

Skredet i Kattmarkvegen i Namsos 13. mars 2009

Rapport fra undersøkelsesgruppe satt ned
av Samferdselsdepartementet



Forfattere:

Steinar Nordal
Claes Alén
Arnfinn Emdal
Leif Jendeby
Einar Lyche
Christian Madshus

Dato:

26. juni 2009

Omslagsfoto:

Leif Arne Holme

ISBN 978-82-92506-71-4 (papir)

ISBN 978-82-92506-72-1 (elektronisk)

Produksjon:

Tapir Uttrykk, Trondheim

Faggruppe for geoteknikk
 Høgskoleringen 7A, 7491 Trondheim

 Telefon: +47 73 59 4590
 Telefax: +47 73 59 4609

Rapportens tittel Skredet i Kattmarkvegen i Namsos 13. mars 2009 Rapport fra undersøkelsesgruppe satt ned av Samferdselsdepartementet	Dato 26. juni 2009 Antall sider/bilag 58/4
Saksbehandlere/forfattere Steinar Nordal, NTNU, Claes Alén, Chalmers, Arnfinn Emdal, NTNU, Leif Jendeby, Vägverket Sverige, Einar Lyche, Rambøll, Christian Madshus, NGI	Oppdragsgiver Samferdselsdepartementet
Institutt/Faggruppe Institutt for bygg- anlegg og transport, faggruppe for geoteknikk	Oppdragsgivers ref. Utbyggingsdirektør Lars Aksnes, Vegdirektoratet
Beskrivelse Skredet ble utløst av sprengning for utvidelse av veg. Sprengningen skjøv fjelloverflaten dypt under salven med stor fart og kraft inn i leira slik at denne kollapset. At dette kunne skje har sin direkte årsak i en svært ugunstig og på forhånd ikke kartlagt helning av fjelloverflaten ut mot leira i kombinasjon med et ufordelaktig sprekkemønster i fjellet. Dette ga et uheldig sammenfall av forhold som bidro til å initiere skredet. Området hadde på forhånd svært dårlig stabilitet dominert av sensitiv og til dels kvikk leire, noe som er årsaken til at et initialt skred, fra en beskjedne sprengning, kunne utvikle seg og legge et så stort område i ruin. Ved sprengning ut mot områder der stabilitetsforholdene i utgangspunktet er dårlige, må tiltak gjøres slik at en unngår at sprengvirkningen bryter ut direkte mot løsmassene. Det må lages egnede retningslinjer for utførelse i slike tilfeller, spesielt må en være oppmerksom på områder med sensitive jordarter. Etter Undersøkelsesgruppens oppfatning har Namsos kommune og øvrige offentlige planmyndigheter i dag på plass et regelverk for planarbeid som krever geoteknisk dokumentasjon av stabilitetsforhold. Etterlevd er dette regelverket vel egnet. Kartlegging av kvikkleirens omfang og avgrensning var ikke utført som del av prosjekteringen av Kattmarkvegen. Det er Undersøkelsesgruppens oppfatning at Namsos kommune burde fremmet krav i den sammenheng basert på sine regler for kommunal planlegging. Statens vegvesen har utvist dårlig skjønn med hensyn til behovet for en geoteknisk og ingeniørgeologisk undersøkelse. Den geotekniske konsulenten ble sent engasjert av Statens vegvesen i et lite oppdrag med fokus på Gullholmstranda, men burde innsett behovet for ytterligere grunnundersøkelser og vurdering av områdestabiliteten langs hele parsellen. Manglende kartlegging og vurdering av områdestabilitet er kritikkverdig spesielt siden det er kjent at områder i nærheten hadde dårlige grunnforhold og Namsos-regionen har vært utsatt for mange skred. Svakheten i dette prosjektet ligger likevel ikke i enkeltpersoners handlinger, men i en prosjektkultur innen Statens vegvesen som i dette tilfelle har ført til at sikkerheten har kommet i skyggen av budsjettrammene. Har en ikke råd til å bygge sikkert får en la være.	

Nøkkelord, norsk	Keywords, English
Geoteknikk	Geotechnical Engineering
Skred	Landslide
Kvikkleire	Quick Clay
Sprengning	Rock blasting

INNHOOLD

SAMMENDRAG

1	INNLEDNING	1
1.1	Mandat og sammensetning av undersøkelsegruppen	1
1.2	Rapportens innhold. Bakgrunnsmateriale	1
1.3	Kort orientering om Namdalsprosjektet og delprosjekt Kattmarkvegen	2
2	BESKRIVELSE AV SKREDET 13. MARS 2009	4
3	STABILITET	10
3.1	Geologi	10
3.2	Grunnforhold	12
3.3	Stabilitetsberegninger	14
4	SPRENGNINGSARBEIDENE	18
4.1	Bakgrunn	18
4.2	Utførte sprengningsarbeider	18
4.3	Vibrasjonsmålinger	23
4.4	Forløp og virkning av salve 19	29
4.5	Dynamiske egenskaper av leira	35
4.6	Beregning av sprengningens virkning på leira	37
5	PLANLEGGING, PROSJEKTERING OG PROSJEKTGJENNOMFØRING	41
5.1	Plangrunnlaget	41
5.2	Prosjekteringsarbeidet	44
5.3	Prosjektgjennomføring	46
5.4	Vurdering av den geotekniske prosjekteringen	47
5.5	Formell risikohåndtering i prosjektet	52
6	BEHOV FOR FORBEDRING AV RETNINGSLINJER	54
7	REFERANSER OG FIGURLISTE	55

VEDLEGG

Vedlegg A: Kart over skredområdet før og etter skredet

Vedlegg B: Geotekniske stabilitetsanalyser

Vedlegg C: Uttalelse fra professor Bjørn Nilsen vedrørende geologiske forhold

Vedlegg D: Øyevitnebeskrivelser

SAMMENDRAG

Skredet i Kattmarkvegen skjedde fredag den 13. mars 2009.

Etter skredet satte Samferdselsdepartementet ned en uavhengig undersøkelsesgruppe for å klarlegge vegarbeidets betydning for skredet. Gruppen skulle se på plan, prosjekterings- og gjennomføringsfasen for vegarbeidet. Gruppen skulle se på om gjeldende retningslinjer for slike arbeider var fulgt og vurdere om det er behov for endringer. Undersøkelsesgruppen presenterer herved sitt arbeid.

Fysiske årsaker til skredet

Skredet startet tett ved der en sprengningssalve gikk av kl. 11.39 den 13. mars 2009 og initialscredet oppstod ca et halvt minutt etter avfyringen. Undersøkelsesgruppen mener å kunne forklare hvorfor denne salven utløste skredet.

En bakenforliggende årsak var de dårlige grunnforholdene med bløt, sensitiv leire og den svært dårlige stabiliteten av den lokale skråningen ved sprengningspunktet. Grunnforholdene i skredområdet var dominert av vekslende lag med sensitiv, kvikk leire og sjikt med mye silt og finsand. Slike masser mister sin styrke og blir flytende ved overbelastning.

Når sprengningen kunne utløse skredet, skyldes dette videre et sammenfall av flere uheldige omstendigheter. For det første var fjelloverflaten mot leira i området vertikal, faktisk med moderat overheng ut over leira. Dette innebar at entreprenøren, uten å vite det, til betydelig dyp sprengte svært nær den sensitive leira. To sentrale ladningshull lå med overdekning ned mot 2 meter fra leiroverflaten til full hulldybde. Virkningen av salven ble i tillegg ekstra dyp på grunn av ugunstige sprekkeretninger i fjellet. Sprekkene innebar at en kile av fjellet ble sprengt løs for så å bevege seg som et stempel med stor kraft og fart horisontalt inn i leirmassene over et areal på mer enn 10 - 20 m². Dette førte til en overbelastning av de sensitive massene i nærområdet. Denne overbelastningen gjorde leira øverst i skråningen mot sjøen flytende slik at skråningen ikke lenger kunne bære sin egen tyngde. Dette førte til et initialscred som så åpnet for videre skredutvikling.

Det faktum at det tok ca et halvt minutt før det raste ut, skyldes at leira har større styrke mot hurtige belastninger enn for noe mer langvarig last.

Vekten av steinmasser som ble benyttet til overdekning for å hindre sprut under sprengningen og belastningen fra steinmasser som falt ned på vegen på grunn av sprengningen er vurdert å ha liten betydning for utfallet.

Den kritiske, vertikale fjelloverflaten mot leira var ikke kjent før etter skredet. Fjelloverflaten var imidlertid del av en forvitringssone som var synlig på overflaten. En ingeniørgeologisk undersøkelse tidlig i planprosessen kunne ha satt fokus på forvitringssonen. Likevel ville det ha krevd detaljerte geotekniske grunnundersøkelser for å finne overflaten mellom leira og fjellet før vegarbeidet tok til. En slik undersøkelse ble ikke utført og arbeidet ble gjennomført uten kjennskap til beliggenheten av fjelloverflaten. Byggeplanen inneholder informasjon som på dette punktet er misvisende, med opptegning av profiler som viser fjell i dagen. Dette er en skjematisk og uheldig framstilling når den mangler påskrift om usikkerhet. Den slik viste fjelloverflaten har imidlertid ikke vært lagt til grunn for utførelsen.

Det store omfanget av skredet skyldes at initialscredet var omgitt av sensitive masser med betydelige mengder kvikkleire. Undersøkelsesgruppen har gjennomført stabilitetsanalyser som viser at områdestabiliteten både lengst sør og lenger inn i skredområdet var dårlig, tildels svært dårlig. Initialscredet fjernet fotstøtten til nordre og bakenforliggende områder. Skredutviklingen fortsatte bakover helt inn til fjellflaten, eller som lengst i nord, til skredkanten kom under kritisk høyde.

Det er en allmenn oppfatning blant geoteknikere at vibrasjoner fra sprengning normalt ikke vil utløse skred i kvikkleire. Denne oppfatning er etter vårt syn fortsatt stort sett korrekt. Det er heller ikke i dette tilfelle sannsynlig at det er vibrasjoner i seg selv som har vært problemet, men direkte utsprengning mot leire.

Rystelser på en bergflate nær innpå en sprengning kan imidlertid bli svært kraftige selv om berget ikke bryter. Gjentatte rystelser på et slikt nivå ligger på grensen for hva som kan få løse, ustabile sand- og siltlag til å bryte sammen. Det er derfor ikke alltid nok kun å vurdere faren for at en salve kan bryte ut mot leira. Der løse, ustabile sand- og siltlag finnes sammen med sensitiv eller kvikk leire må det uansett utvises aktsomhet ved sprengning.

Planlegging og prosjektering

Statens vegvesen er byggherre for utbedringene langs Kattmarkvegen siden vegen inngår i Namdalsprosjektet. Utbedringene i området som raste ut, skulle utføres i henhold til Reguleringsplan for Kattmarkmoen, fremmet 28.08.2003, vedtatt av Namsos Kommune den 19.02.2004. Arbeidet innebar utvidelse med gang og sykkelveg, fast dekke samt legging av rør. Som byggherre var Statens vegvesen ansvarlig for utarbeidelse av byggeplan og byggeledelse med mer.

Undersøkelsesgruppa har sett på plan- og prosjekteringsfasen fram til byggearbeidene og skredet i Kattmarkvegen. Undersøkelsesgruppa finner grunn til å kritisere at det ikke tidlig i planarbeidet ble utført geotekniske undersøkelser. I den ordinære planprosessen lot Statens vegvesen knappe budsjettammer overstyre behovet for geotekniske og ingeniørgeologiske undersøkelser. Prosjektledelsen har mellom annet avvist en forespørsel fra byggeteknisk konsulent om å sende foreløpig byggeplan til geoteknisk vurdering. En geoteknisk undersøkelse ble først gjennomført etter press fra Statens vegvesens egen byggeleder og fra geotekniker ved Statens vegvesens region midt. Dette skjedde etter at byggeplaner var ferdig utarbeidet og entreprenør valgt. Ingen ingeniørgeologisk undersøkelse ble utført. Oppstart av arbeidet ble utsatt i påvente av ferdigstillelse av den geotekniske rapporten, som forelå 16.02.09.

Utelatelsen av en geoteknisk utredning tidlig i planfasen er spesielt påfallende sett i lys av de tidligere kjente skredhendelsene i Namsos Kommune og kommunens egne bestemmelser om geoteknisk dokumentasjon.

Svært sen igangsetting av en geoteknisk utredning førte til tidspress og kan ha påvirket prosjektet og løsningene, med følgende konsekvens:

- Forhastet gjennomgang av de geotekniske problemstillingene ved prosjektet.
- Mangelfull fokus på gjeldende regelverk, særlig NVEs krav om vurdering av områdestabilitet.
- Mangelfull fokus på stabilitetskritiske detaljer, som fjelloverflaten mot leira i sprengningsområdet.
- Mangelfull vurdering av behovet for grunnundersøkelse i forbindelse med ovennevnte problemstillinger.

Omfanget av geoteknisk saksbehandlingstid, synes å avspeile at det i denne fasen ikke er tatt høyde for en tilstrekkelig grundig gjennomgang.

Undersøkelsesgruppa erkjenner likevel at det ikke er garantert at den ugunstige fjelloverflaten og det kritiske sprekke mønsteret ville blitt funnet gjennom en tidligere geoteknisk/geologisk undersøkelse. Imidlertid ville det gjennom undersøkelser tidlig i planfasen vært mye større muligheter for å identifisere problemet på forhånd og unngå skredet.

Namsos Kommune fremmet Reguleringsplanen for Kattmarkmoen ca 2 md. etter at Namsos kommune hadde vedtatt "Bestemmelser, retningslinjer og saksbehandlingsregler til kommunedelplanens arealdel Namsos" der det heter: "For utbyggingsområder med plankrav skal det, før reguleringsplan/bebyggelsesplan vedtas, foreligge geoteknisk dokumentasjon på at områdene har tilfredsstillende stabilitet".

Statens vegvesen som tiltakshaver er unntatt fra søknadsplikt i forhold til byggesaksbehandling, når tiltaket omfatter offentlig veganlegg utført etter godkjent reguleringsplan og etter forskrifter gitt i medhold av Vegloven. Statens vegvesen er ved dette selv ansvarlig for at tiltaket blir gjennomført i samsvar med kravene i Plan- og bygningsloven. Undersøkelsesgruppa synes det ville vært naturlig at Namsos Kommune sin bestemmelse om geoteknisk dokumentasjon var blitt formidlet til Statens vegvesen som del av kommunikasjonen rundt reguleringsplanen og uansett at det er rimelig at Statens vegvesen selv burde fremskaffe slik dokumentasjon.

Oppfølging under bygging

Det ble under arbeidet med salve 17 og 19 påvist bløt leire på innsiden av eksisterende veg. Denne leira lå inn mot den geologiske forvittringssonen og i kontakt med det som senere viste seg å være den kritiske vertikale fjelloverflaten. Entreprenøren valgte en løsning der han erstattet en del av leirmassene med sprengstein for å dempe virkningen av sprengningen. Byggeleder i Statens vegvesen kjente til at det var oppdaget leire på innsiden av vegen og kjente også til det tiltaket som ble gjort.

Det hadde vært å ønske at en på dette tidspunkt hadde stoppet arbeidet og gjort geotekniske undersøkelser av leirforekomsten og vurdering av fjelloverflatens beliggenhet. Dette ville vært naturlig om en hadde hatt mer fokus på den svært dårlige stabiliteten i området. Vi vet nå at forekomsten var en sammenhengende del av leirmassene i skredområdet, ikke bare en lokal lomme som det tyder på var oppfatningen der og da.

Geoteknisk rapport

Undersøkelsesgruppa har vurdert Multiconsult sin geotekniske rapport. Innledningsvis har vi merket oss at Statens vegvesen kontraherte Multiconsult i et prosjekt med omfang 80 timer, primært for å se på stabilitetsforholdene i Gullvika og Fiolveien fram til profil 400 og i utgangspunktet ikke på Kattmarkmoen. Multiconsult har likevel levert en rapport som dekker hele strekningen fra profil 0 til 700. Rapporten fokuserte lite på den utraste strekningen idet inngrepene der skulle være begrensede.

Multiconsult identifiserte kvikkleire og et stabilitetsproblem på Gullholmstranda. Det ble satt fokus på dette og en løsning forslått. Multiconsult har i sin rapport angitt på kartskisse hvor de antok hvor denne kvikkleiren lå. Denne angivelsen begrenset seg til Gullholmsiden og kvikkleiren på Kattmarkmoen var således ikke utredet og markert på dette kartet.

Multiconsult identifiserte stabilitet av vegfyllingen nær profil 400, der initialscredet gikk, som et problem. De foreslo derfor å løse stabilitetsproblemet ved å flytte vegen lenger inn mot fjellet. Dette er etter vår oppfatning en god strategi, men løste dessverre ikke problemet med dårlig stabilitet siden vegen likevel viste seg å komme ut på leira mellom profil 400 og 410. Overgangen fra fjell til leire var ikke tilstrekkelig kjent på grunn av mangelfull kartlegging og har senere vist seg å være maksimalt ugunstig.

Undersøkelsesgruppa har merket seg at Multiconsult betegner videre terrenginngrep mellom profil 400 og profil 700 som begrensede og derfor ikke går videre med geotekniske vurderinger her. Et slikt resonnement betinger at området på forhånd har akseptabel stabilitet. Med erfaringene fra Gullholmstranda burde Statens vegvesen og Multiconsult ha igangsatt en vurdering av områdestabiliteten av Kattmarkmoen.

Prosjektklasse

Multiconsult har etter diskusjon med Statens vegvesen valgt å plassere Kattmarkvegen-prosjektet i geoteknisk prosjektklasse 2 idet vanskelighetsgraden er bedømt å være middels selv om skadekonsekvensen er vurdert å være meget alvorlig. Undersøkelsesgruppa støtter Multiconsult i dette valget ut fra gjeldende retningslinjer.

Statens vegvesen sitt N/A-rundskriv nr. 2008/06 dat. 17.06.2008 sier at: "Eksempler på problemstillinger som faller innunder geoteknisk prosjektklasse 3, kan være:

- Fyllinger i sjø med skrånende sjøbunn, stor fyllingshøyde eller massefortrengning.
- Fyllinger i strandsone med tilsvarende forutsetninger.
- Inngrep i områder med sensitive grunnforhold (vår utheving).

Undersøkelsesgruppa ser behov for en presisering fra Statens vegvesen sin side på hvordan dette er å forstå.

Behov for endringer i regelverk

Undersøkelsesgruppa mener at med de endringer som er innført i de siste årene, har vi fått et lovverk og regelverk som i grove trekk stiller de nødvendige kravene til saksbehandling ved plan og byggearbeider.

Det er likevel et stykke igjen til alle gjeldende bestemmelser følges og god praksis er innarbeidet. Det synes som det er behov for innskjerping av gjeldende krav og deres betydning, ikke minst hva gjelder planlegging og prosjektstyring hos Statens vegvesen.

Undersøkelsesgruppa mener at det i de tilfellene det er mulig at konsekvensene av et plantiltak kan bli ekstremt store, bør en på reguleringsplannivå sette et absolutt krav om ROS-analyse (risiko- og sårbarhet).

Undersøkelsesgruppa mener at en bør vurdere om inngrep i områder med sensitive grunnforhold i framtiden bør plasseres i geoteknisk prosjektklasse 3 selv om vanskelighetsgraden i prosjektet ikke er høy. Spesielt anbefales prosjektklasse 3 dersom større arealer er involvert og innledende arbeider viser at en må benytte prinsippet om såkalt prosentvis forbedring. Prosjektklasse 3 vil innebære en tredjepartskontroll og dermed sikre en ytterligere og uavhengig gjennomgang av grunnundersøkelser, antagelser og vurderinger.

Det er behov for sterkere fokus og særskilte retningslinjer/sjekklistor hva gjelder sprengningsarbeider i fjell nært marine avsetninger, hvor direkte trykkpåvirkning fra fjellsprengning til løsmassene kan være en mulig og uønsket konsekvens. Her kreves både ingeniørgeologisk og geoteknisk kompetanse for å få fram nødvendig grunnlag for en faregradsvurdering. Grunnlaget vil omfatte detaljert kartlegging av fjellets og tilstøtende løsmassers profil i forhold til sprengningsplan, med særlig fokus på en sprengningsplan som ikke overfører kritisk trykk og eventuelt også vibrasjon mot/inn i kvikk/sensitiv leire (silt), særlig der det også er ustabile (kontraktante) lag av finsand/silt.

