mm/s anbefales for dam og lukehus.

4.5 UTFORMING AV BRUDDET

Steinbruddet er planlagt i to nivåer, ett med såle på kote 191 og ett med såle på kote 183. Det anbefales at uttak hovedsakelig utføres i ett nivå for å oppnå størst mulig pallhøyde, se også kapittel 4.6.

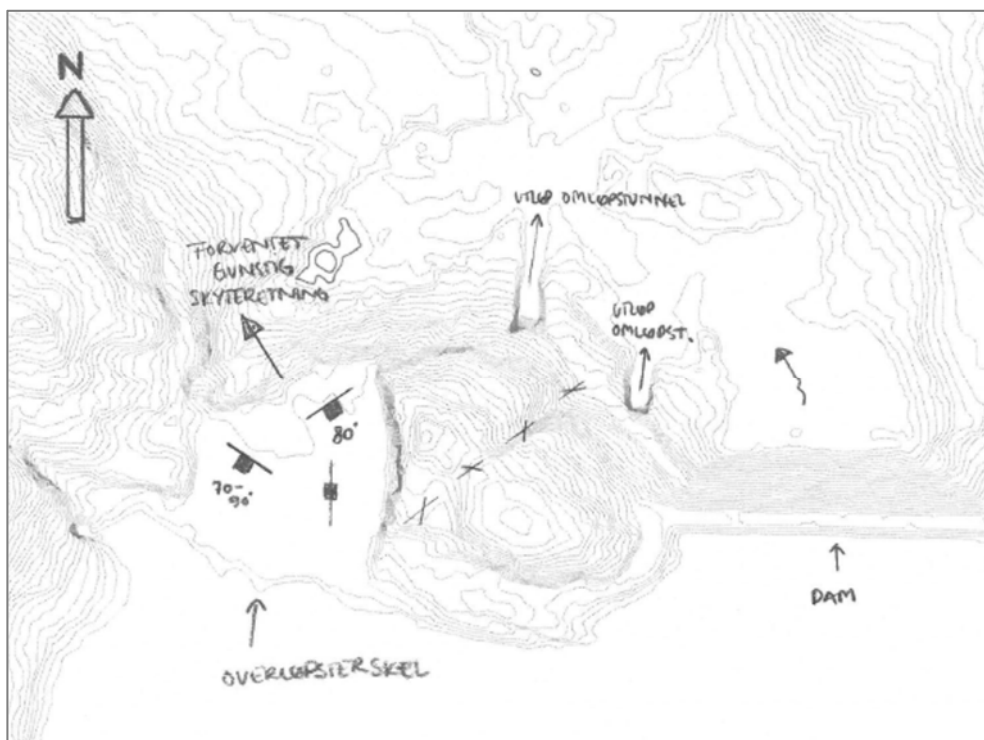
For å ivareta god stabilitet er det vanlig at bruddvinkel begrenses oppad til 50-55° av hensyn til stabiliteten [ref. 3]. For eksempel vil en loddrett pallhøyde på 10 meter gi hyllebredde på 7 m for bruddvinkel på 55°. Tilsvarende vil samme bruddvinkel gi hyllebredde på 8,4 m ved bruk av en loddrett pallhøyde på 12 meter.

I nedstrøms ende av område for planlagt steinbrudd er terrenget noe skrånende. Dette vil gi lave paller. Det kan være hensiktsmessig at lave paller (< 6 m) tas ut med neste pall.

4.6 SPRENGNINGSTEKNISKE PARAMETERE

Erfaringsmessig [Ref. 4] vil det ved uttak av storstein være en fordel med stor pallhøyde. Dette for å unngå at for stor andel av pallen påvirkes av bunnladningen. På den annen side vil stor pallhøyde gi stor fallhøyde, noe som kan redusere storsteinsandelen. Typisk pallhøyde er 14-18 meter for uttak av store andel storstein. Topografien i aktuelt steinbrudd tilsier at dette kan bli vanskelig, og at en noe lavere pallhøyde må benyttes. Det bør være mulig å tilstrebe en pallhøyde på i størrelsesorden 12 meter. For å oppnå dette anbefales at uttak utføres hovedsakelig i ett nivå, dvs. sprengning ned til kote 183. Avtrapping fra dagens terreng ned til kote 191 kan så gjøres avslutningsvis.

Boring langs og skyting normalt på dominerende sprekkesett kan bidra til å redusere nye, induserte sprekker. Det kan også gi et lettere framkast av salva. Figur 3 viser hovedsprekkesett i området nedstrøms overløpsterskelen. To steile sprekkesett dominerer, og har orientering omtrent normalt på hverandre. I tillegg opptrer sprekker etter ytterligere et steilt sprekkesett, og et subhorisontalt sett. Sprekker med strøk mot NØ er gjennomgående i bergmassen, og kan ses tydelig også i "avsatsen" i terrenget nedstrøms flomløpet. Mest gunstige skyteretning forventes å være normalt på denne, altså mot NV. Ved å bruke få eller bare én rast kan man dessuten oppnå mindre nedknusing i framkastet.



Figur 3 Oppsprekking i området for steinbrudd. I tillegg opptrer et subhorisontalt sprekkesett med strøk mot NV som ikke er angitt på tegningen.

Andre sprengningstekniske forhold som vil påvirke storsteinsandelen [Ref. 4, 5, 6]:

- E/V forhold - E/V-forhold lavere enn 1,0 og "samtidig" tenning vil redusere sekundærknusning i framkast. Lavt E/V-forhold gir stor forsetning, noe som normalt vil gi større blokker og økt storsteinandel.
- Sprengstoff – lavt E/V forhold krever bunnladning med høyt energiinnhold. Dette kan imidlertid gi høy nedknusning i nedre del av salven, og bunnladningen bør reduseres for å unngå dette. Pipeladningen må da være tilstrekkelig til å sikre framkast, men uten for stor nedknusning. Pipeladningen bør ha lavt energinivå og lav detonasjonshastighet.
- Horisontal presplitt – Et alternativ til kraftig bunnladning er bruk av horisontale borehull i sålenivå som lades og tennes som en presplitt. Underboring og bunnladning kan da reduseres. Bunnladningens oppgave vil da bli å løsgjøre bergmassen mellom presplitten og bunn av de vertikale hullene.
- Uladet lengde – Normalt settes uladet lengde lik forsetningen. Ved stor forsetning kan det bli et problem med store blokker i toppen av røysa. Ved å redusere uladet lengde vil forholdene bli bedre med tanke på lasting og håndtering av blokker som må sekundærknuses.
- Air-deck – Bruk av uladet lengde (luft) mellom topp av ladestreg og fordemningen. Dette vil i oppsprukket bergmasse bidra til at færre nye sprekker introduseres. Variasjoner av dette prinsippet kan benyttes, erfaring viser at luft som erstatter for deler av eller hele pilladningen kan ha positiv effekt på storsteinandelen.
- Tenning – Bruk av samtidig tenning, gjerne hele rasta, reduserer sekundærknusningen. Fragmentene vil kollidere mindre under framkastet slik at blokker avgrenset av naturlige sprekker bevares. Elektroniske tennere vil være bedre egnet til samtidig tenning enn tennere med pyroteknisk forsinkerement.
- Innmåling av borehullsavvik – Borehullsavvik kan føre til at to hull blir liggende så nære at det kan oppstå lokal overladning når salven sprenges]. Ved innmåling av borehull for registrering av eventuelt borehullsavvik kan sprengstoffmengden reguleres for å unngå overladning.