Slike retningslinjer bør på hensiktsmessig måte innarbeides i:

- NS 3480 Geoteknisk prosjektering og Eurocode 7.
- Statens vegvesen Håndbøker/Normaler og Veiledninger - (016 og 018). Og Prosesskoder (Prosesskode 1 / Prosess 22 – Sprengning i dagen).
- NVEs ”Veiledning for vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper”.
- Direktoratet for Samfunnssikkerhet og Beredskap sine Forskrifter for utførelse av sprengningsarbeider – Mest sentral synes å være Eksplosivforskriften, som er en forskrift til Brann- og eksplosjonsvernloven.
- NS 8141 Grenseverdier for vibrasjoner fra grunnarbeider – Arbeid med revisjon og utvidelse av omfang pågår.

1 INNLEDNING

1.1 Mandat og sammensetning av undersøkelsegruppen

Fra Samferdselsdepartementets mandat:

”Undersøkelsesgruppen skal gjennomgå og vurdere planleggings- og prosjekteringsfasen og gjennomføringen av anleggsarbeidene på Kattmarkvegen.

Statens vegvesens retningslinjer for gjennomføring av slike arbeider må vurderes og om disse retningslinjer er fulgt.

Gruppen må også vurdere om det er behov for å foreta forbedringer av eksisterende retningslinjer.

I den grad det er nødvendig bør Undersøkelsesgruppen se på øvrige forhold som kan ha hatt betydning for raset.

Undersøkelsesgruppen skal ha følgende sammensetning:

Professor Steinar Nordal, NTNU (leder)

Dr. Christian Madshus, NGI

Professor Claes Alén, Chalmers Tekniska Högskola, Sverige

Dosent Leif Jendeby, Vägverket, Sverige

Siv.ing. Einar Lyche, Rambøll”

I samråd med oppdragsgiver er gruppen fra starten av utvidet med Amanuensis Arnfinn Emdal, NTNU.

1.2 Rapportens innhold. Bakgrunnsmateriale

Rapporten gir innledningsvis en faktabasert beskrivelse av skredforløpet, ut fra øyenvitneskildringer og undersøkelser i ettertid. Rapporten beskriver de geotekniske og ingeniørgeologiske forholdene. Derne er stabiliteten av området slik det lå før vegarbeidet tok til vurdert. Videre er forhold knyttet til sprengningen og den virkning den hadde på stabiliteten beskrevet.

Derne er planprosessen forut for byggingen og arbeidets gjennomføring vurdert.

Vi har forsøkt å la våre vurderinger bunne i fakta og ingeniørmessige vurderinger og har ikke sett på juridiske spørsmål.

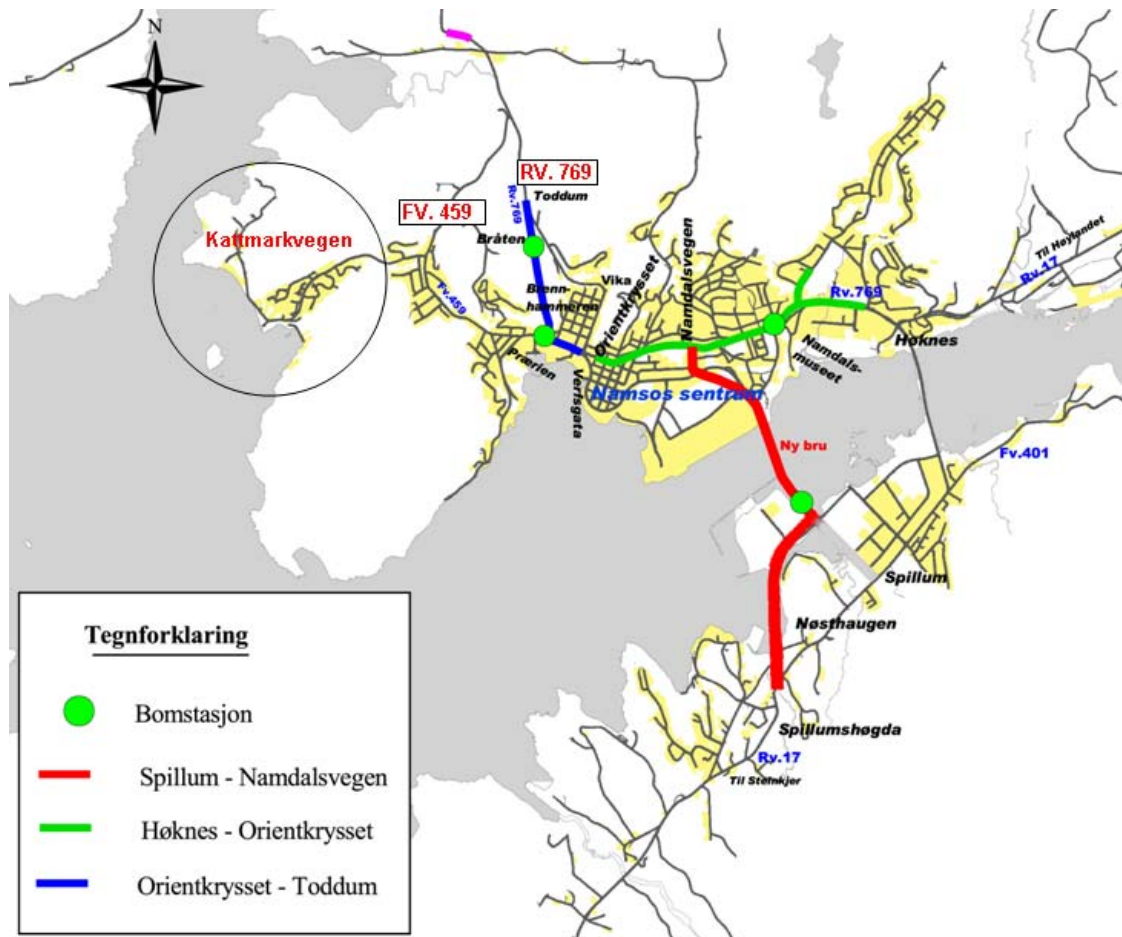
Det er fremskaffet en stor mengde dokumenter i løpet av arbeidet. Dette er gjenspeilet i referanselisten. Dette har sammen med samtaler med de involverte aktørene dannet grunnlaget for arbeidet.

Undersøkelsesgruppen ønsker å uttrykke takk til de som har hjulpet oss med å bringe fram informasjon og dokumentasjon. Gruppas medlemmer har trukket på ressurser fra egne firma og institusjoner der en rekke personer har bidratt. I tillegg vil vi takke Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) og Politiet i Namsos for godt samarbeid.

Skredområdet sammenfaller omtrent nøyaktig med Namsos kommunes reguleringsplan over Kattmarkmoen, vedtatt 19. februar 2004. Av denne årsak er skredområdet i rapporten benevnt Kattmarkmoen.

1.3 Kort orientering om Namdalsprosjektet og delprosjekt Kattmarkvegen

Figur 1 gjengir et oversiktskart utarbeidet av Statens vegvesen som viser hoveddelene av Namdalsprosjektet. Gullholmstranda og Kattmarkområdet ligger ca. 3 km vest for Namsos sentrum, dette er markert med sirkel på figuren. I området ligger også Gullholmen synlig innenfor sirkelen.

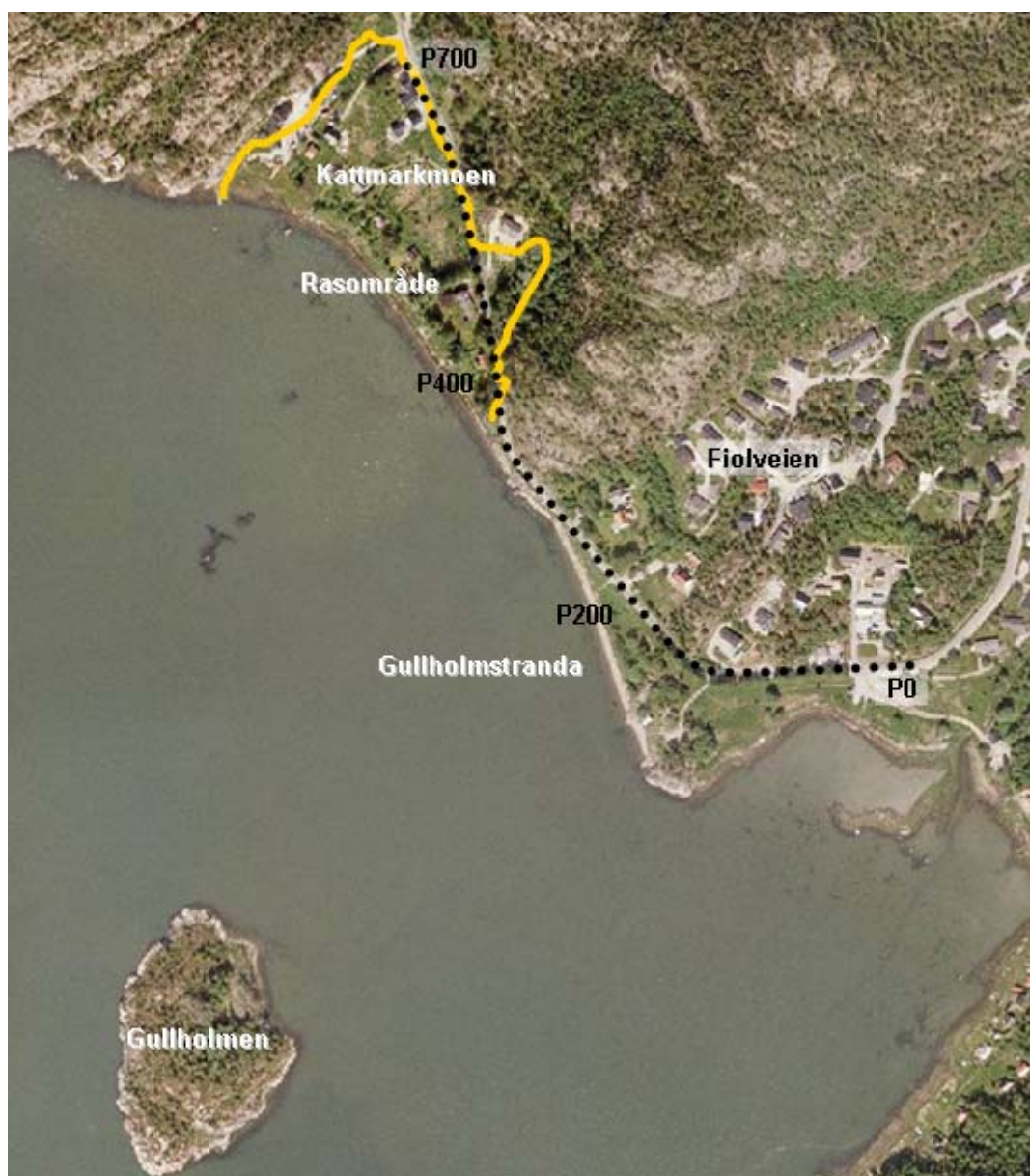


Figur 1 Rv. 769 Namdalsprosjektet (Fra Statens vegvesen)

I faktabeskrivelsen utarbeidet av Statens vegvesens etter skredet står det:

”Rv 769 Namdalsprosjektet i Namsos består av utbedring av Rv 769 gjennom sentrum, tunnel gjennom Brennhammeren, ny bru over Namsen, nye gang- og sykkelveger, undergang på Spillumshøgda, veg vest for Nøsthaugen samt miljø- og trafiksikkerhetstiltak på kommunale og fylkeskommunale veger. Kattmarkvegen inngår som kommunal del. Statens vegvesen er byggherre for prosjektet. Prosjektet startet i 2002 og skal avsluttes i 2009.”

Figur 2 viser et utsnitt av Kattmarkområdet basert på flyfoto. På figuren er inntegnet skredområdet samt en del informasjon og betegnelser som er benyttet i rapporten. Kattmarkvegen går fra Fv 459 Gullvikvegen vestover til Gullholmstranda og fortsetter nordover gjennom Kattmarkmoen til den ender som blindveg innerst i Kattmarka. Rapporten vil i all hovedsak omhandle skredområdet men også referere til arbeider som er gjort i området Gullholmstranda lenger sør med profiler fra sjøen opp til Fiolveien. Statens vegvesens arbeider på Kattmarkvegen er begrenset til en ca. 700 meter lang strekning som er markert med profiler nummerert fra P0 til P700. Strekningen er i noen dokumenter omtalt som til P720. På skreddagen foregikk det sprengningsarbeider i området ved P400.



Figur 2 Gullholmstranda og Kattmarkmoen før skredet. (Foto fra Norge Digitalt)

Terrenget i Kattmarkmoen lå før skredet i hovedtrekk omlag 8 – 10 meter over middelvannstand med en forholdsvis bratt helning ned mot sjøen. Fjæreområdet er relativt flatt og en kan ved lavvann gå på tørrlagt sjøbunn fra Gullholmstranda og ut til Gullholmen. Bildet viser at det er noen skjær i sjøen nord for Gullholmen. Ved lavvann er disse synlig.

Entreprenøren startet arbeidene på parsellen i Kattmarkvegen den 16. februar 2009 og jobbet etter Statens vegvesen sin byggeplan med gjeldende dato 5. mars 2009.

For å utvide den eksisterende vegen og flytte veglinja inn krevdes en utvidelse av den eksisterende vegskjæringa fra P320 til P440. Dette skulle gjøres i to trinn. Først skulle det sprenges en pilotveg som en fjellhulle på innsiden av og opptil 5 meter høyere enn vegen, se Figur 10 og Figur 11. Deretter skulle en spreng seg tilbake og ned til endelig nivå for å komplettere fjellskjæringa. Arbeidet startet i sør og pilotvegen ble sprengt fra Fiolveisiden mot nord. Pilotvegens høyeste punkt var på kote 12. De utsprengte steinmassene ble lastet ut fra skjæringa og lagt i prosjektert motfylling i fjæra ved P250 til P300, denne kan ses helt til høyre i fotoet i Figur 3. Den 13. mars var arbeidet med pilotvegen ferdig og arbeidet med tilbakesprengning fra nord mot sør påbegynt. Skredet oppsto etter den 4. salven for tilbakesprengningen, salve nr. 19.

2 BESKRIVELSE AV SKREDET 13. MARS 2009

Skredet har flyttet på mellom 300 000 m³ og 500 000 m³ masse. Skredgropa er ca. 300 meter lang og i middel ca. 100 meter bred. Skredet tok med seg 4 bolighenheter og 6 fritidseiendommer, hvorav flere bestod av flere bygninger. Skredet isolerte ca. 15 hus lenger inn i Kattmarka idet vegen ble brutt. Ingen mennesker omkom eller ble alvorlig fysisk skadet i skredet. 7 mennesker stod fast i skredet og måtte reddes ut med helikopter. Bilder er vist i Figur 3 til Figur 7.

Figur 8 og Figur 9 illustrerer Undersøkelsesgruppens oppfatning av skredforløpet og viser de faktiske bevegelsene i skredmassene. Dette er bygget på skildringer fra øyevitner og oppmålinger fra kart, ortofoto og bilder fra før og etter skredet. Øyevitners skildringer er gjengitt i vedlegg D.

Det er målt bevegelser på bygninger på opp mot 220 meter.

Skredet startet ca. et halvt minutt etter avfiring av en salve knyttet til fjellsprenkning på veganlegget i sørenden av området, se Figur 8.

Sprengningen av den aktuelle salven, salve nr. 19, er nøyaktig tidfestet kl. 11.39.05 gjennom en rystelsesmåler på Kattmarkvegen nr. 55, ca. 40 meter nord for sprengningspunktet. Skytebasen forteller at han ca. et halvt minutt etter avfiring av salve 19, observerte sprekker foran og bak seg i vegbanen omtrent der salva gikk av ved P410. Deretter skled ca. 10 – 20 meter av vegbanen ut så hurtig at han ikke rakk å komme unna, men ble med massene ut i skredgropa. Han kom seg i sikkerhet ved å hoppe på flak i skredmassene og klatre opp mot fjellet i øst. Initialskredet er markert med tallet 1 på Figur 8. Initialskredet innebar at det ble stående en bratt skredkant trolig med over 5 meter høyde mot nord.

Etter initialskredet forplantet skredet seg som følge av dette nordover. Vitneutsagn støttet av rystelsesmålingene forteller at et område markert som område 2 på Figur 8 rundt Kattmarkvegen nr. 55 skled ut 2 minutter etter sprengningen. Utskrift fra rystelsesmåleren er vist i Figur 24. Det fortelles av vitnene at område 2 inkludert huset i Kattmarkvegen 55 skled sørover og ned i skredgropa etter initialskredet. Det er observert at skredmassene tidlig forplantet seg langt ut i sjøen. Dette er typisk for skred i kvikkleire, som blir flytende ved omrøring.

Skredet forplantet seg suksessivt videre mot nord og bredte seg ut til å dekke hele bukta. Detaljer i skredforløpet er noe uklart, men området merket som delskred 3 har gått ut relativt tidlig. Delskred 3 omfatter områder med stor høyde over havet, opp mot 20 meter, noe som innebærer at de delvis flytende skredmassene hadde mye energi. Skredmassene fra område 3 har skjøvet husene i den sørlige delen av skredområdet langt ut i sjøen.

Området markert som 4 ble ustabilt da utrasingen av område 3 åpnet en skredkant mot syd. Dette førte til at område 4 løsnet og massene begynte å bevege seg sydover. På grunn av helningen mot sjøen ga skredmassene i område 4 en ekstra påkjenning på område 5 i vestlig retning slik at område 5 ga etter mot sydvest.

Skredet har i store deler av området løsnet bit for bit som del av en bruddmekanisme som stadig forplantet seg bakover i nordlig retning. I område 3 og 4 forteller vitner at de kappsprang med skredmekanismen. Området har hatt relativt fast tørrskorpe av varierende tykkelse, noe som viser seg gjennom en oppbrukket overflate der intakte flak, delvis pga. tele, har beveget seg ved å flyte på sensitive masser under. Elver av kvikkleire er synlig mellom en del av de intakte flakene.

Skredet forplantet seg suksessivt bakover slik vi ofte ser ved skred i sensitive og dels kvikke masser. Dette skyldes at de delvis omrørte skredmassene flyter unna og fjerner støtten mot terrenget bak, som så igjen blir ustabilt og gir etter.

De oppstikkende skjærene har trolig bidratt til å hindre en videre bevegelse av skredmassene.

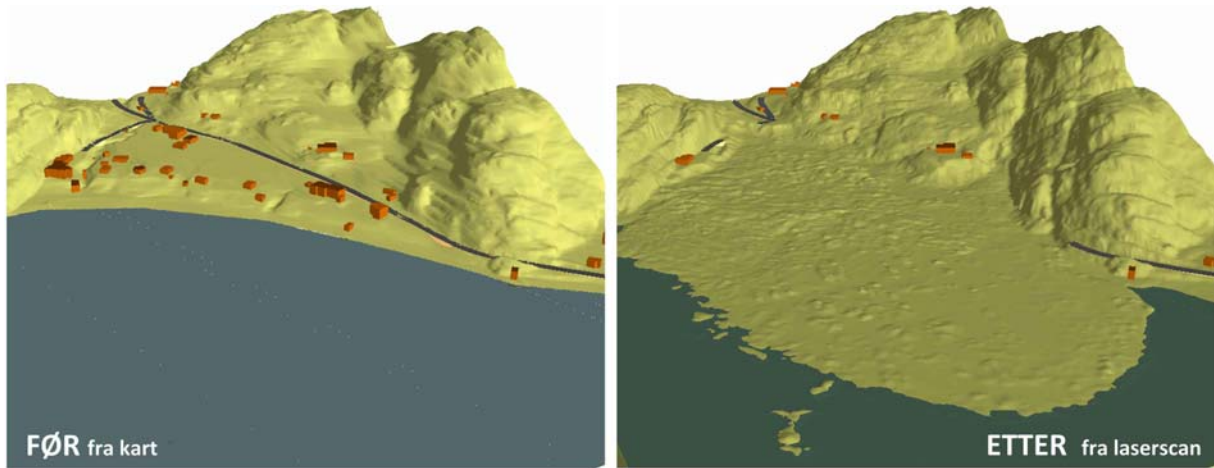
Skredet vedvarte ut fra registreringene i mer enn 6 minutter men var trolig over på mindre enn 10 minutter med unntak av mindre nedfall langs kantene.



Figur 3 Foto av skredområdet. Foto: Leif Arne Holme



Figur 4 Detalj av sprengningsområdet. Foto: Leif Arne Holme



Figur 5 3D-modeller av området før og etter skredet. Grafikk: Geir Bendik Hagen, NVE



Figur 6 Sprengningsområdet før skredet sett sørover, med Kattmarkvegen 55 til høyre i bildet. Bildet er tatt den 12. mars kl. 15.09 etter at salve 18 er skutt og viser mattene som dekket denne salven. Foto: Statens vegvesen



Nordlig ende av skredet sett fra sjøen.
I bakre del av bildet ses skredkanten som gikk langs veggen.