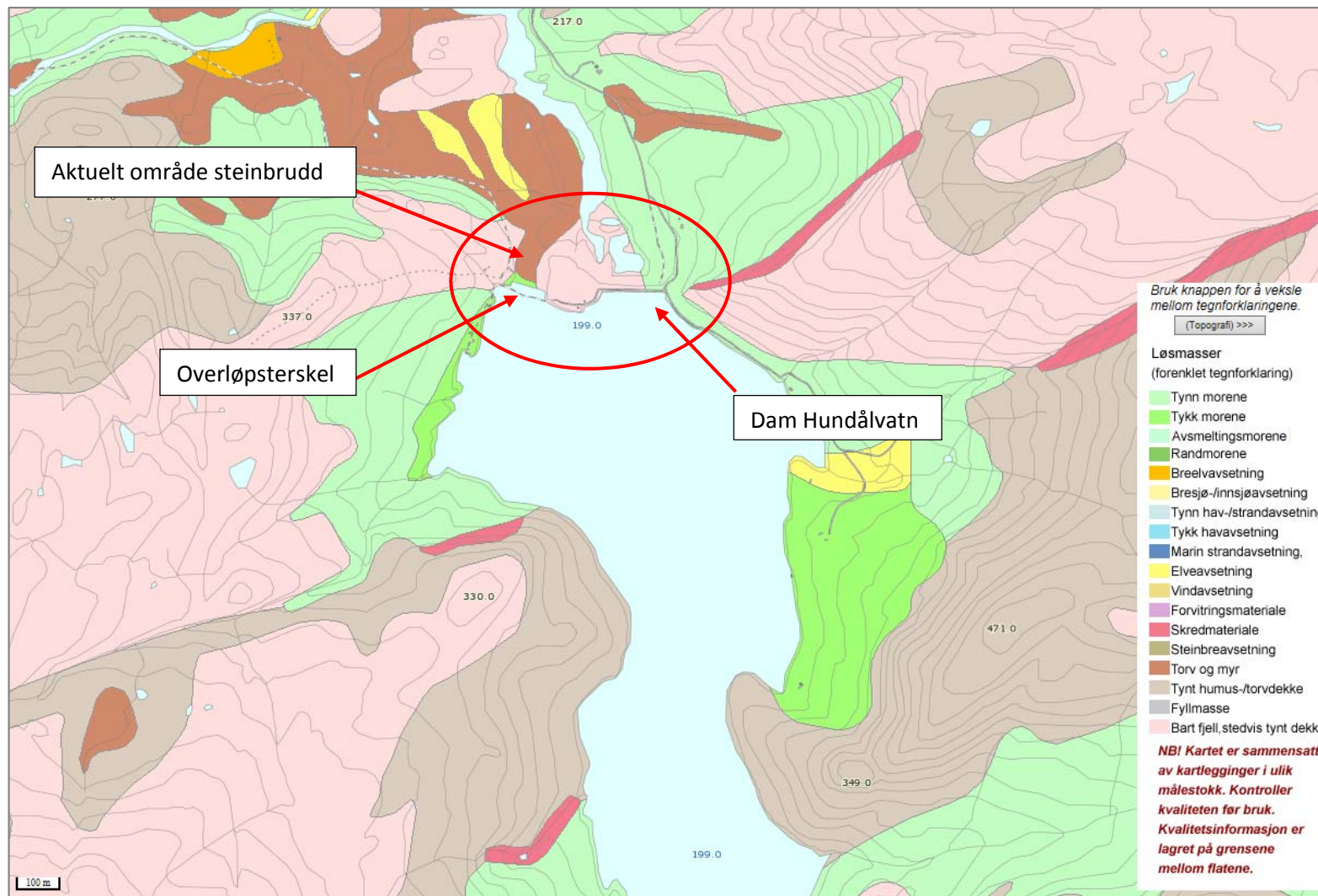
4.7 PRØVESPRENGNING

Det vil være entreprenørens ansvar å planlegge og utføre sprengningen på en mest mulig hensiktsmessig måte for å oppnå stor andel storstein. Det bør i samarbeid med byggherre/rådgiver tilstrebtes å lage et opplegg for å oppnå størst mulig pallhøyde. Som grunnlag for et optimalt sprengningsopplegg, bør prøvesprengning inngå. Det vil da være avgjørende at utsetting, boring og lading av hver salve utføres nøyaktig slik at base-line

for prøvesprengningen er kjent. God dokumentasjon av hver salve er viktig for senere justeringer av salveplanene. Bruk av 1 rast, i alle fall for de første salvene, kan forenkle vurderinger knyttet til behov for justering av salveplaner.

5 REFERANSER

- [1] Dam Hundålvatn. Teknisk Plan 2014. Sweco Norge, 17.10.2014.
- [2] Veileder nr. 4/2012 Veileder for fyllingsdammer til § 5-10 og § 6-1 i forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg. Norges vassdrags- og energidirektorat, 2012.
- [3] Kompendium i anleggsteknikk, kapittel III Steinbrudd. Roald Bardal, juni 1994.
- [4] Rehabilitering av fyllingsdammer med fokus på steinbruddsdrift og tilbakeføring med revegetering av steinbruddet. Aarbak, Bruland et. al, Fjellsprengningsdagen 2011.
- [5] Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk. Håndbok nr. 7 Håndbok for bestiller av bergsprengningsarbeid. Mai 2012.
- [6] Store molosteinblokker – en eksportartikkel. Foredrag nr. 14 på NFF-kurset Sprengningsarbeider – sporing og sikkerhet. Oddvar Brøndbo, 2014.



Kvartærgeologisk kart med tegnforklaring, www.ngu.no. Prosjektområdet angitt med rød sirkel.



Bilde 1 Dam Hundålvatn, bilde tatt mot øst.



Bilde 2 Dam Hundålvatn, bilde tatt mot øst. Eksisterende plastring delvis begrodd med mose.



Bilde 3 Lukehus til vestre omløpstunnel. Bergmassen fremstår som kompetent og lite oppsprukket. Granitt/granodioritt.



Bilde 4 Bergmassen på høydedraget mellom dam og overløpsterskel. Granitt/granittisk gneis med slirer av glimmergneis.



Bilde 5 Granitt i skjæring ved høyre side av overløpsterskel (sett medstrøms).



Bilde 6 Bergmassen nedstrøms avsats fra overløp, i elveleiet. Granittisk gneis med ganger og slirer av granitt og porfyrgranitt. Det er også observert bånd av glimmergneis i bergmassen i dette området.



Bilde 7 Overløpsterskel til høyre i bildet. På platået nedstrøms terskelen ligger mindre blokker spredt utover. Steinuttak til eksisterende dam ble gjort her. Bildet er tatt mot øst.



Bilde 8 Skjæring etablert i forbindelse med steinuttak i anleggstiden. Det er observert avløste steiner og blokker i skjæringen.



Bilde 9 Nedstrøms ende av skjæring ved overløp. Granittisk gneis med bånd/slirer av glimmergneis. Det er observert avløste steiner/blokker i skjæringen. Skjæringen er inntil ca. 10 m høy. Bildet er tatt mot ØNØ.



Bilde 10 Oppstrøms ende av skjæring ved overløp. Granittisk gneis med bånd/slirer av glimmergneis. Bergmassen er oppsprukket etter 3 hovedsprekkesett, hvorav to steile og ett subhorisontalt. Bildet er tatt mot øst.



Bilde 11 Platå nedenfor overløpsterskel til venstre, avsats i terrenget (stiplet) ned til elveløpet videre nedstrøms. Bildet er tatt mot NV.



Bilde 12 Bergmassen ved avsats i terrenget mellom platå ved overløp og elveleiet videre nedstrøms dette. Bergmassen fremstår som kompetent og lite oppsprukket. Stor sprekkeavstand. Granittisk gneis med bånd av glimmergneis.



Bilde 13 Fra elveleiet opp mot avsats til platå ved overløp. Bildet er tatt motstrøms, mot sør.