Lenger bak ses deler av bebyggelsen i Kattmarka som ikke ble tatt av skredet men som ble isolert da adkomstvegen forsvant.

Til høyre: Gjenstående hus i Kattmarkvegen 38 vises i bakgrunnen, ca kote +16. Bakre avgrensning av skredets del 3 ses til høyre for garasjen.

I forkant av bildet ses skredområdet som ble liggende på ca kote +2 til +4.



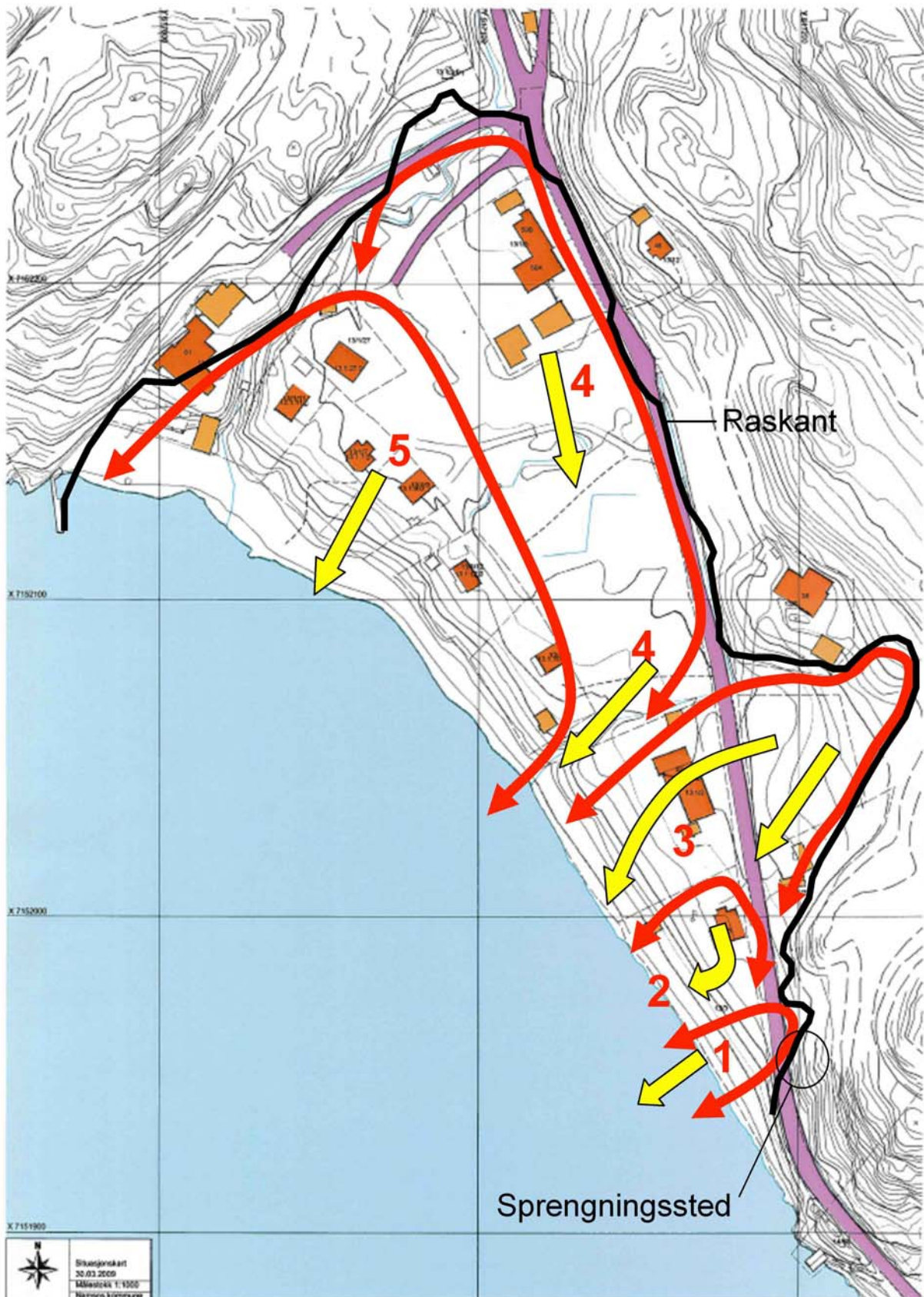
Til venstre vises skredets østlige avgrensning, omtrent langs gammel veglinje. Skredet har gått helt inn til fjell de fleste steder. I venstre bildekant vises postkassetativet hvorfra Per Olav Flakk så rasutviklingen. Innfelt er husene i nr 59 som fulgte skredet som hele bygg uten å bryte helt sammen.

Nedenfor ses detalj fra skredets ytre nordlige del. Det er her et relativt tynt topplag over leira.



Til venstre er Hans Jarle Stein tilbake i skredområdet. Han står ved en oppskyvd tørrskorpe med tykkelse større enn 2,5 m, bestående av leire over grus, sand og siltlag. Hans Jarle Stein ble tatt av raset i området bak dette tørrskorpeflaket, kom ut i en leirstrøm og gikk under men klarte å få tak i et kabelrør og trekke seg opp av leirmassene.

Figur 7 Fotomontasje fra skredområdet



Figur 8 Kattmarka - Skredets omfang og utvikling av bevegelser



Figur 9 Kattmarka - skredets forflytninger av bygninger

3 STABILITET

Dette kapittelet oppsummerer de geologiske og geotekniske forholdene og resultater fra beregninger av stabilitetsforholdene. Det vises at med de mest sannsynlige styrkeparametrene ville det være tilstrekkelig med en omrøring av en begrenset kvikkleiresone tett på sprengningspunktet for å gjøre skråningen mot sjøen ustabil. Dette samstemmer med at skredet startet nettopp her. Analysene bekrefter videre at områdestabiliteten på Kattmarkmoen generelt har vært lav, noe som innebar at området som helhet tålte lite ekstra belastning for å gli ut.

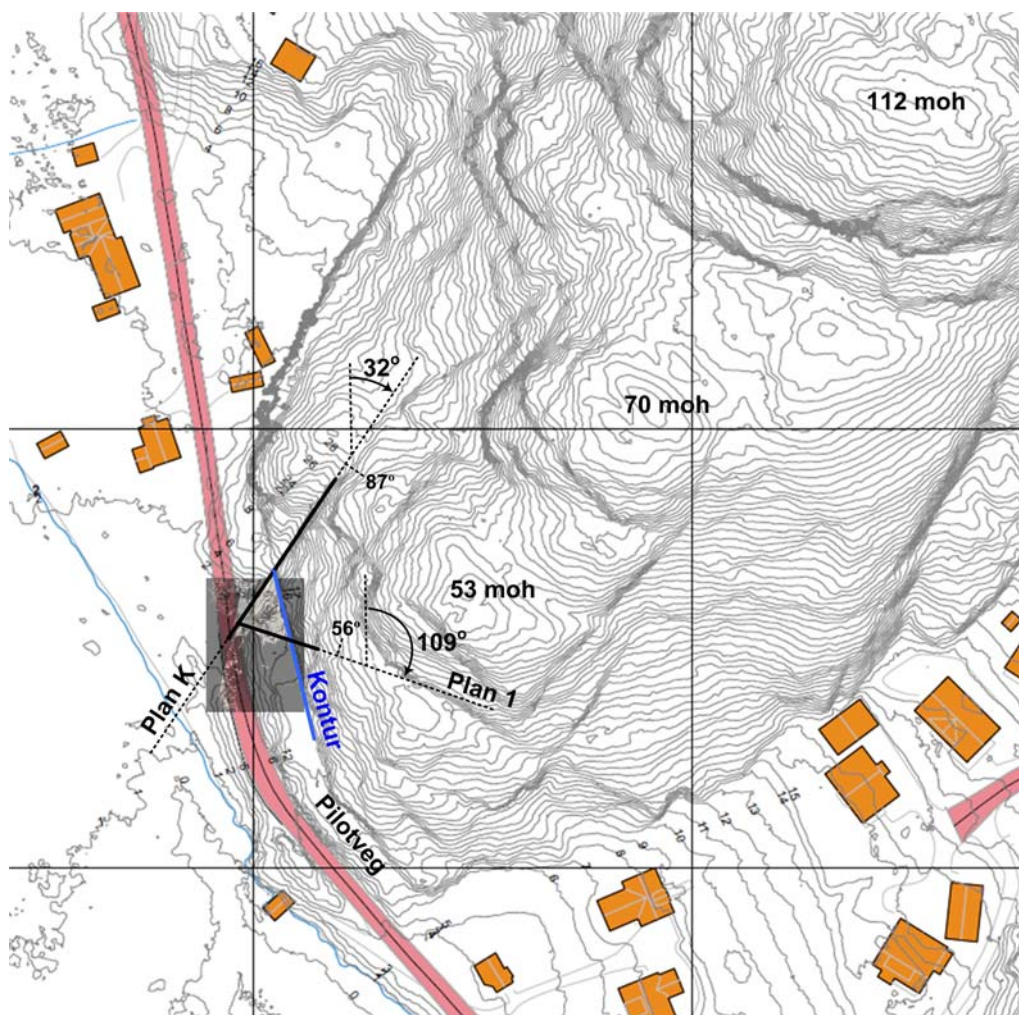
3.1 Geologi

En detaljert beskrivelse av områdets geologi er gitt av prof. Bjørn Nilsen i vedlegg C. Noen hovedtrekk er gjengitt her.

Området karakteriseres av bratte, markerte fjellpartier som omkranser Kattmarkmoen.

Berggrunnen i det aktuelle området tilhører grunnfjellet og består av en granittisk til granodiorittisk gneis.

Figur 10 viser en hovedretning av sprekker i retning N32°Ø. Dette er i sprengningsområdet gjenfunnet som et naturlig forvitnings/knusningsplan og er derfor i det videre betegnet plan K. Terrengtopografi og bilder viser at dette planet er nær vertikalt med fall ca. 87° østover.



Figur 10 Laserscannet kartutsnitt av sørlig del av skredområdet, rutenett 100 m. Kilde NVE. Utsnitt av NTNUs laserscanning av sprengningsområdet er vist

Det ble tidlig fokus på sprengningsarbeidene og den effekt disse kunne ha hatt for stabiliteten i området. For å klarlegge dette ble det 29. april foretatt utgraving av sprengningsområdet ved at all løssprengt masse ble fjernet og sprekker og blokkforskyvninger ble registrert. Visuell bedømming av de berggeologiske forhold sammen med resultater fra 3D-scanning utført av prof. Knut Ragnar Holm ved NTNU Geomatikk av sprengningsområdet etter utgraving, ga tilleggsinformasjon om også to andre hovedplan i bergmassen. En oversikt over de viktigste sprekkers strøk og fall kan dermed settes opp som vist i Figur 10. Dette viser at plan K er det plan som har størst betydning for problemstillingen mens plan 1 samt konturen er med og avgrenser et rom som har en kileform med åpning nordvestover ut mot leirterrenget. Utgraving av salven avslørte også at denne kilen avgrenses av et bunnplan med strøk N15°Ø og fall 36°V.

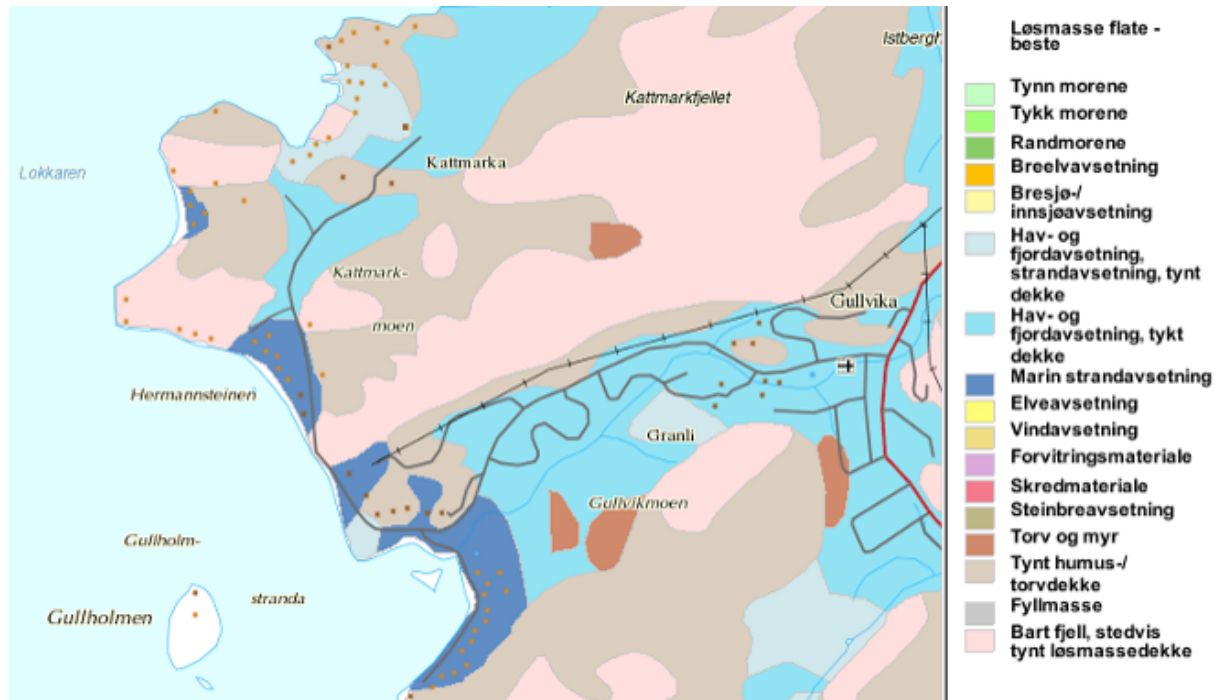
Lenger nord finner man i dag, etter skredet, eksponert en glatt bergvegg som er parallell til plan K. Dette planet var i hovedsak skjult før skredmassene gled ut. Overflaten av denne eksponerte vegg er etter skredet tilnærmet renvasket, det er så godt som ingen vegetasjon eller jordrester som henger igjen, jf. foto 1 i Figur 11. Dette indikerer at den sensitive leira har gått helt inn til bergveggen. I samme figur er vist hvor en finner tilsvarende igjen langs fjelloverflaten i sprengningsområdet, se Figur 11, foto 2.



Figur 11 Foto1: eksponert fjelloverflate i skredgropa lenger nord. Foto 2: sprengningsområdet

3.2 Grunnforhold

NGUs kvartærgeologiske kart betegner Gullvika og Kattmarkmoen som marine strandavsetninger, se Figur 12. I bakkant av disse er det angitt tykke hav- og fjordavsetninger. Områdene er ikke avmerket som faresone eller risikosone på Kvikkleirekart fra NVE, NGI og NGU uten at dette gir en garanti for at det ikke kan være kvikkleire i området.



Figur 12 Kvartærgeologisk kart over området. Fra NGU

Det var på forhånd ikke foretatt geotekniske undersøkelser av området som raste ut. Siden skredet førte til omrøring av massene må derfor vurderinger primært baseres på undersøkelser i nærliggende områder. Det var før skredet utført grunnundersøkelser langs Gullholmstranda og ved Fiolveien av Multiconsult, (rapport 412074-2). NGI har på oppdrag fra NVE fått utført grunnundersøkelser etter skredet både i Fiolveien, (NGI-dok. nr. 20091258-2) og Kattmarka (NGI dok. nr. 20091257-00-4-R). Undersøkelsesgruppen har i tillegg fått utført grunnundersøkelser med kontinuerlig prøvetaking og CPTU-testing i uforstyrrede masser i fjæra sør for skredet (Hull S5-B), se separat rapport fra NTNU.

Hoveddelen av terrenget i skredområdet lå opprinnelig 8 – 10 meter over havet, noe lavere i sør. Tykkelsen av leirlaget var i størrelsesorden 10 – 20 m over fjell. Fjellet er trolig stedvis dekket av noe morene. Grunnen besto av leirlag, leirige siltlag og tynne finsandskikt i uregelmessige intervaller. Betydelige mengder av materialet var kvikkleire.

Prøveserien i hull S5-B viser et svært lagdelt sediment med moderat overkonsolidering. Det er tre lag som går igjen; leire, siltig leire med noe finsand og tynne finsandlag. Lagene gjentas med ujevne mellomrom, typisk med en avstand og tykkelse på 2-6 cm, men tykkere lag er observert. Lagene har en svak helning i forhold til horisontal i de øvre lag (ca. 5°) og en større helning dypere ned (ca. 40°). Leirlagene fra hull S5-B har leirinnhold på 40 – 60 %, mens de siltige/sandige lagene har leirinnhold 18 - 22 % og 20 – 35 % sand. De grovere lagene er til dels løse med porøsitet over 40 % og blir lett forstyrret. Vanninnholdet er over flytegrensen. Materialet i S5-B er middels til meget sensitivt med omrørt skjærstyrke på 0,6 til 1,0 kPa, dvs. ikke kvikt men på grensen til kvikt. Det skal betydelig mindre arbeid til for å omrøre prøver fra det grovere laget sammenlignet med leira. Et par prøver tatt i overkanten av skredområdet ved P425 viste mindre lagdelt og mer homogen leire.

Tørrskorpa sentralt i skredområdet var stedvis mer enn 2,5 m tykk med innslag av lagdelt grus, sand og grov silt. Andre steder var det kun tynnere matjordlag rett over leira, i sør dels med leire rett i dagen.

Styrken av jorda er avgjørende for stabiliteten i området. For å vurdere sikkerheten mot skred i leire som følge av en ytre belastning fra anleggsdrift bør en benytte en såkalt udrenert skjærstyrke. Denne styrken varierer avhengig av skjærflatens helning og kan uttrykkes gjennom den aktive (s_{uA}), direkte (s_{uD}) og passive skjærstyrken (s_{uP}). For skredområdet har vi valgt å basere våre analyser på følgende udrenerte ADP-styrke:

$$s_{uA} = 15 \text{ kPa} + 2 \text{ kPa/m} \cdot \text{dybdemeter}$$

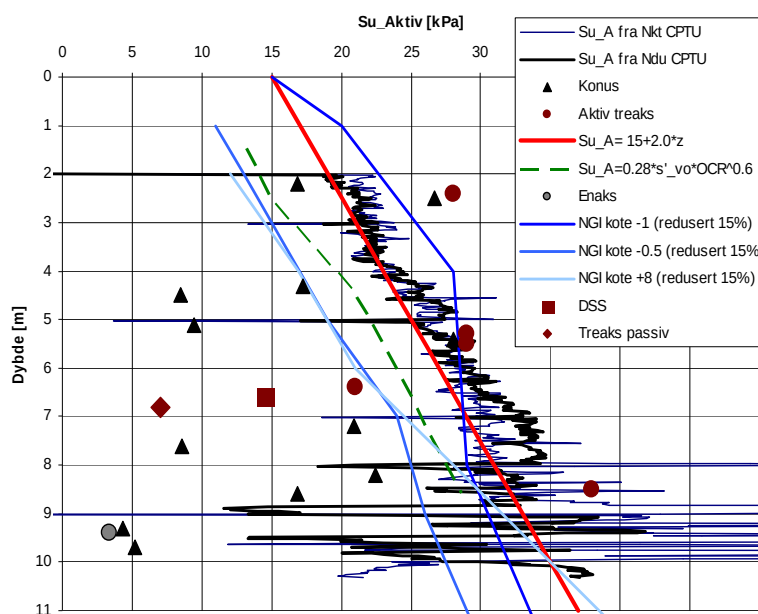
$$s_{uD} = 0,70 \cdot s_{uA}$$

$$s_{uP} = 0,40 \cdot s_{uA}$$

Vi har vurdert styrken ut fra egne målinger i felt og laboratorium basert på Hull S5-B og annet tilgjengelig materiale, primært fra Fiolveien. Styrken i Fiolveien - bukta er noe lavere høyere oppe fra sjøen enn i strandlinja, siden massene lenger oppe domineres av meget sensitiv og kvikk leire, se NGI kurvene i Figur 13. Det er antatt lignende forhold på Kattmarkmoen slik at styrken vi har antatt som et middel for skredområdet er tatt noe ned sammenlignet med CPTU-tolkningen og treaksialstyrken fra hull S5-B. Vår valgte udrenerte skjærstyrke er vist med rødt i Figur 13 og ligger noe over det NGI i middel har benyttet ved sine analyser av stabilitetsforholdene i Fiolveien. Det bemerkes at kurvene som betegnes NGI, angir en styrke som er redusert med 15 % i forhold til karakteristisk styrke ut fra faren for sprøbrudd i kvikkleire.