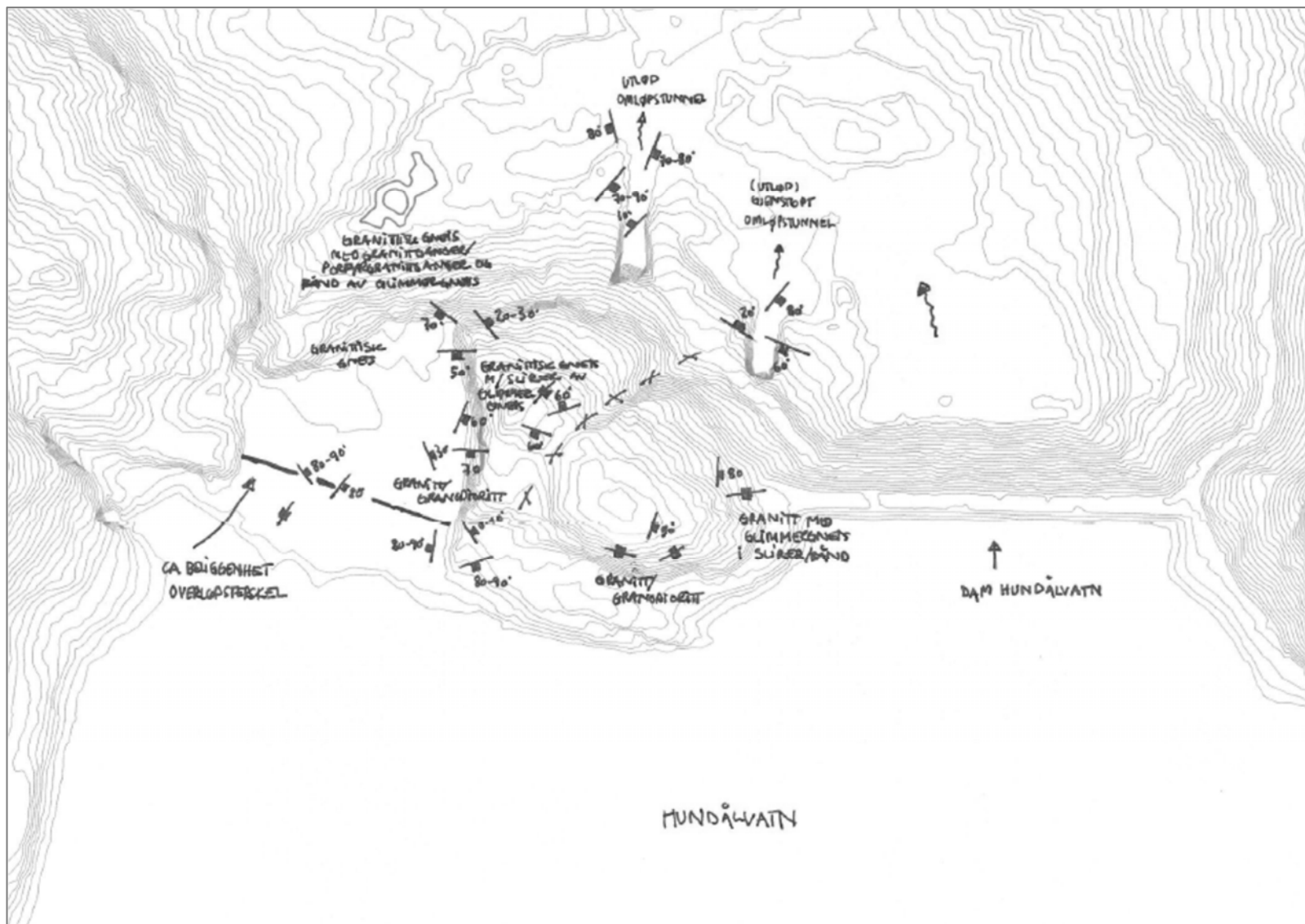
Bilde 14 Fra elveleiet opp mot avsats til platå ved overløp. Det ligger en del blokker i elveleiet, flere i størrelsesorden 0,5-1,0 m³. Noe av massene antas å ligge igjen fra anleggstiden.