Det er utvilsomt usikkerhet i vårt anslag på midlere skjærstyrke, som i tillegg kan ha variert mye lokalt innen skredområdet.

Poretrykksforholdene i området som raste ut, var ikke kjent. To målinger i P280 til P300 viste et poreovertrykk på 1,6 og 2,7 meter ved fjell i dybde 12 til 15 meter. Det er ut fra topografien grunn til å anta lignende forhold i sørenden av skredområdet fra P400 til P500. Dette er benyttet i vår effektivspenningsbaserte stabilitetsanalyse, se vedlegg B.



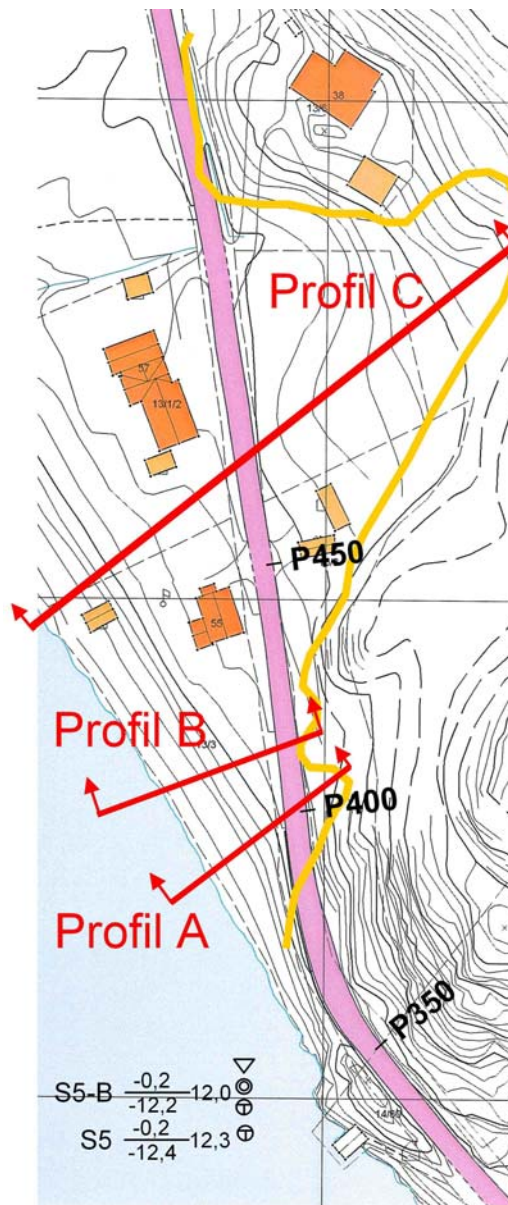
Figur 13 Udrenert aktiv styrke anslått ut fra Hull S5-B supplert med NGI sine verdier fra Fiolveien og med valgt midlere styrke for skredområdet angitt med rød linje

3.3 Stabilitetsberegninger

Det er valgt å se på stabiliteten langs tre profiler, kalt Profil A, B og C, se Figur 14.

Profil A og B er lagt gjennom initialskredet i den retningen dette gikk mot sjøen.

Profil C er lagt som et langstrakt profil gjennom det som i Figur 8 betegnes som delskred 3 for å se på hvorfor skredet kunne forplante seg til hele området.



Figur 14 Tre profiler for stabilitetsvurderinger av situasjonen før skredet og posisjoner for nærmeste grunnundersøkelse i punktene S5 og S5-B

Analysene er gjennomført med elementmetodeprogrammet Plaxis. Det er utført en plan stabilitetsanalyse. Dels er 3D effekter tatt inn ved stabiliserende sideskjær. Terrengnivå for analysene er bestemt fra topografisk kart fra før skredet.

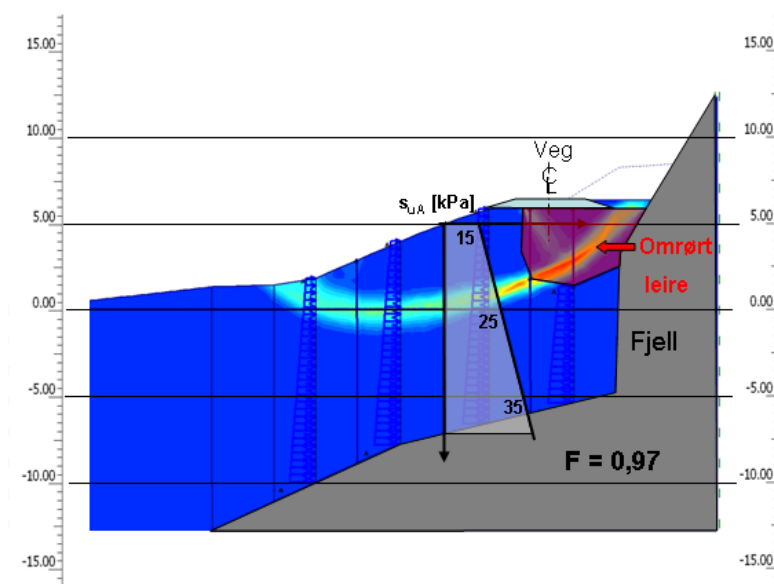
Analysene av profil A viser en sikkerhetsfaktor mot brudd som er $F = 0,97$, se Figur 15. Det er da forutsatt at sprengningen har ført til en omrørt sone, merket rødlig på figuren. Med en sikkerhetsfaktor på ca. 1,0 betyr dette at skråningen er i ferd med å rase ut.

Det er i denne analysen regnet med en stabiliserende sidestøtte fra jord rundt initialskredet uten at

dette var nok for å hindre utrasing. I figuren viser båndet med lysere blå farge over mot gult og rødt beliggenheten av en glideflate. Ifølge analysen vil løsmassene over denne glideflaten gli ut.

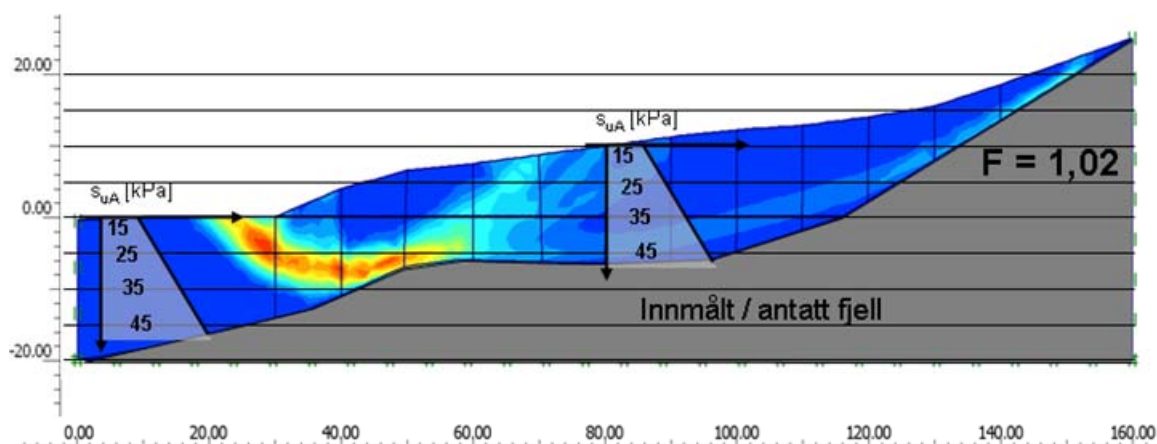
Går en nærmere inn på analysene av både profil A og B, vist i vedlegg B, bekrefter disse at området hadde en utilfredsstillende stabilitet med $F = 1,2$ før anleggsarbeidet ble startet opp. Ved inntak av sidestøtte vises det likevel at initialskredet ikke ville ha skjedd uten omrøring av en leirsone tett på sprengningspunktet, samtidig som en omrørt sone forklarer initialskredet.

Det er vist i avsnitt 4.6 at den omrørte sonen trolig kan ha vært enda større enn angitt i Figur 15. Dette understreker at det er rimelig at initialskredet ble trigget av sprengningen.



Figur 15 Profil A: Plan ADP analyse med sidestøtte for å ta inn effekt av oppstående nabosoner, men svekket av omrøring rundt sprengningspunktet, viser sikkerhet $F = 0,97$

En analyse av profil C fra Figur 14 med samme styrkeparametre som for Profil A er vist i Figur 16. Det er ikke regnet sidestøtte da omkringliggende masser her ikke nødvendigvis har vesentlig bedre sikkerhet. Analysen gir en sikkerhetsfaktor på $F = 1,02$, noe som innebærer at områdestabiliteten i utgangspunktet var svært lav. Den lave sikkerheten forklarer hvorfor et lite initialskred kunne utløse den videre skredaktiviteten. Det er interessant å se av fargeskalaen i figuren hvordan den nedre delen viser en klar ustabilitet, samtidig som den øvre delen av profilet følger etter. Dette er illustrert ved den lange skjærflaten helt opp til høyre gitt av det lysere blå båndet mot fjell. En oppsprekking av skredmassene over det grunne fjellet samstemmer med observasjoner i skredområdet.



Figur 16 Profil C: Plan ADP analyse uten sidestøtte viser sikkerhet $F = 1,02$

De sikkerhetsfaktorer som er funnet er naturlig nok styrt av den antatte midlere skjærstyrken angitt i avsnitt 3.2. Med de sikkerhetsfaktorer som er funnet er det klart at skjærstyrken ikke kan ha vært lavere, men det er fullt mulig at den kan ha vært noe høyere, ikke minst lokalt. Undersøkellesgruppen vurderer det som høyst usannsynlig at skjærstyrken i middel var mer enn 10 til 20 % høyere.

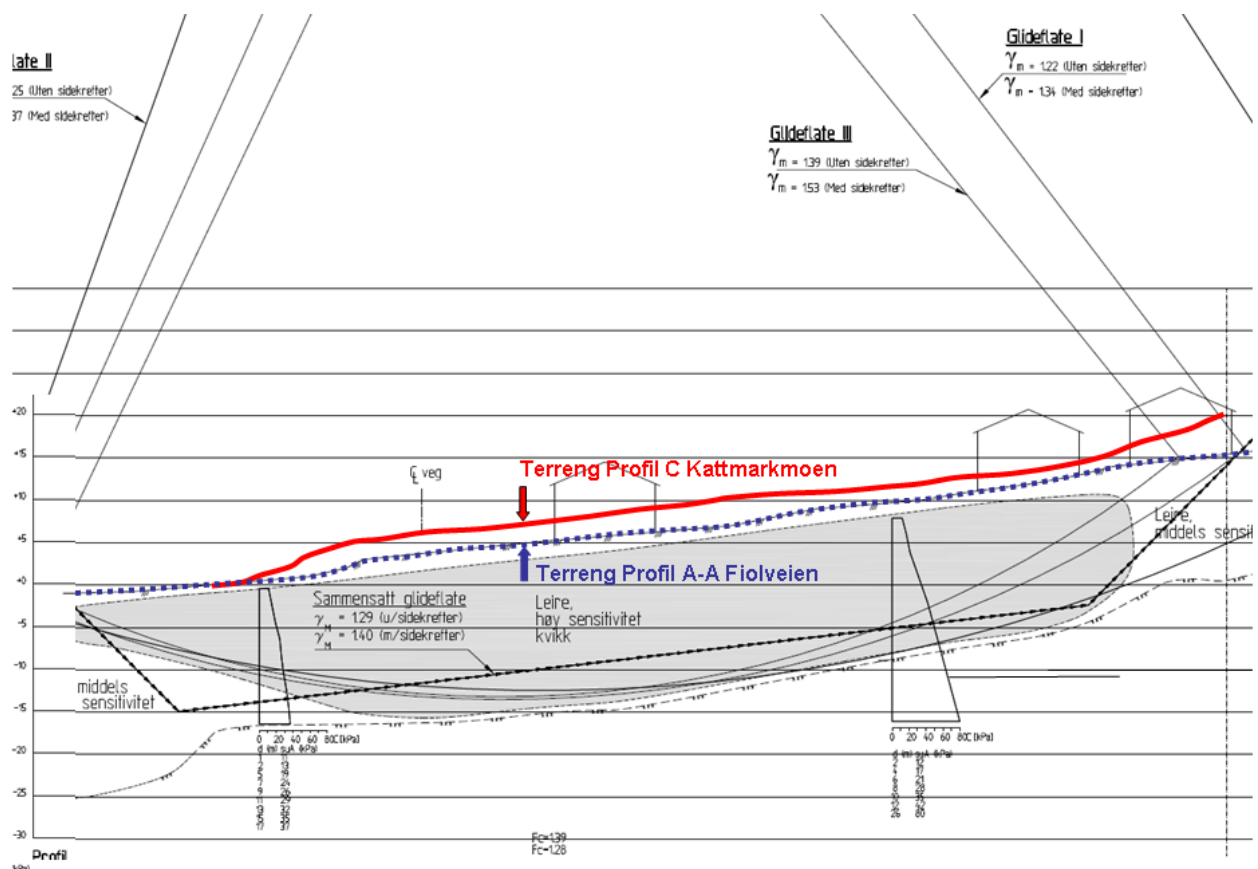
Profil C er et ca. 150 meter langstrakt profil som strekker seg fra sjøen og opp mot nordøst. NGI har i sin rapport 20091258-2 vurdert stabiliteten langs et tilsvarende langstrakt profil i Fiolveien betegnet profil A-A, som vist i Figur 17. Vi har anslått at NGI i analysen i middel har benyttet styrkeparametrene:

$$s_{uA} = 12 \text{ kPa} + 0,2 \cdot p_0'$$

$$s_{uD} = 0,70 \cdot s_{uA}$$

$$s_{uP} = 0,40 \cdot s_{uA}$$

Dette gir kun 3 kPa lavere skjærstyrke enn vi har antatt i våre analyser. NGI har med denne styrken fått en laveste sikkerhetsfaktor i Fiolveien uten motfylling i sjøkanten rundt $F = 1,2$ når sidestøtte på grunn av tredimensjonalitet er neglisjert.



Figur 17 Inntegning av vårt Profil C på NGIs Profil A-A i Fiolveien (fra NGI dok. nr. 20091258-2) viser at profil C i skredområdet i utgangspunktet var mer kritisk enn profilet i Fiolveien om grunnforholdene er sammenlignbare. NGI har beregnet sikkerheten til ca. $F=1,2$ for Fiolveien uten motfylling i fjæra og uten sidestøtte på profilet

Siden grunnforholdene i skredområdet trolig var relativt like med grunnforholdene i Fiolveien, er det av interesse å sammenligne vårt Profil C med Profil A-A i Fiolveien. Figur 17 viser NGI sitt

profil fra stabilitetsanalysen av Profil A-A i Fiolveien der også terrengoverflaten i Profil C fra skredområdet er lagt inn.

Som det fremgår lå det opprinnelige terrenget i skredområdet høyere enn terrenget i Fiolveien. Videre var terrenget i skredområdet brattere ned mot strandkanten enn i Fiolveien.

Sammenligningen viser at stabiliteten i profil C i skredområdet trolig var dårligere enn stabiliteten i Fiolveien. Med utgangspunkt i at Fiolveien beregningsmessig har en sikkerhetsfaktor på $F = 1,2$ uten motfylling, belyser sammenligningen at stabiliteten i skredområdet må ha vært dårlig.

Et par momenter kan kommenteres:

Både Profil A og Profil B går gjennom det området som ifølge vitnene raste ut først. Det faktum at det tok ca. et halvt minutt før det raste ut, skyldes at styrken i uforstyrret leire er større ved hurtig belastning. Skråningen som helhet motsto derfor den hurtige belastningen fra sprengningen men ble omrørt i øvre del og den nedre tålte deretter ikke den mer vedvarende lasten fra sin egen tyngde. Dette forklarer den noe forsinkede utrasningen som likevel var direkte forårsaket av sprengningen.

Når profil A ble ustabilt og raste ut, åpnet dette for skredutvikling bakover og ut mot den relativt bratte skredkanten. Det er gjennom stabilitetsberegningene vist at Profil C hadde en svært dårlig sikkerhet og ikke ville kunne motstå belastningen fra initialskredet og delskredene som fulgte etter. Dette viser at det kunne forventes at initialskredet kunne få store konsekvenser. Det er sannsynlig at den faktiske bevegelsesretningen for massene i område 3 i Figur 8 har gått mer i sørlig retning enn langs Profil C. Dette er ikke vesentlig for resultatene fra analysen av profil C, idet hensikten med analysen er å vise at hele området mot nord i skredgropa hadde en lav sikkerhet og at området ikke kunne tåle vesentlige tilleggspåkjenninger.

4 SPRENGNINGSARBEIDENE

4.1 Bakgrunn

Etter at pilotveg var ferdig etablert er det frem til utløsingen av skredet blitt skutt fire hovedsalver for utvidelse av Kattmarkvegen. To av disse, som betegnes salve 17 og 19, ligger direkte inn mot området der skredet ble utløst. Sprengningen av salve 19 synes å ha en klar relasjon til selve utløsingen av skredet.

I forbindelse med utvidelse av Kattmarkvegen pågikk sprengningsarbeid i et mindre fjellparti som skiller leirområdene i Gullholmstranda og Kattmarkstranda. Fjellpartiet ligger mellom profil 320 og profil 440 i den nye veglinjen. Omkring et halvt minutt etter at salve 19 var avfyrt i dette området 13. mars, kl. 11:39, var leirmasser på vei ut mot sjøen på Kattmarksiden og et initialt skred var i gang. Dette initiale skredet åpnet så for en videre skredutvikling der store deler av Kattmarkmoen forsvant ut. Samsvaret i tid og sted gjør det åpenbart at denne sprengningen må ha hatt med utløsningen av det initiale skredet å gjøre. En inngående analyse av sprengningen og hvilke mekanismer som kan ha ført til at den utløste skredet står derfor sentralt i Undersøkelsesgruppens arbeid.

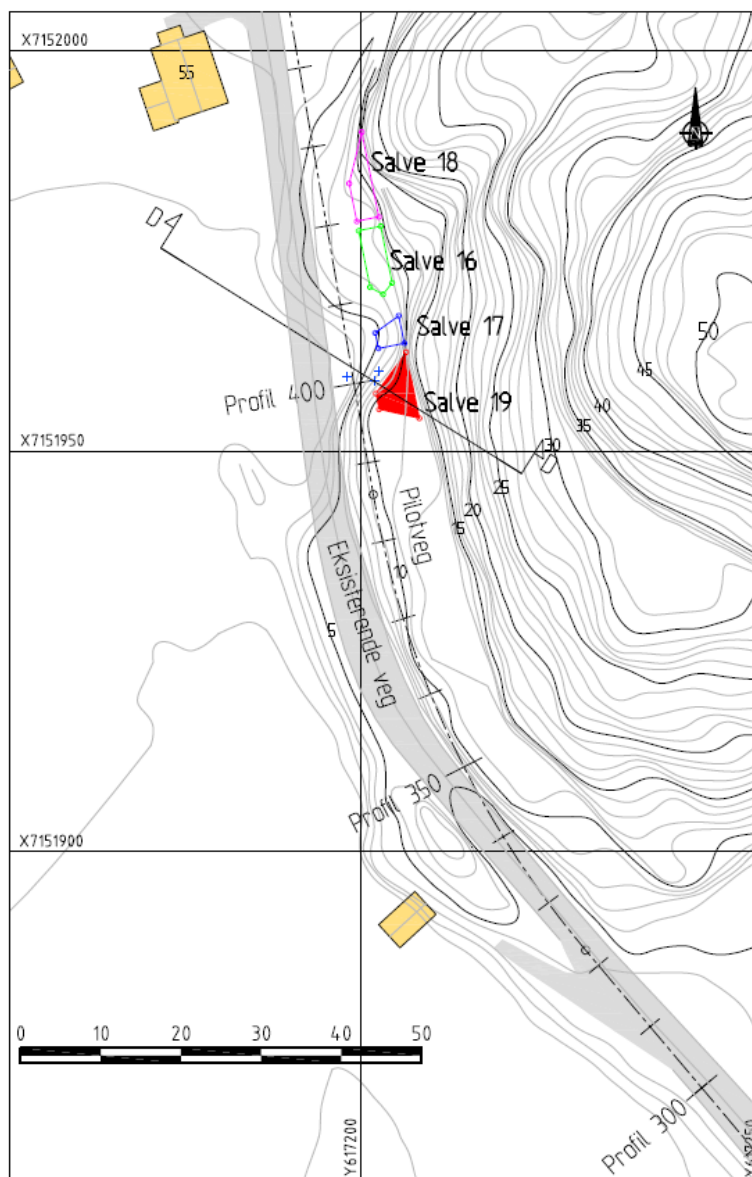
I de etterfølgende avsnittene blir sprengningsarbeidene gjennomgått, utførte vibrasjonsmålinger blir diskutert, salve 19 blir analysert i detalj og det blir vist beregninger som forklarer hvordan denne salven kan ha ført til at en del av leira har mistet sin styrke og hele leirskrånningen derved er blitt ustabil.

4.2 Utførte sprengningsarbeider

Sprengningsteknisk er de aktuelle salvene stort sett gjennomført etter vanlig praksis som ville vært fulgt dersom det ikke hadde vært noe spesielt med grunnforholdene og berget på stedet. Vibrasjoner i nabobygg overskrider delvis anbefalte grenseverdier og er ikke fulgt opp. Dette er i seg selv ikke av betydning for skredet, men en streng oppfølging kunne kanskje ha ført til mer forsiktig sprengning og implisitt redusert sannsynlighet for å utløse skredet. Det fatale ligger imidlertid i at ingeniørgeologi og geoteknikk ikke var tilstrekkelig kartlagt på forhånd og at man ikke var klar over den dramatisk lave sikkerheten og bergets avgrensing mot leira. Det er også fatalt at man ikke så konsekvensene av et leirparti som ble avdekket i dagen innenfor eksisterende veg før sprengning av salve 19.

Kartutsnittet i Figur 18 viser plasseringen av sprengningsområdet. Arbeidet ble lagt opp ved at det først ble etablert en pilotveg for å oppnå god arbeidsplattform for boring av hovedsalvene og for å redusere pallhøyden. Pilotvegen ble bygget fra sør. Hovedsprengningene startet i nord og det var meningen å arbeide seg sørover. Primært synes fokus å ha vært rettet mot dårlig stabilitet av leirmassene på Gullholmsiden, og man ønsket å arbeide seg gradvis ditover kombinert med utlegging av motfylling og oppfølging av poretrykkmålere. Øvrig fokus synes å ha vært på å unngå sprut mot nærmeste bygning – Kattmarkvegen 55, og å hindre at for mye av utsprengte masser la seg på eksisterende veg. Dette både for å unngå belastning av ytre del av vegen som ble antatt å ligge på leire, og av hensyn til rydding for trafikk.

Før salve 19, som relateres til utløsingen av skredet, var det sprengt 15 salver i forbindelse med pilotveg og tre hovedsalver; salve 16, 17 og 18. Plassering av hovedsalvene er vist i Figur 18. Tabell 1 gir dato og klokkeslett for disse salvene og noen sentrale data. Som det fremgår er alle salvene av beskjedent omfang. Salve 19 er den største. Salve 16 og 18 ligger nord for det partiet der skredet synes å ha blitt utløst. Disse antas ikke å ha hatt betydning for skredet og vil ikke bli nærmere diskutert. I det etterfølgende vil fokus være på salve 17, og særlig på salve 19.

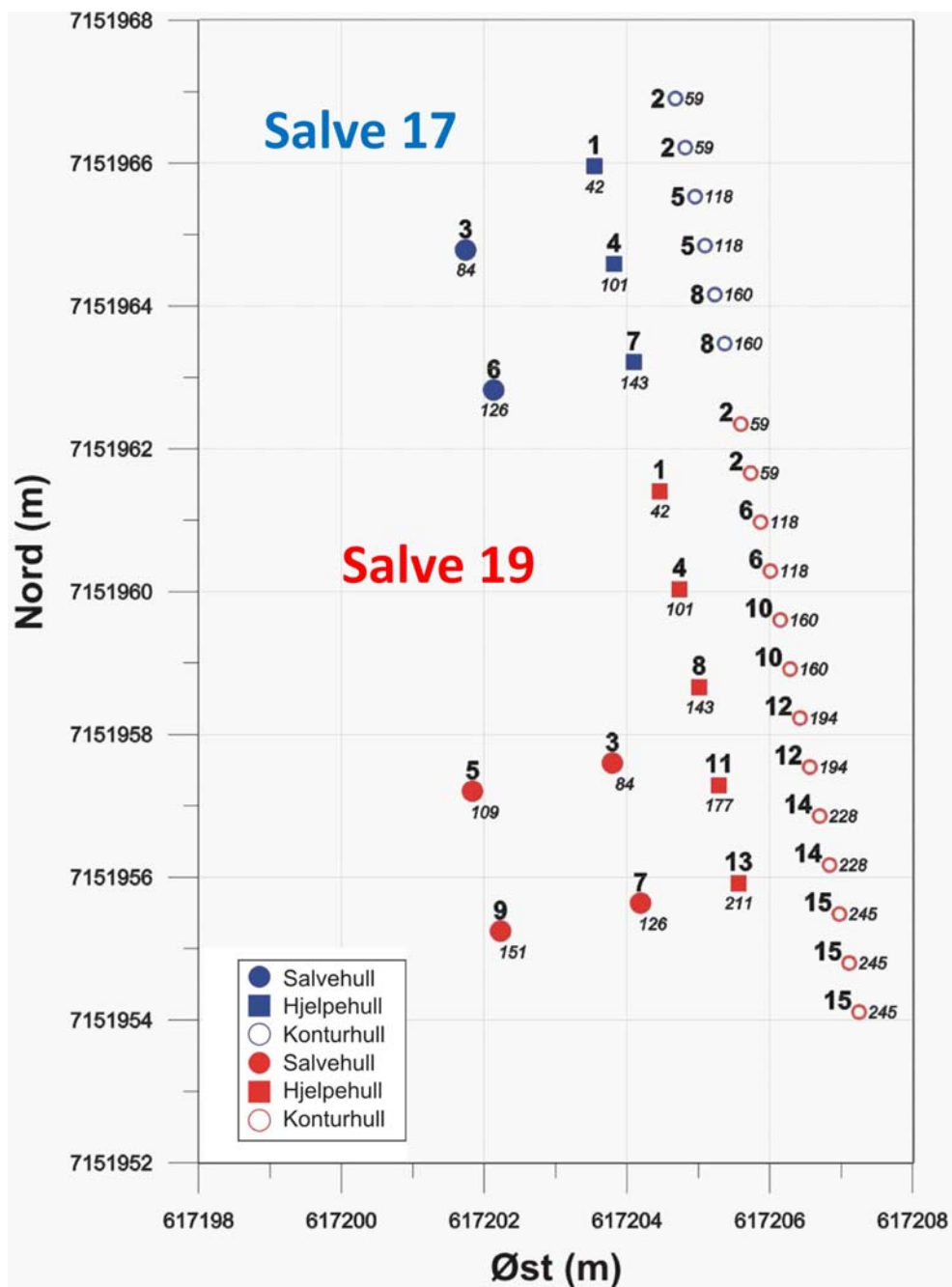


Figur 18 Kartutsnitt av sprengningsområdet. Plassering av hovedsalver er vist

Tabell 1 Data om hovedsalver. Dato og klokkeslett basert på vibrasjonsmålere. Øvrige salvedata fra entreprenørens sprengningsprotokoll (Blast Manager)

Salve Nr.	Avfyrt		Antall Hull	Total mengde sprengstoff	Volum fast berg
	Dato	Klokkeslett			
16	11. mars 2009	10:23:46	22	75 kg	138 m ³
17	11. mars 2009	13:21:34	11	63 kg	151 m ³
18	12. mars 2009	12:45:00	20	--- kg *)	193 m ³
19	13. mars 2009	11:39:05	22	117 kg	293 m³

*) Pålitelig verdi mangler i salveprotokoll

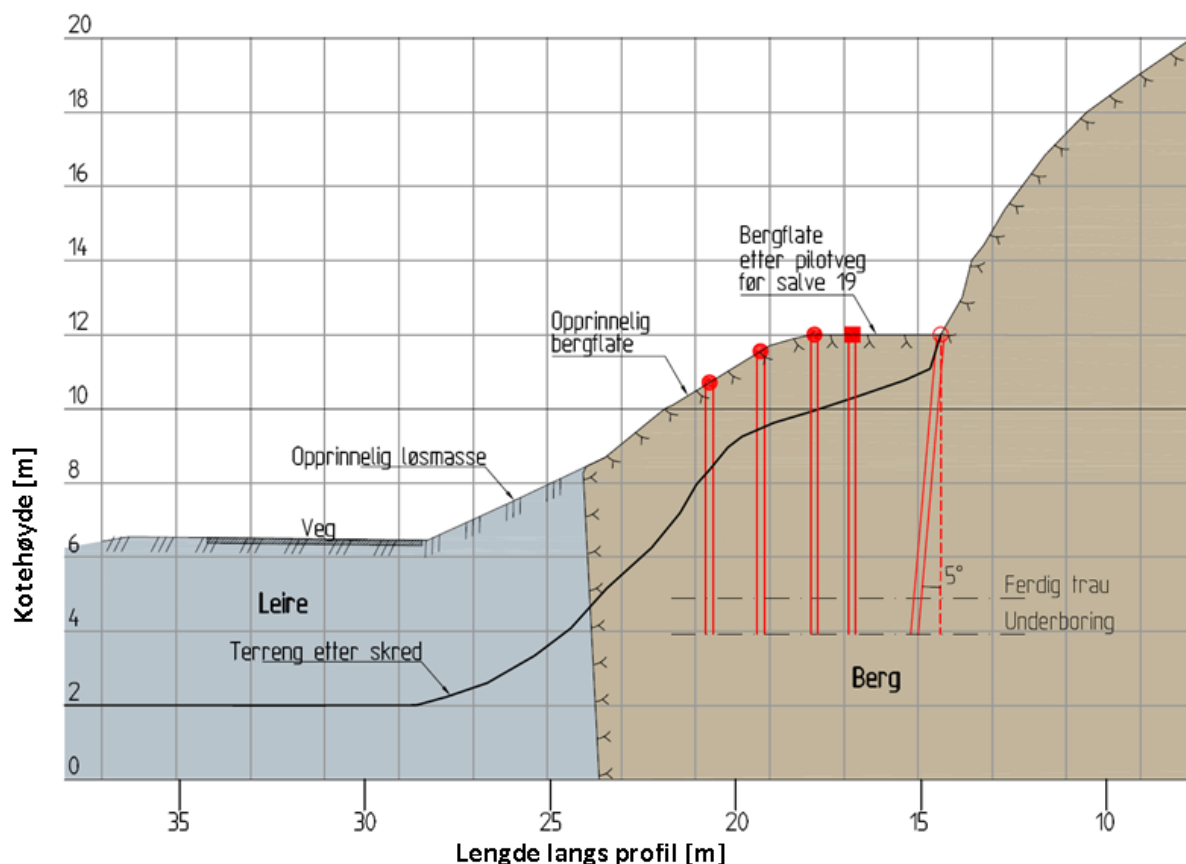


Figur 19 Hullplassering og opptenning av salve 17 og 19. Plassering av hull og tennerforsinkelse innen hver salve er basert på målsatte skisser med notater fra sprengningsentreprenør. Avstand mellom salvene er et beste estimat fra Undersøkelsesgruppens arbeid i felt.

Figur 19 viser detaljer av salve 17 og 19, hvor den nominelle plassering av borehullene fremgår. Den relative plasseringen av hullene er basert på målsatt skisse fra sprengningsentreprenør. Koordinatfestingen av salvene er basert på et beste skjønn etter de innmålinger Undersøkelsesgruppen har gjort i felt. Reell plassering kan avvike fra det som er gitt i figuren. Dette er nærmere diskutert i avsnitt 4.4. På figuren er også angitt tennerrekkefølge og forsinkelse i millisekund (ms) innen hver salve. Salvene er delt opp i salvehull, hjelpehull og konturhull. Salvehullene tar den tyngste delen av salven og er ladet med ca. 10,0 kg sprengstoff per hull for salve 19 og 8,3 kg for salve 17. For salve- og hjelpehull er det ett hull per forsinkerintervall. Sprengstoffmengde per intervall er derved lik sprengstoffmengde per hull. For konturhullene er det to hull (og aller bakerst tre hull) per tennerintervall.

Figur 20 viser et typisk snitt gjennom salve 19. Plasseringen av salvehullene er basert på Figur

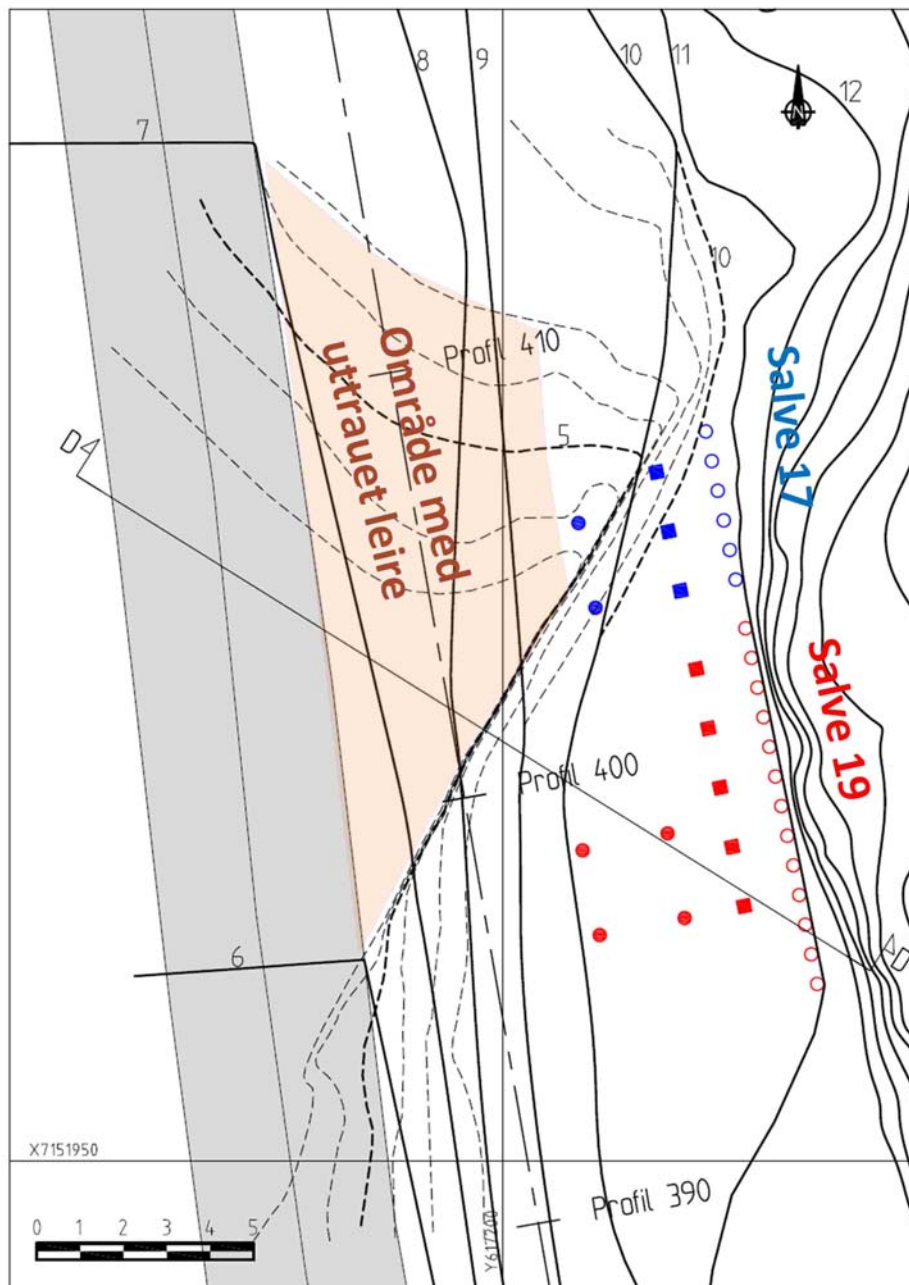
19, og kan i realiteten avvike fra det som er vist. Det fremgår av figuren at ferdig traubunn skal ligge ca. 1 m under eksisterende veg og at det er underboret 1 m under dette nivået. I følge markering for boring som er satt ut på bergvegg er traubunn på kote +4,90 m og bunn borehull på kote +3,90 m. Fjelltopografi mot dypet er basert på det samme grunnlaget som det topografiske kartet i Figur 21.



Figur 20 Typisk snitt gjennom salve 19. Snittet følger profil D-D på Figur 18.

Salvene er boret og tent opp for å få kast i retning fremover langs skjæringen (her nordover) og ikke på tvers og ut på eksisterende veg. Salvene er dekket, dels med steinblokker som er stablet som plastring på fri bergflate, dels med gummimatter. Det er benyttet Nonel Unidet tenningsssystem fra Orica Mining Services. Dette systemet benytter en fast forsinkelse nede i hvert hull. Tenningsrekkefølgen og den individuelle tidsforsinkelsen etableres med koblingsblokker ("Snapline") på toppen av hvert hull. Dette gir en oversiktlig og lett kontrollerbar oppkobling av salven. Salvene er dokumentert gjennom salveplan ført i Blast Manager systemet og gjennom kommenterte skisser som undersøkelsesgruppen har fått tilsendt fra sprengningsentreprenør. Det er i dette grunnlagsmaterialet ingen koordinatfesting av salvene.

Figur 21 viser salvene tegnet inn i et topografisk kart. Her vises den nominelle plasseringen av borehullene inn i topografien på terrenget og bergoverflaten før de to salvene ble skutt. Terrenghøyden er rekonstruert etter beste evne og er basert på eksisterende kartmateriale, på laserskanning av området like etter skredet og på detaljert laserskanning og innmåling i forbindelse med frigraving av salve 19 (og 17) under befaring 29. april, på skissene fra sprengningsentreprenøren og på resultater fra grunnboringer. Det er imidlertid som allerede nevnt usikkerhet om borehullenes absolute plassering. Dette er nærmere diskutert i avsnitt 4.4. Det vil derfor måtte forbli en usikkerhet omkring hvilken avstand det har vært fra hullene frem til bergflaten mot leira (forsetningen) og omkring volum av bergmasse involvert i hver salve.



Figur 21 Salve 17 og 19 vist i topografisk kart. Terrengekoter er heltrukne, fjellkoter under terrenget er stiplede

Usikkerheten omkring hullenes plassering, særlig av salvehullene har vært en utfordring for Undersøkelsesgruppen. Ut fra Figur 21 ser plasseringen rimelig fornuftig ut for salve 19, mens salve 17 er mer uavklart. Undersøkelsesgruppen antar i sine videre vurderinger at skytebas i realiteten har plassert hullene i rimelig avstand fra det han kunne observere som bergets avgrensingsflate.

Bortsett fra den manglende dokumentasjonen på salvenes nøyaktige plassering i terrenget, er det sprengningsteknisk ikke noe vesentlig å utsette på hvordan arbeidet med salvene 17 og 19 ble gjennomført. Boremønster, ladning og tenning av salven er i tråd med vanlig praksis. Sprengstofforbruket er på den lave siden og antyder at det er lagt opp til forsiktig sprengning i et berg som antas å ha god sprengbarhet. Statens vegvesens egen "Prosesskode 1 - Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter" har under "Prosess 22 - Sprengning i dagen / 22.1 Sprengning i linje" en ganske detaljert beskrivelse av denne type sprengning. De utførte

sprengningsarbeidene har fulgt denne beskrivelsen. Problemet er at dette sprengningsstedet var helt spesielt, med bløt og sensitiv leire og svært dårlig stabilitet. ”Vanlig praksis” var derfor ikke godt nok på dette stedet, og det burde vært avklart på forhånd slik at sprengningsarbeidene kunne tilpasses dette.

I avsnitt 4.3 vises det at sprengningene har gitt vibrasjoner på nabobygninger som dels overskrider grenseverdiene i Norsk standard NS 8141. Vibrasjonsmålinger, grenseverdier og overskridelsene er heller ikke blitt fulgt opp som de burde. Overskridelsene har imidlertid ikke vært særlig store. På dette punktet har dog sprengningene strengt tatt avvirket fra de mer generelle retningslinjene i Statens vegvesens Håndbok 016 ”Geoteknikk i vegbygging” og Brann- og eksplosjonsvernloven gjennom Eksplosivforskriften. Det er også oppdaget en del mangler og unøyaktigheter i hvordan salveplaner og salvedata er registrert og rapportert via ”Web Hotellet” Blast Manager. Blast Manager systemet fremstår også som et noe ”uferdig produkt”. Det er uklart om DSB har godkjent Blast Manager og salverapportering via SMS.