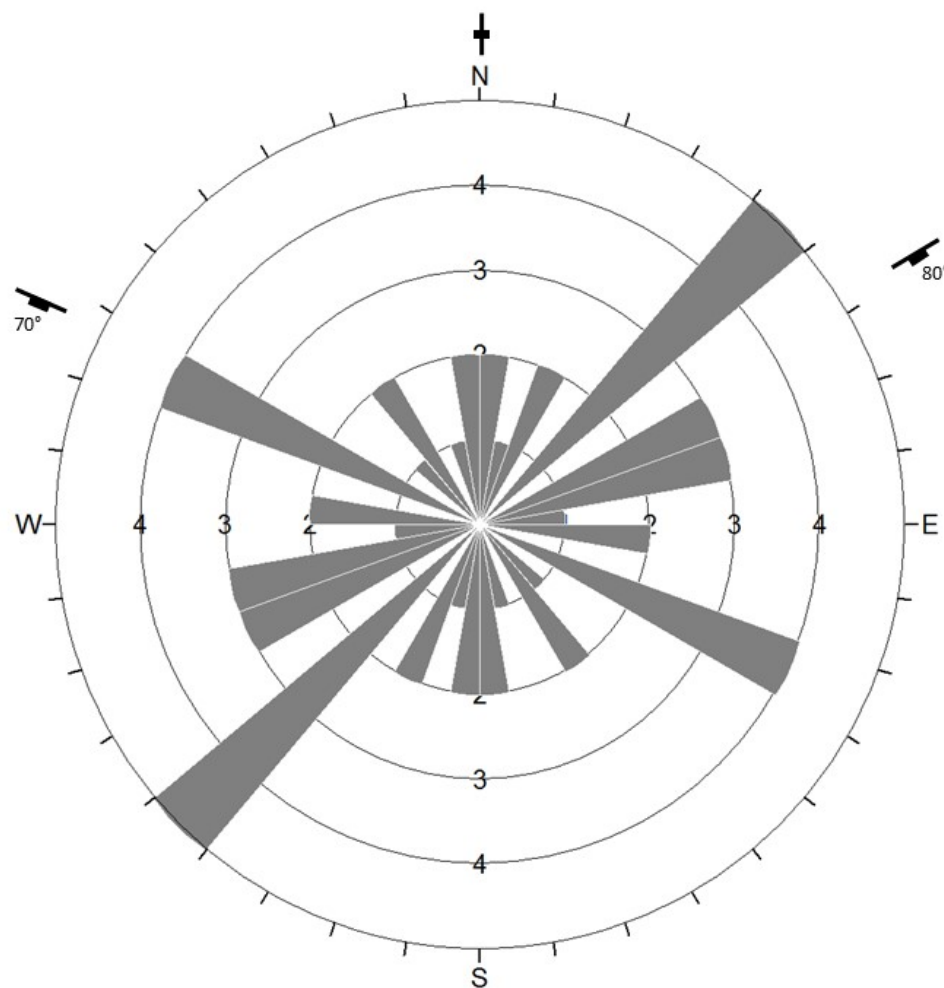


Bilde 15 Utløp østre omløpstunnel. Denne er gjenstøpt. Subhorisontal lagdeling er veldig tydelig.



Bilde 16 Utløp vestre omløpstunnel.





Apparent Strike
5 max planes / arc
at outer circle

Trend / Plunge of
Face Normal = 0, 90
(directed away from viewer)

No Bias Correction

29 Planes Plotted
Within 45 and 90
Degrees of Viewing
Face

Grenseverdi for vertikal svingehastighet etter NS 8141 (1:2012+A1:2013)

Prosjektnr.: 585631

Dato : 5.3.2015

Prosjekt: Dam Hundålvatn

Init.: KWJ

Kommentar: Sprengning for plastringsstein. Grenseverdi rystelser eksisterende dam.

Side.: 1

Beregning etter NS 8141 "Vibrasjoner og støt. Veiledende grenseverider for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk".

 Kan redigeres av bruker**Beregningsformel for grenseverdien, v_f**

$$v_f = v_0 \cdot F_b \cdot F_m \cdot F_t \cdot F_v$$

Hvor:

$$v_0 = 35 \text{ mm/s}$$

 F_b - Byggverksfaktor som tar hensyn til byggverkets type og utforming F_m - Byggematerialfaktor som tar hensyn til hovedmaterialene i byggverket F_t - Byggetilstandsfaktor som tar hensyn til tilstanden på byggverket F_v - Varighetsfaktor som tar hensyn til varigheten av sprengningsaktiviteten

som forårsaket vibrasjonene og ulempene ved langvarige vibrasjonspåkjenninger

 F_b - Byggverksfaktor

Type byggverk Tunge konstruksjoner, for eksempel broer, kaier og forsvarsanlegg

$$F_b = 1,7$$

 F_m - Byggematerialfaktor

Hovedmateriale Uarmert betong, tegl, betonghullstein, murverk, lettklinkerbetong og lignende

$$F_m = 1,0$$

 F_t - Byggetilstandsfaktor

Byggverkets tilstand Ømtålig

$$F_t = 0,8$$

 F_v - Varighetsfaktor

Type sprengningsvirksomhet Midlertidig (mindre enn 12 mnd)

$$F_v = 1,0$$

 v_f - Grenseverdi for rystelser [mm/s]

$$v_f = 47,6$$

Grenseverdi for vertikal svingehastighet etter NS 8141 (1:2012+A1:2013)

Prosjektnr.: 585631

Prosjekt: Dam Hundålvatn

Kommentar: Sprengning for plastringssteing. Grenseverdi rystelser eksisterende omløpstunneler

Dato : 5.3.2015

Init.: KWJ

Side.: 1

Beregning etter NS 8141 " *Vibrasjoner og støt, måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på tunneler/bergrom*"

Kan redigeres av bruker

Beskrivelse av tilstand av tunnel/bergrom	v_f tunnel ^{a,b,c} mm/s
Dårlig berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytebetong	15
Dårlig berg, armert sprøytbetong sammen med bolter	25
Dårlig berg, sikring med full utstøpning	45
Godt berg, kun spredt bolting eller ingen forsterkning, eller uarmert sprøytbetong	25
Godt berg, armert sprøytbetong sammen med bolter	45

^a Dersom tunnelen/bergrommet ikke er i bruk, kan det vurderes å heve de angitte grenseverdiene med en faktor på 1,25

^b Dersom det måles på frittstående hvelv i tunnelen, skal de angitte grenseverdiene reduseres med en faktor på 0,5.

^c Tekniske installasjoner i tunneler kan være styrende for grenseverdi.