Det er ingen av de mindre feil, mangler og avvik som er nevnt her som kan ha påvirket utfallet av salvene på en slik måte at det har hatt innflytelse på utløsingen av skredet. De målte vibrasjonene er lave og gir ingen virkning på leiras stabilitet. Man kan imidlertid stille spørsmål om en streng oppfølging av vibrasjoner på bolighusene ville ført til en endring til enda mer forsiktig sprengning og at det implisitt kunne redusert faren for å utløse skredet.

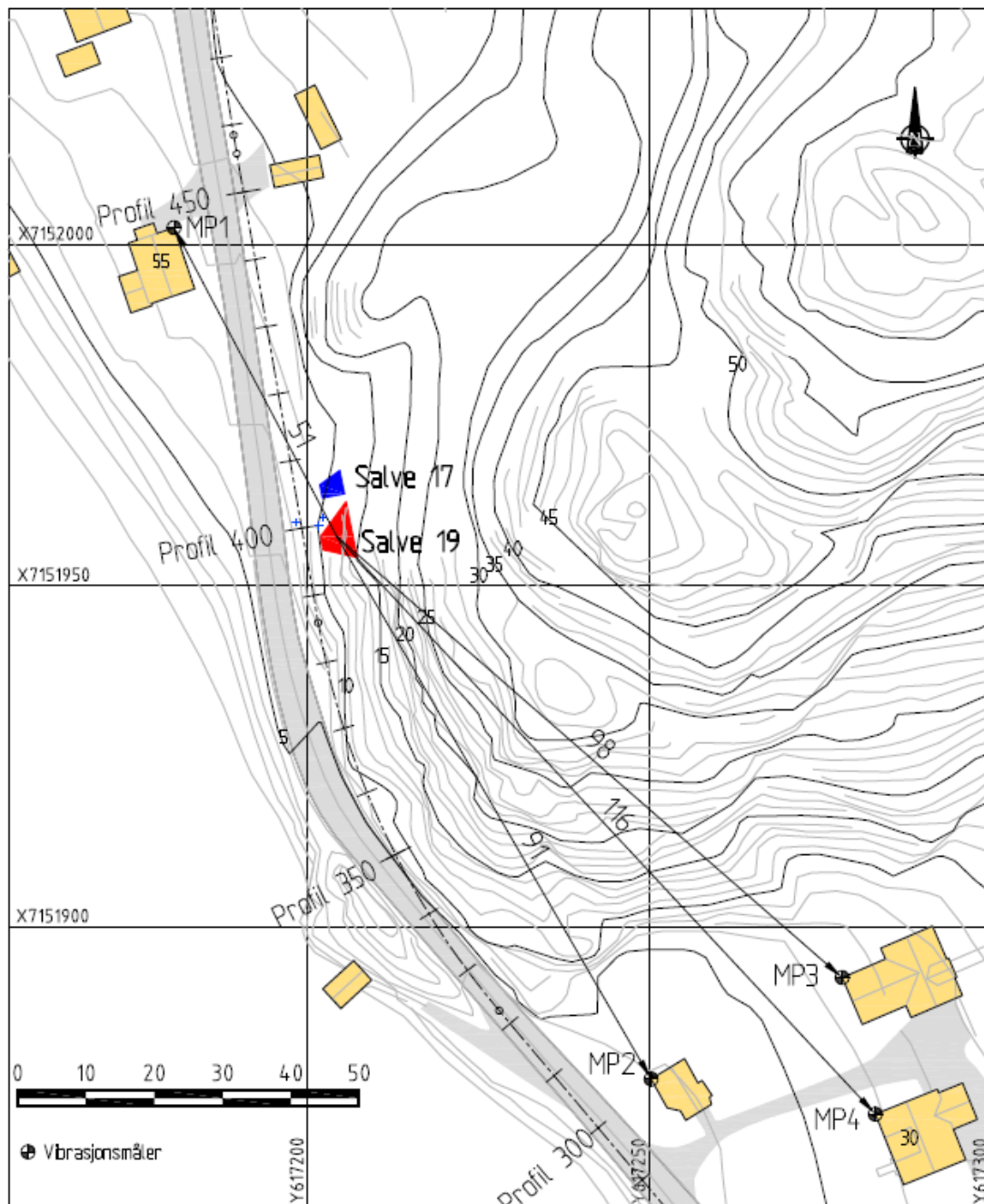
Under forberedelsen til hovedsalvene ble det avdekket et parti med leire i dagen på innsiden av eksisterende vei mellom salve 16 og salve 17, dvs. mellom profil 400 og 410. Beliggenheten er antydnet i Figur 21. Det ble også konstatert at berget på sørsiden (ved salve 17) hadde en ”markert kant” mot leira. Basert på entreprenørens tidligere erfaring med at sprengning mot leire kunne gi trykkbølger, ble leira trauet ut til 1,0 – 1,5 m under nivå på eksisterende veg, det ble lagt i fiberduk og fylt med sprengstein. Det virker som oppdagelsen der og da ble oppfattet som en lokal leirlomme, og bekymringen var at trykkbølger kunne presse ut eksisterende veg. Leira som ble gravd ut er blitt beskrevet som bløt men ikke som kvikk. Hvorvidt en masseutskifting slik den ble utført ville hatt gunstig virkning i relasjon til å redusere trykkvirkning mot eksisterende veg er vanskelig å si.

Det fatale er imidlertid at oppdagelsen av denne leira ikke ble fulgt nærmere opp. Som beskrevet i detalj i avsnitt 4.4 vet vi i ettertid at dette leirpartiet var indre del av et dypt parti med kvikkleire og andre svært ustabile masser som utgjør hele Kattmarkområdet. Vi vet også at den ”markerte kanten” på berget var øvre del av en dyp vertikal bergflate – sågar med overheng. Virkning av sprengning mot disse massene var det som utløste det initiale skredet. Hadde man, helst på et tidligere tidspunkt, eller i alle fall på dette tidspunkt satt i gang nødvendige geotekniske og ingeniørgeologiske undersøkelser burde faren vært fanget opp i tide. De administrative og organisatoriske årsaker til at dette ikke ble gjort er nærmere diskutert i Kapittel 5.

4.3 Vibrasjonsmålinger

Utførte vibrasjonsmålinger gir grunnlag for entydig å tidfeste salvene. De gir også grunnlag for å tidfeste hendelser i skredutviklingen fra utløsingen og ca. 6 min fremover. Vibrasjonsmålingene indikerer at opptenningen av salve 19 har gått som planlagt. Det er registrert vibrasjoner som i noen grad overskrider grenseverdiene i NS8141 uten at det er fulgt opp.

Under sprengningsarbeidene har det vært montert vibrasjonsmålere på bygninger både på Kattmarksiden og Gullholmsiden av sprengningsstedet. Kart i Figur 22 viser plasseringen av vibrasjonsmålerne. Målerne registrerer vibrasjoner i vertikal retning som bevegelseshastighet i mm/s, og de starter registrering hver gang et forhåndsinnstilt triggernivå blir overskredet. Instrumentene er koblet til GSM mobiltelefonsystemet og sender automatisk registrerte vibrasjoner til en sentral der en SMS melding sendes videre til de ansvarlige for det enkelte prosjekt, og hvor data lagres i en sentral database. Instrumentene har en nøyaktig klokke og er egnet for pålitelig tidfesting av vibrasjonshendelser.



Figur 22 Plassering av vibrasjonsmålere

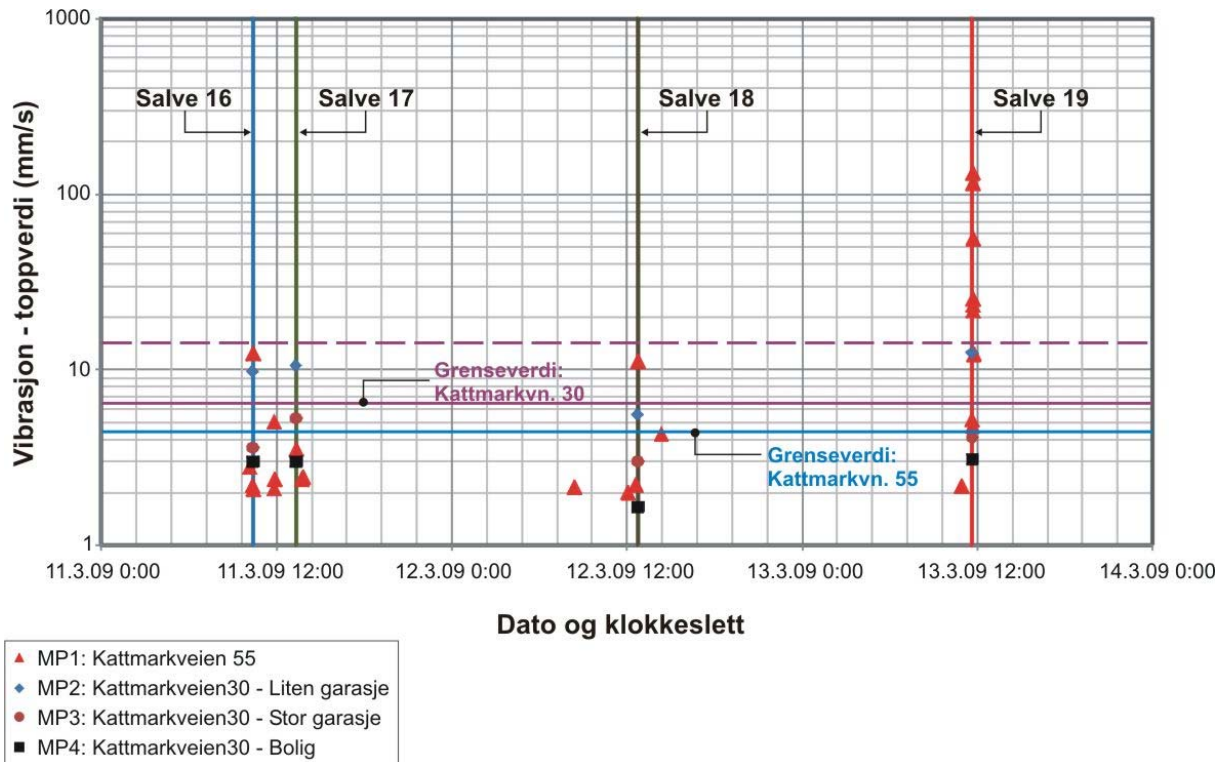
På Kattmarksiden var vibrasjonsføleren plassert på grunnmuren ved nordøstre hjørne på Kattmarkvegen 55. Her er benyttet et ganske enkelt instrument av type AVA, montert ut og administrert av Multiconsult, på vegne av Statens vegvesen. Dette instrumentet registrerer kun toppverdi (største verdi) av vibrasjonshastighet etter hvert trigg. Ved Kattmarkvegen 30, på Gullholmsiden var det montert et mer avansert instrument av type INFRA som håndterer tre separate vibrasjonssensorer. To var montert på hvert sitt bolighus og en på en garasje. Instrumentet var montert ut og ble administrert av Dyno Consult (Orica Mining Services) på vegne av sprengningsentreprenøren. INFRA-instrumentet registrerer hele vibrasjonsforløp (kurveforløp) etter et trigg, men tar også ut toppverdiene.

Tabell 2 Registrerte vibrasjoner i perioden 11. til 13. mars 2009 i Kattmarkvegen 55 og Kattmarkvegen 30. Identifisering av salver.

Dato	Kattmarkveien 55 - Målepunkt		Kattmarkveien 30 - Målepunkt				Identifisert Salve
		MP1		MP2	MP3	MP4	
		Grunnmur		Liten gar.	Stor gar.	Bolig	
		Tid AVA	Vibrasjon	Tid INFRA	Vibrasjon		
[d.m.å]	[t:m:s]	[mm/s]	[t:m:s]	[mm/s]	[mm/s]	[mm/s]	[Nr]
11.03.2009	10:07:35	2.78					
11.03.2009	10:21:21	2.20					
11.03.2009	10:23:46	12.38	10:23:47	9.70	3.60	3.00	Salve 16
11.03.2009	10:25:17	2.09					
11.03.2009	11:49:52	2.11					
11.03.2009	11:50:12	5.06					
11.03.2009	11:53:50	2.37					
11.03.2009	13:21:34	3.53	13:21:35	10.50	5.30	3.00	Salve 17
11.03.2009	13:46:19	2.37					
11.03.2009	13:48:37	2.44					
12.03.2009	08:22:51	2.14					
12.03.2009	12:04:45	2.00					
12.03.2009	12:35:35	2.21					
12.03.2009	12:45:00	11.14	12:45:00	5.50	3.00	1.65	Salve 18
12.03.2009	14:21:40	4.29					
13.03.2009	10:55:10	2.17					
13.03.2009	11:39:05	5.20	11:39:05	12.40	4.10	3.10	Salve 19
13.03.2009	11:40:35	4.81					
13.03.2009	11:41:07	132.27					
13.03.2009	11:41:40	115.18					
13.03.2009	11:41:46	21.61					
13.03.2009	11:42:11	23.30					
13.03.2009	11:43:47	55.78					
13.03.2009	11:44:47	25.24					
13.03.2009	11:45:32	12.24					

Tabell 2 viser samtlige registrerte toppverdier av vibrasjon fra alle sensorene fra og med onsdag 11. mars til og med fredag 13. mars. Tabellen viser at det er registrert en rekke vibrasjonshendelser i Kattmarkmoen, de fleste med toppverdi mellom 2 og 3 mm/s. Dette er trolig vibrasjoner fra trafikk på vegen, forflytting av anleggsmaskiner etc. At vibrasjonene blir så kraftige viser at grunnen på stedet er meget bløt. Sett i relasjon til hvordan mennesker opplever vibrasjoner fra trafikk i sin bolig er dette å anse som svært plagsomme vibrasjoner. I henhold til Norsk Standard NS 8176 er grensen for akseptable trafikkvibrasjoner med hensyn på komfort i boliger 0,3 – 0,6 mm/s målt på gulv. Dette tilsvarer typisk 0,15 – 0,30 mm/s målt på grunnmur. Triggenivået på Kattmarksiden var satt til 2 mm/s mens det på Gullholmsiden kun ble lagt ut toppverdier større enn 5 mm/s. I rådata fra Kattmarkvegen 30 ligger det imidlertid atskillige vibrasjonsregistreringer i området 1 – 3 mm/s. På Gullholmsiden har trafikk og anleggsmaskiner vært på noe større avstand og derfor er vibrasjonene gjennomgående noe lavere, selv om grunnen antas like bløt begge steder. Dersom Statens vegvesen hadde valgt et noe mer avansert måleinstrument på Kattmarksiden, hadde det vært mulig å tilbakeregne data om grunnens dynamiske respons i Kattmarkmoen ut fra registrerte vibrasjonsforløp.

Enkelte av sprengningene gir ikke vesentlig kraftigere vibrasjon enn trafikken. Det er derfor avgjørende å kunne se samtidigheten i måleverdiene fra de to forskjellige stedene for entydig å kunne identifisere en sprengning. I Tabell 2 kommer tidspunktet for alle de fire salvene utvetydig frem på denne måten. Figur 23 plottet samtlige registrerte vibrasjonshendelser mot en tidskala, med avmerking av de fire salvene.



Figur 23 Registrerte vibrasjonshendelser i tidsrommet 11. mars til 13. mars

Det antas at vibrasjonsmålerne primært ble satt ut for å ha kontroll på eventuelle vibrasjonsskader på nabobebyggelsen. Anbefalte grenseverdier for vibrasjoner i bygninger for å unngå skade fra sprengninger er fastsatt i Norsk standard NS 8141: "Vibrasjoner og støt. Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk". Gjeldende standard er 2. utgave fra juni 2001. Standarden tar hensyn til grunnforhold, bygningens egenskaper og avstand til sprengningsstedet. Det vil alltid måtte utøves noe skjønn når grenseverdier fastsettes. For Kattmarkvegen 55 vil en typisk grenseverdi være 5,4 mm/s, men en verdi helt opp til 8,6 mm/s og ned 4,5 mm/s vil kunne forsvares innen standardens anbefaling, avhengig av hvordan grunnforhold og byggets tilstand vurderes. Tilsvarende typisk grenseverdi for bygningene i Kattmarkvegen 30 vil være 7,4 mm/s. Siden størstedelen av overføringsveien for vibrasjoner fra de utførte sprengningene går gjennom berg i retningen mot disse bygningene, vil en høyere grenseverdi, opp mot 11,4 mm/s kunne vurderes, og eventuelt enda noe høyere (15.7 mm/s) for den lille garasjen. Slike forhøyede grenseverdier ville måtte blitt revurdert etter som videre sprengning kom nærmere bygningene. De typiske grenseverdiene er lagt inn som horisontale linjer i Figur 23. For Kattmarkvegen 30 er også den høyeste grensen lagt inn som en stiplet linje.

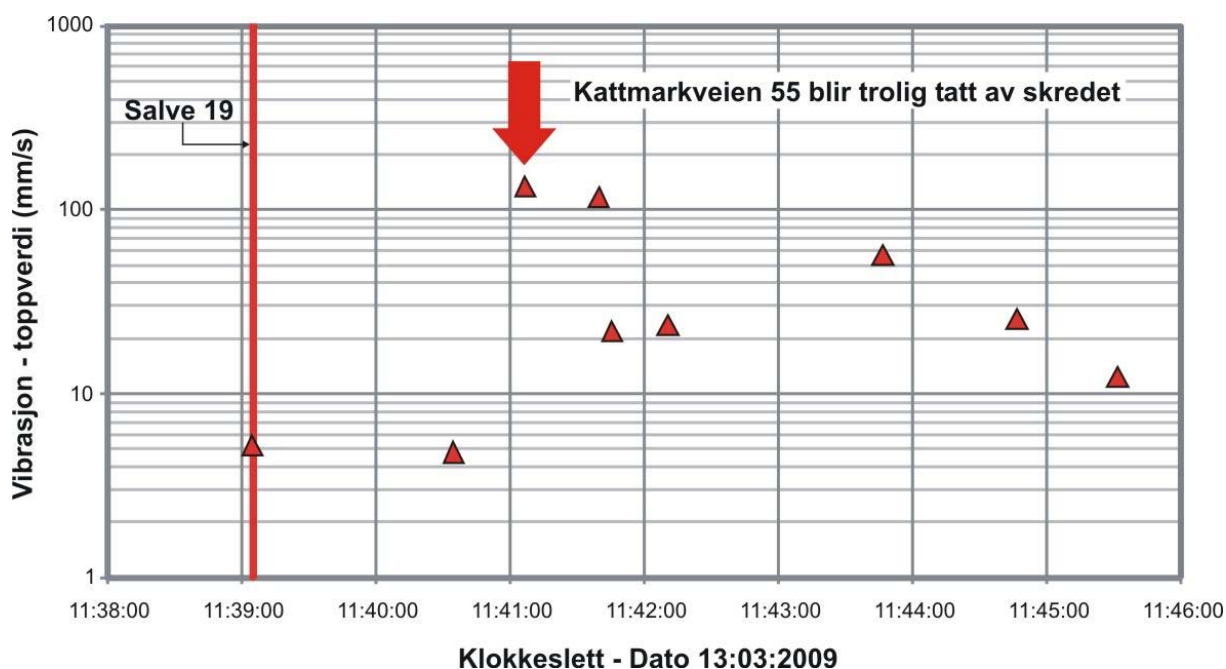
Målingene viser at både salve 16 og 18 overskred typisk grenseverdi for Kattmarkvegen 55 med en faktor på over 2. Salve 16 og 18 lå nærmest bygningen. De to andre salvene ga vibrasjoner under grenseverdien, men da skredet var utløst etter salve 19 ble vibrasjonene meget høye. I Kattmarkvegen 30 ga ingen av salvene vibrasjoner over typisk grenseverdi, bortsett fra for den lille garasjen der salve 17 og 19 ga overskridelse, men som nevnt tåler nok denne bygningen en god del mer. De kraftige vibrasjonene som må ha vært i leirmassene under skredet på Kattmarksiden forplantet seg ikke over til Gullholmsiden på grunn av bergpartiet som ligger i mellom. Berg leder godt høyfrekvente vibrasjoner som fra sprengning men er en dårlig leder for lavfrekvente vibrasjoner som de fra skredforløpet.

Ut fra vibrasjoner målt på bakken er det mulig å beregne hvilken dynamisk belastning vibrasjonene har påført leira. For de aktuelle bygningene er vibrasjonene på grunnmur svært nær de samme som i bakken. På Gullholmsiden vil vibrasjonene nærmere berget være noe kraftigere enn ved bygningene. Ved å korrigere for dette kan vi ut fra vibrasjonsmålingene beregne at

vibrasjonene fra salve 19 har påført leira en dynamisk tøyning γ_{cy} på ca. $0,8 \cdot 10^{-2} \%$. I denne beregningen inngår den skjærbølgehastigheten som ble målt med seismikk på stedet, og som er nærmere omtalt i avsnitt 4.5. Sammenholdt med den terskeltøyningen Statens vegvesens Håndbok 016 referer til, viser målingene derved at vibrasjonene fra sprengningene ikke har representert noen fare for stabiliteten av leira på Gullholmsiden selv om vibrasjonene hadde virket over svært lang tid.

På Kattmarksiden er avstanden fra sprengladningene til bergoverflaten svært liten og en tilsvarende ekstrapolasjon fra vibrasjonsmåleren på Kattmarkvegen 55 vil være verdiløs. Med så kort avstand til sprengladningen kan vibrasjonene på bergflaten bli så kraftige at de har betydning for leira også på partier der berget ikke bryter. Dette spørsmålet er diskutert nærmere i avsnitt 4.6, der det er beregnet hvilke påkjenningene vibrasjoner fra salve 19 kan ha hatt på leira i nærheten av bergflaten.

Vi anser det som en mangel at det til tross for at det er satt ut vibrasjonsmålere er det etter vår kjennskap ikke satt grenseverdier og ikke laget prosedyre for oppfølging av målerne. Det eneste som er sagt om grenseverdier er i Blast Manager, der det settes en grense for pumpehuset med referanse til NS 8141, men her er det ikke satt ut noen vibrasjonsmåler. I Blast Manager er det vist noen beregnede vibrasjonsverdier, men disse er ikke riktige på grunn av at det er benyttet feil avstander. Strengt tatt er ikke sprengningene utført i henhold til NS 8141. Overskridelsene er imidlertid små og har neppe gitt bygningsskader og vibrasjonene har ikke hatt virkning på stabiliteten av leira. Som allerede diskutert i avsnitt 4.2 er det mulig at en seriøs oppfølging av vibrasjonsmålingene kunne ha ført til noe forsiktigere sprengning som kunne implisitt gjort en utløsning av skredet mindre sannsynlig.



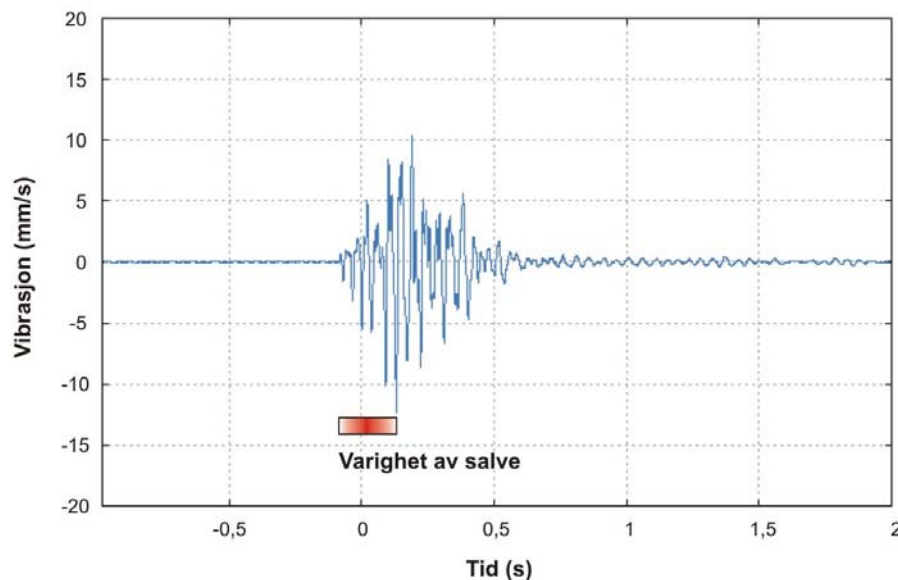
Figur 24 Vibrasjonsmålinger i Kattmarkvegen 55 under og etter salve 19

Vibrasjonsmåleren i Kattmarkvegen 55 viser et utslag på 5,20 mm/s i det salve 19 går av 13. mars kl. 11:39:05. De etterfølgende ca. 6 minuttene registrerer måleren flere kraftige vibrasjonshendelser. De målte toppverdiene er plottet mot en tidsskala i Figur 24.

Særlig markert er hendelsen på 132 mm/s kl 11:41:07, altså ca. to minutter etter at salve 19 gikk av. Dette er trolig det tidspunktet skredet når frem til Kattmarkvegen 55 og tar med seg huset. En nesten like kraftig hendelse kommer 33 s senere. Deretter kommer det flere hendelser med styrke mellom ca. 20 og 55 mm/s. Disse kan komme fra husets bevegelser gjennom skredet. Siste registrering fra instrumentet er kl. 11:45:32, altså ca. 6½ minutt etter at salve 19 gikk av. Om dette skyldes at huset da kommer til ro eller om instrumentet kommer under leira og mister GSM-

kontakt vet vi ikke. Om man skulle finne igjen instrumentet og det ikke er for skadet vil det trolig være mulig å lese ut data for eventuelle senere vibrasjonshendelser.

Figur 25 viser som et eksempel det målte vibrasjonsforløpet på den lille garasjen i Kattmarkvegen 30 under salve 19. Siden måleren står på et bygg fundamentert på leire og nesten 100 m fra sprengningsstedet, er det lite denne målingen kan si om salveforløpet ut over at varigheten var omtrent som det var lagt opp til. Man kan også se av forløpet at vibrasjonene har relativt høy frekvens. Om denne frekvensen er representativt også for vibrasjonene på Kattmarksiden gir dette en forklaring på hvordan leira kan dempe det kraftige vibrasjonsstøtet fra sprengningen til bare å gi ca. 5 mm/s på måleren på Kattmarkvegen 55.



Figur 25 Vibrasjonsmålinger på Gullholmsiden. Vibrasjonsforløp fra salve 19, målt på liten garasje i Kattmarkvegen 30

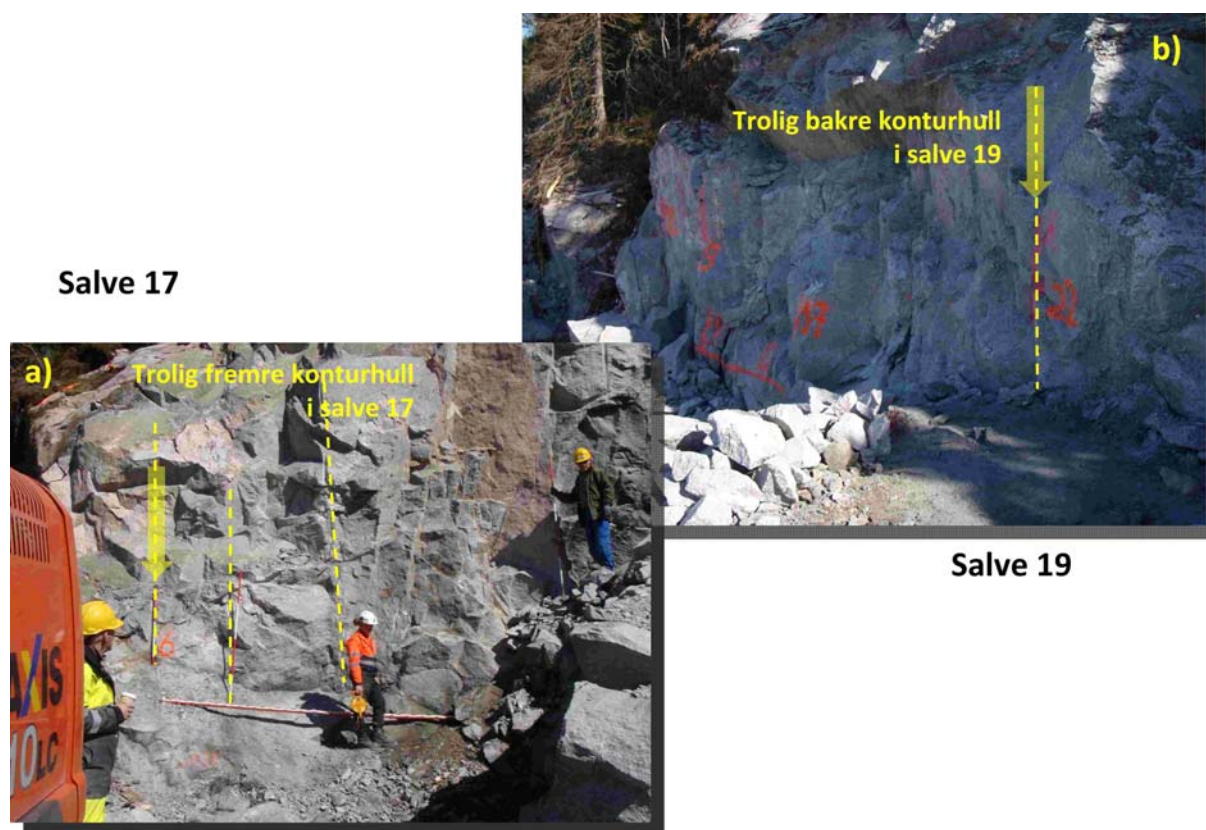
Det er svært beklagelig at vibrasjonsmåleren i Kattmarkvegen 55 var av en så enkel type at den ikke registrerte vibrasjonenes tidsforløp. Hadde den kunnet dette, ville vi trolig fått verdifull informasjon om bevegelsene i skredet.

4.4 Forløp og virkning av salve 19

Uheldige omstendigheter, med en på forhånd ikke avklart vertikal dyp bergflate mot leira foran salve 19, kombinert med et ugunstig plassert sprekkeplan som skrår ut mot leira under hele salven, har ført til at salven trolig i full bredde og full høyde, ned til noen meter under teoretisk underkant av salven har skutt en bergflate ut i leira.

Siden det har vist seg åpenbart at sprengning av salve 19 har relasjon til utløsning av skredet i Kattmarka, har det vært viktig for undersøkelsesgruppen å avklare flest mulig detaljer om hvordan denne salven virkelig er blitt gjennomført og hvordan den har forløpt. Ved en befaring med deler av undersøkelsesgruppen 29. april ble gjenværende løst berg etter salvene 19 og 17 lastet ut. Det ble også gravd noe ned i leira i fremkant av salvene. Store deler av løssprengt berg etter salvene var tatt av skredet og lå ikke lenger på plass under befaringen.

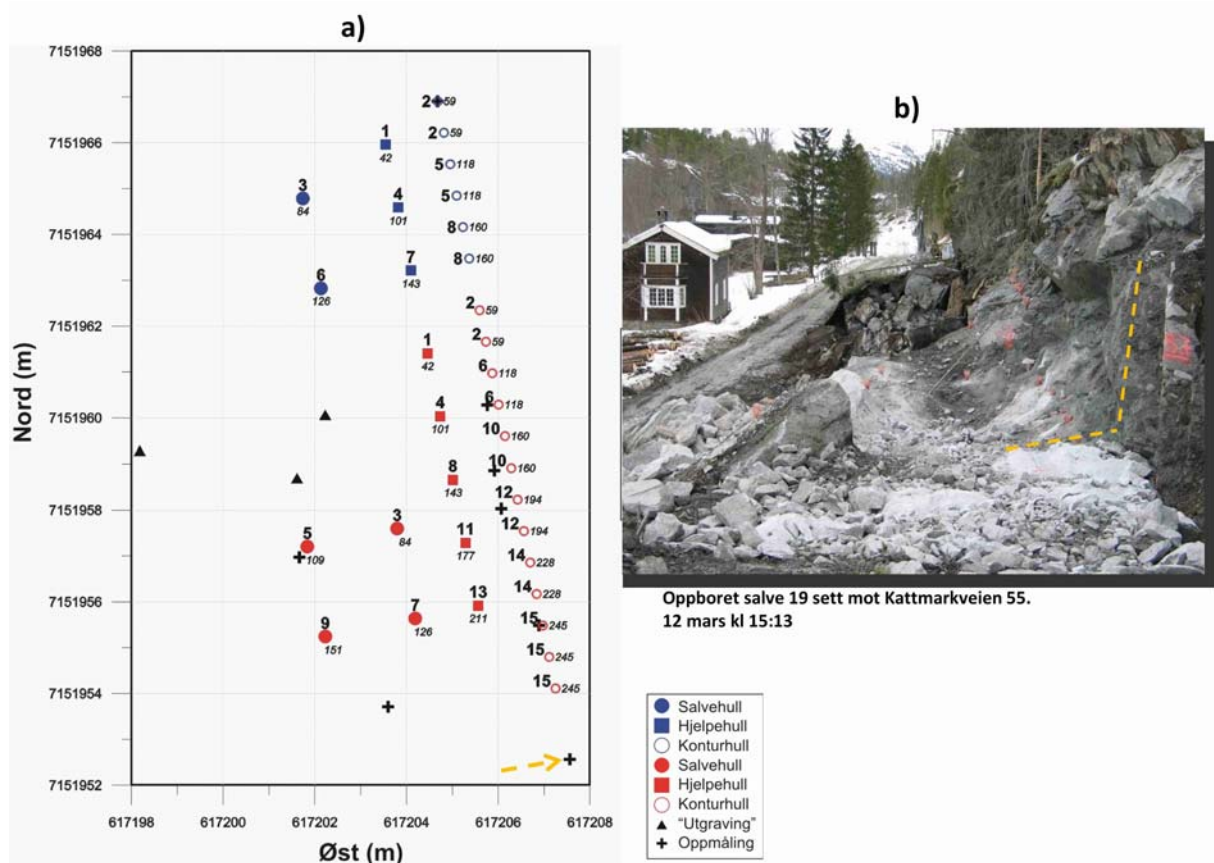
Til hjelp for å observere og tallfeste det som kom frem under utgravingen hadde vi med en laserskanner som målte inn en tredimensjonal modell av synlig overflate med nøyaktighet på få cm. (Professor Knut Ragnar Holm – Geomatikk NTNU), en landmåler med GPS for innmåling av borehull og markeringspunkter og en ingeniørgeolog som registrerte bergets egenskaper, svakhetssoner og sprekkeplan (Professor Bjørn Nilsen – NTNU Geologi og bergteknikk; rapport fra Bjørn Nilsen er gjengitt i vedlegg C) Representanter fra DSB og politiet var også med under befaringen.



Figur 26 Foto av bergflate med markeringer for identifisering av borehull fra a) salve 17 og b) salve 19

Siden borehullene i salvene ikke på forhånd var koordinatfestet, ble det viktig å få fastlagt hvor salve 17 og 19 så eksakt som mulig lå i terrenget, i forhold til bergets topografi og sprekkesystem og hvordan de to salvene lå i forhold til hverandre. En viktig oppgave med befaringen var derfor å lokalisere, identifisere og måle inn markeringer etter borehull i de to salvene.

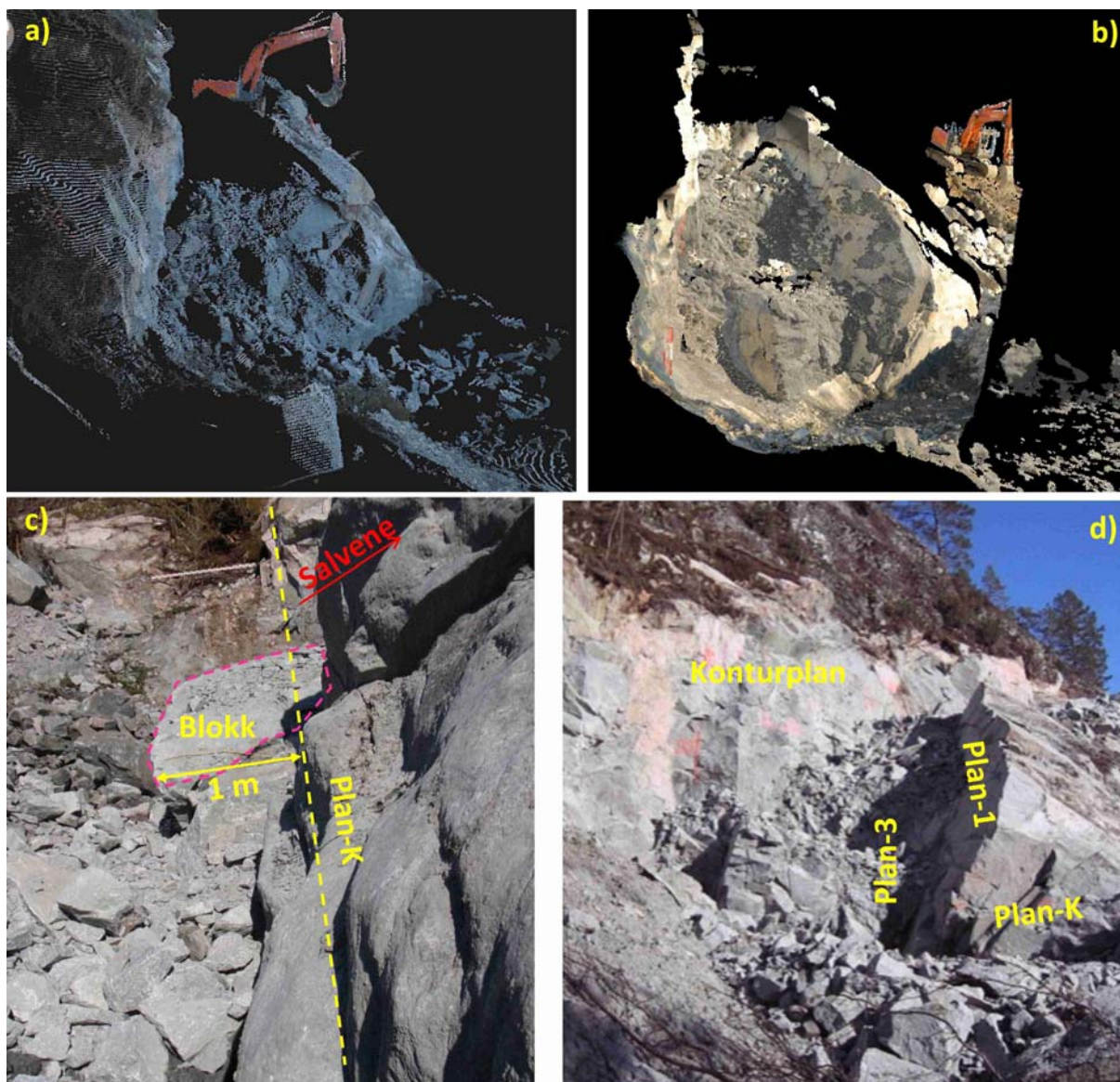
Figur 26 viser to foto av bergvegg i bakkant av salvene, med markering av rester etter konturhull og med antatte hullnumre påført. Det har tross dette grunnlaget vist seg vanskelig entydig å plassere salvene. Diverse alternativer er prøvet ut. Den mest sannsynlige plasseringen er vist i Figur 27a. (Se også Figur 19). I denne figuren er innmålte hull og andre innmålte punkter lagt inn. Sprengningsentreprenør og skytebas bekrefter at de er enige i denne plasseringen som den mest trolige. Relativ plassering av de fleste hullene innen hver salve er basert på målsatte skisser fra skytebas. Foto i Figur 27b viser oppboret salve 19. Bildet er tatt den 12. april kl 15:13, altså dagen før salve 19 ble skutt men synes å ikke stemme helt med antatt hullplassering som vist i Figur 27a. Dette er imidlertid vanskelig å vurdere på grunn av perspektivet i bildet. Figur 21 viser samme hullplassering som Figur 27a, lagt inn i kart med antatt fjelltopografi før salve 17. Denne figuren viser at salve- og hjelpehull i salve 17 blir feilplassert i forhold til bergflate mot svakhetszone (Plan-K). Skytebas hevder å ha plassert disse hullene med ca. 2 m forsetning mot bergkanten. Fotoet i Figur 26a tyder imidlertid på at fremre konturhull i salve 17 er riktig identifisert. Det er mulig at de mål mellom hull som er gitt i skisser fra skytebas ikke stemmer så godt som vi har antatt og som er grunnlag for plasseringen vist i Figur 19, Figur 21 og Figur 27. På det grunnlaget som forligger synes det ikke mulig i ettertid å få noen entydig verifikasjon på hvordan salvehullene eksakt har ligget i terrenget.



Figur 27 a) Antatt plassering av borehull i salve 19

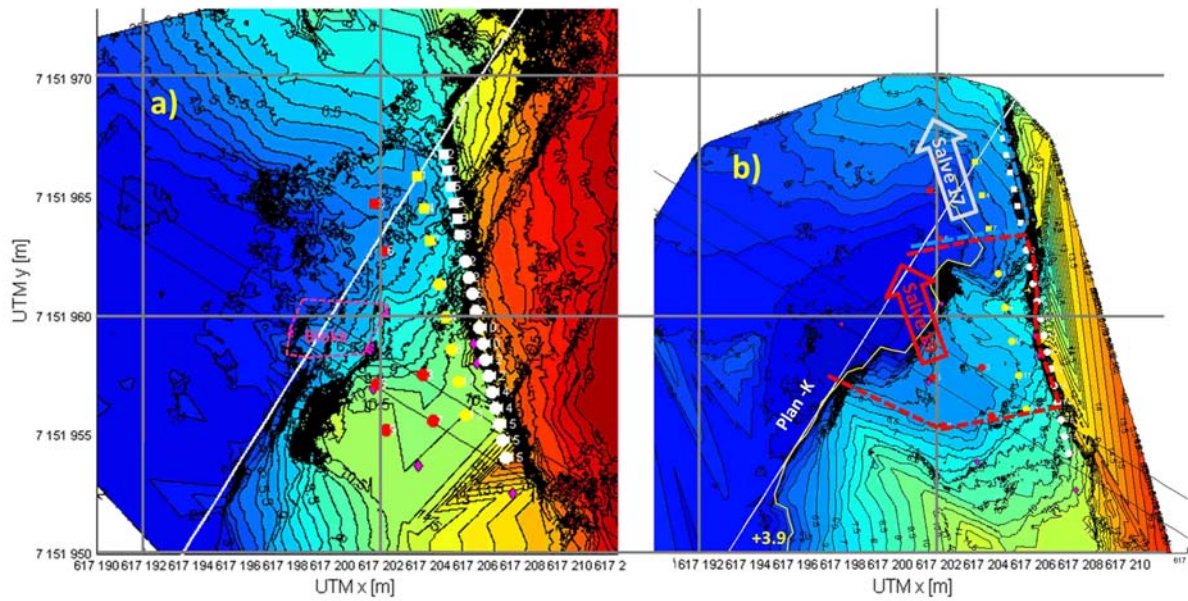
b) Foto av salve 19 etter boring 12. mars 2009. Foto: Statens vegvesen

Det ble gjort to laserskan under befaringen. Ett før utgravingen av salven startet og ett etter at detaljene ved de indre delene av salve 17 og 19 var eksponert. Skannet før utgravingen representerer i store trekk situasjonen slik den var like etter skredet. Figur 28 viser to eksempler på resultater fra laserskanningen. I figuren er også lagt inn to fotografier fra samme område.



Figur 28 3-dimensjonalt bilde av sprengningsområdet fra laserskan a) før utgraving, b) etter delvis utgraving og avdekking av detaljer, c) og d) er fotografier av samme område. Diverse geologiske plan og begrep er vist på bildene.

De tredimensjonale dataene fra laseren er lagt over i en terrengmodell i programmet MatLab hvor også borehull og geologiske flater er lagt inn. Figur 29 viser kotekart basert på terrengmodellen, med fargekoding av kotehøyden, før og etter utgravingen av salven. Figurene viser mye av det samme som det topografiske kartet i Figur 21, men flere detaljer kommer frem, og det blir lettere å vurdere hvor mye berg som er blitt sprengt ut av salve 17 og 19. Kote +3,9 m, som skal være underkant av borehullene i salvene og var ment å bli bergsålen etter sprengningsarbeidet, er markert på bilde b. Her er også vist hvor mye berg vi ser antydning til at salve 17 og 19 har sprengt ut.



Figur 29 MatLab terrengmodell modell av sprengningsområdet med inntegnede borehull. a) før utgraving, b) etter delvis utgraving og avdekking av detaljer



Figur 30 a) foto av blokk etter frigraving. b) foto av berget bak blokken etter at den var fjernet med borehull i stiplet rødt

Flere geologiske egenskaper ved berget, som har vært avgjørende for hvordan salvene har forløpt ble avdekket under utgravingen og er anvist på Figur 28 og Figur 29, og også i Figur 21. De viktigste egenskapene er:

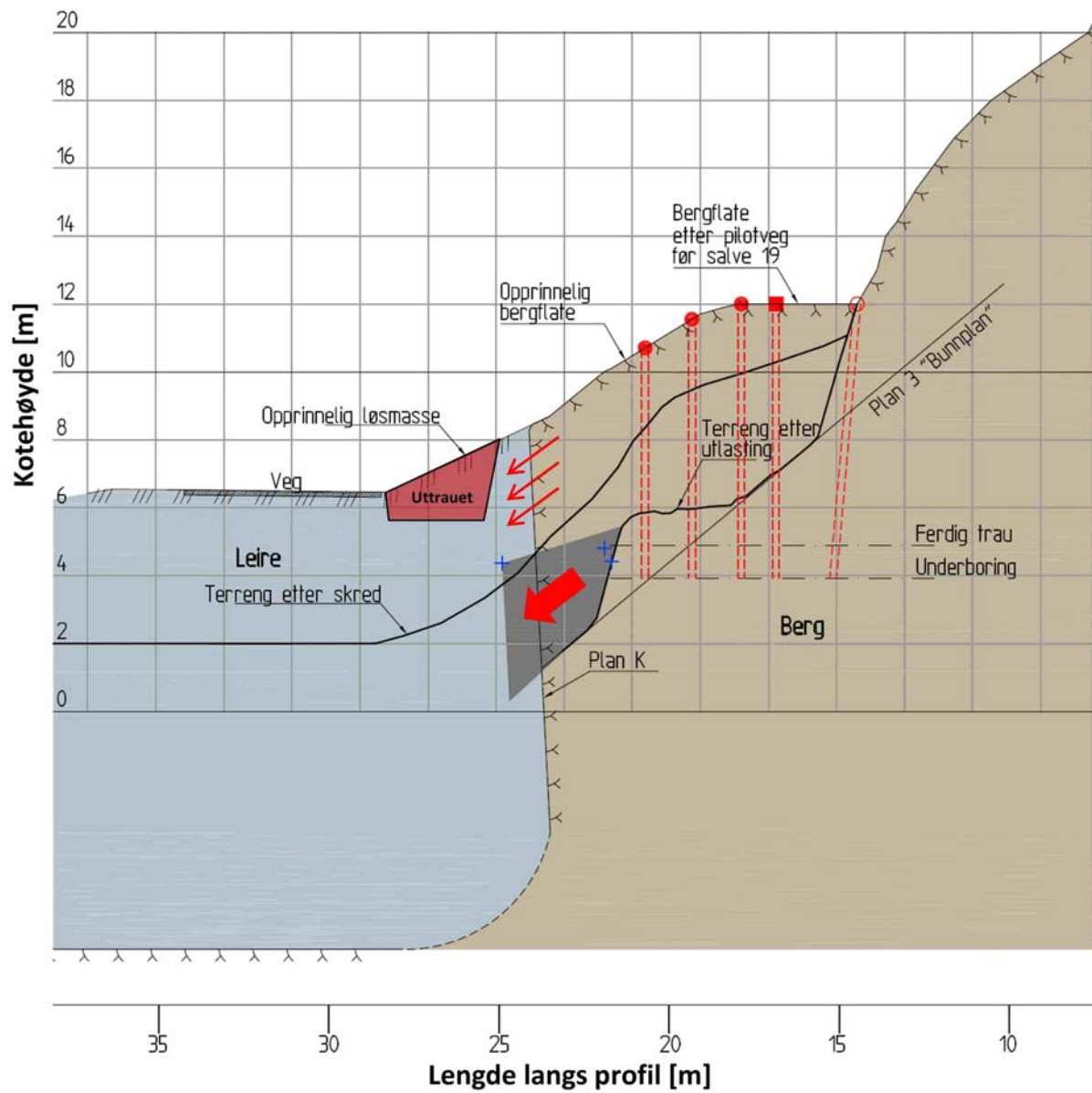
- En svakhetssone i berget mellom profil 400 og 410, med strøk N32°Ø. SØ avgrensning av denne sonen viser seg å være en nær loddrett bergvegg (fall 87°Ø – overheng sett fra salve 19) som er avdekket som bergets begrensningsflate mot leira. (Plan K i figurer). Boringer i leira etter skredet viser at bergveggen går helt ned til kote ca -7, mer enn 13 meter under eksisterende veg. Hull i salve 19 har hatt liten forsetning mot denne bergveggen og har brutt ut mot leira.
- Et sprekkeplan under salve 19 med fall ca. 36° i retning mot leira (retning NV) (N15°Ø/36°V). (Plan 3 i figurer) Dette planet synes å ha virket som et glideplan under hele salve 19 og ført til at salven har brutt ut berg mot leira mer enn 3 m under underkant av borehullene.
- Det er også et sprekkeplan i sørvestre begrensning av salve 19 (Strøk N109°Ø, Fall: 56°NØ). (Plan 1 i figurer) Sammen med konturplanet i salvens nordøstre avgrensning frigjør disse to siste planene et kileformet bergparti hvor salve 19 inngår. Figur 28 viser bilder av bergoverflaten etter utgraving av salvene, med planene inntegnet, sett fra leira inn i salve 19 i retning SØ. Denne kileformede frigjøringen av berget har i stor grad bidratt til at hele bergpartiet er blitt skutt inn i leira da salve 19 ble satt av.

Dypt nede mot leirnivået slik det lå etter skredet ble det identifisert en stor kileformet bergblokk. Fremkant av denne blokken har tydelige tegn på at den har tilhørt den steile bergflaten mot leira – Plan K. Slik blokken ble avdekket er det tydelig at den under salve 19 er blitt skutt ca. 0,5 - 1 m ut i leira fra sin opprinnelige posisjon. Det øvrige av bergveggen som kan ha blitt skutt inn i leira er blitt tatt av skredet da det gikk og kan ikke lengre observeres. Den gjenstående blokken gir oss derved en indikasjon på at hele bergveggen kan være blitt skutt i størrelsesorden 0,5 - 1 m inn i leira. Figur 30a viser foto av blokken etter at den er blitt frigravet, tatt i retning SV. Blokken er også vist på Figur 28c og Figur 29a. Figur 30b viser et foto tatt fra leira inn i salve 19 (retning SØ), og viser berget bak blokken etter at den var blitt fjernet. Bildet viser at det her kom til syne 2 borehull som tilhører salve 19 hvorav i alle fall det ene må være et salvehull.

Figur 31 viser et snitt gjennom salve 19, lagt i retning NV-SØ. (Snitt D-D på Figur 18 og Figur 21). Snittet viser nederst bunnplanet som danner et glideplan under salven (plan 3). Dernest overflaten fra laserskan etter og før utgravingen av salven. Den store fremskutte bergblokken kommer klart frem i snittet. Det er også lagt inn antatt bergflate under leira ut mot sjøen, basert på det som er av grunnboringer i området.

Topografien fra skannet før utgravingen og topografien fra den laserskanning som NVE fikk utført fra luften rett etter skredet stemmer svært godt over ens og er lagt inn i figuren som ”terreng etter skred”. Den øverste flaten i Figur 31 er et forsøk på en rekonstruksjon av topografien før anleggsarbeidene på stedet startet. Den er basert på foreliggende kartgrunnlag fra området fra før skredet. Vær oppmerksom på at dette kartgrunnlaget er mindre detaljert enn det som kommer fra laserskanningene. I profilet er det også lagt inn et forsøk på en rekonstruksjon på hvordan bergflaten i noe detalj kan ha sett ut før sprengningen av salvene 17 og 19 og før skredet gikk. Snittene viser klart hvordan den skrå sprekkeflaten i berget har virket som et glideplan og gitt massene i salve 19 en ekstra føring ut i leira, også godt under underkant av borehullene i salven. I snittet er det også antydning hvordan bergveggen er blitt skutt ut i leira. Det er langs dette snittet det er gjort en numerisk beregning av sprengvirkningen på leira, som beskrevet i avsnitt 4.6.

I snittet i Figur 31 er det lagt inn en antydning av det området innefor eksisterende veg der leire ble trauet ut og skiftet ut med sprengstein. Samme område er vist i topografisk kart i Figur 21.



Figur 31 Snitt gjennom salve 19 – Snitt D-D

Det topografisk kartet av området for salve 17 og 19, som er vist i Figur 21 og Figur 29, er basert på det samme grunnlaget som snittet i Figur 31, og kart og snitt skal være konsistente. På Figur 21 er det forsøkt rekonstruert hvordan bergtopografien var før salve 17. Figur 29b viser hvordan topografien var etter at salve 17 og salve 19 var skutt og hvordan salvene har brutt.

Det vil forbli usikkerhet omkring hvordan salvehullene nøyaktig har ligget i forhold til den steile bergflaten (plan K), berg av dårligere kvalitet i svakhetssonen og i forhold til leirpartiet som ble avdekket og dels masseutskiftet øst for eksisterende veg. Salve 17 har tilsynelatende brutt omtrent som forutsatt. Hvor mye den har påført leira av påkjenninger er uklart, men den kan ha gitt noe svekkelse, uten at dette antas å ha hatt særlig betydning for utløsingen av skredet etter salve 19. Konturene viser også antatt forsetning for hullene i salve 19 og hvordan salven har brutt. Det er tydelig at salvehullene 1, 2, 3 og 4 har hatt en stor virkning i å bryte og kaste bergmasser ut i leira, hjulpet av skråplanet i berget under salva. Hjelpenhull 5 har brutt inn mot salve 17, mens det står igjen noe berg mellom salve 17 og 19. Hvordan brytingen av bergkilen bak salve- og hjelpenhullene har vært er noe uklart. Det er mulig berget her er påvirket av det skrånende sleppeplanet.

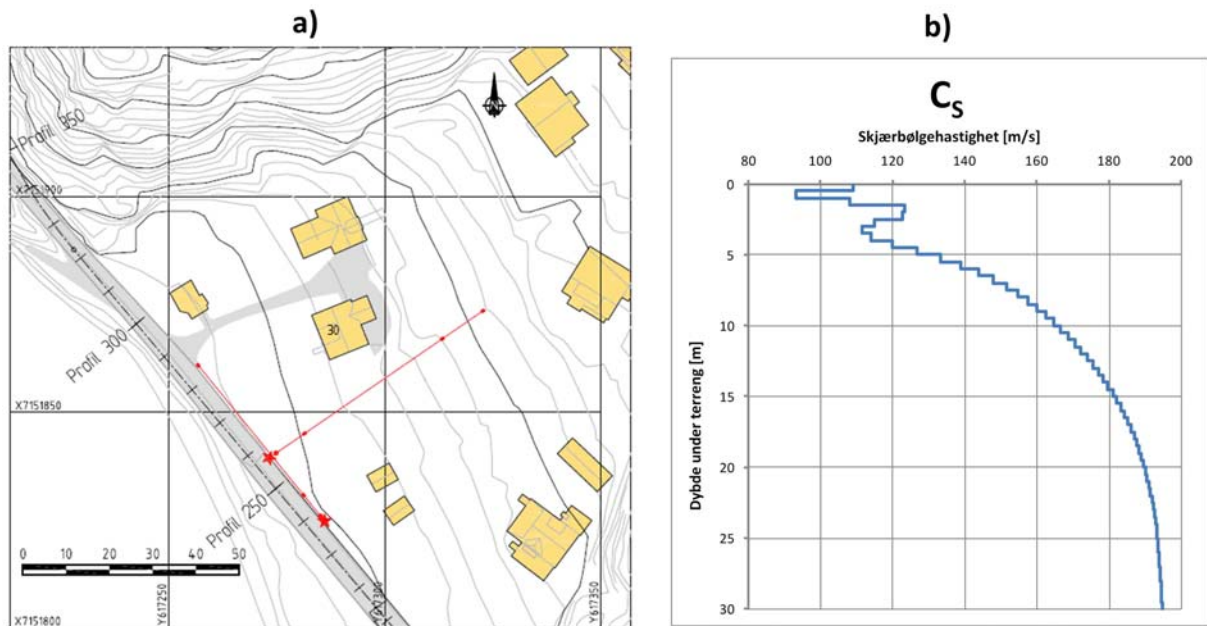
I oppsummering ser det ut til at salve 19, på grunn av den steile bergveggen mot leira og det skrå sleppeplanet under salven har brutt ut mot leira i hele salvens bredde og mer enn 2 m under salvens underkant. Denne brytingen av berget mot leira har gitt en belastning på leira som har ført til utløsning av det initiale skredet. Sprenggasser fra salven har neppe trengt frem til leirflaten, men gasstrykk langs skråplanet kan ha bidratt til å redusere friksjonen og bidratt til kasthastigheten.

4.5 Dynamiske egenskaper av leira

Man må kjenne de dynamiske egenskapene til leira for å kunne beregne den dynamiske virkningen av sprengningen på leira. Skjærbølgehastigheten i leira er blitt målt i bakken på stedet med en seismisk metode. Sammen med styrkeparametere fra grunnundersøkelser på stedet og kunnskap om effekt av kortvarig belastning på kvikkleire er materialegenskaper for beregning bestemt.

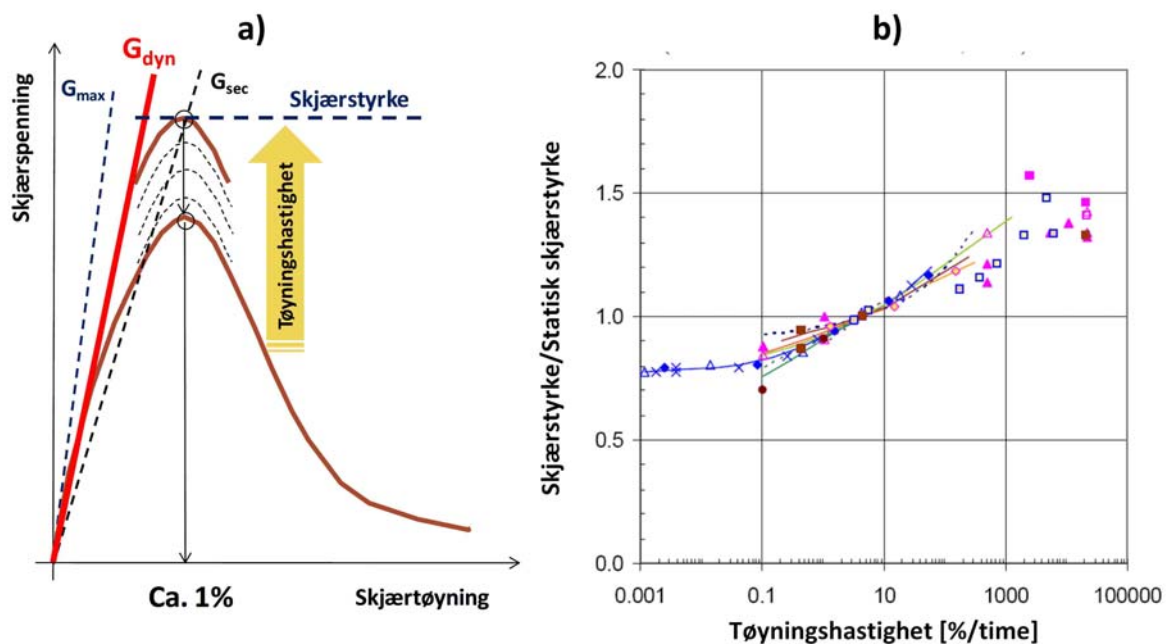
For å kunne beregne hvilken virkning dynamisk belastning fra sprengningene har hatt på leira er vi avhengige av å kjenne de dynamiske egenskapene til leira i Kattmarkmoen, slik de var før skredet gikk. En viktig parameter i denne sammenhengen er skjærbølgehastigheten – C_s , eller den dynamiske skjærmodulen G_{max} som er en direkte funksjon av C_s . Det finnes empiriske relasjoner mellom CPT-motstand og G_{max} i leire, men de kan ikke brukes i kvikkleire. Heller ikke vanlig brukte relasjoner mellom G_{max} og skjærstyrke s_{u_DSS} er pålitelige i kvikkleire. Det ble derfor besluttet å måle C_s direkte i bakken på stedet. Siden leira i Kattmarkmoen stort sett er forstyrret etter skredet, ble det bestemt å gjøre målingene sentralt i området ved Gullholmstranda, der leira antas å være svært lik den i Kattmarkmoen. Som målemetode ble det valgt å benytte overflatebølgeseimikk – MASW (Multi Channel Analyses of Surface Waves). Dette er en metode som ikke krever boring. Vibrasjonssensorer plasseres ut i en rekke på bakken og en vekt som slippes sender i vei overflatebølger (vibrasjonsbølger). Ved å registrere bølgene i en rekke målepunkter langs en linje og ta ut hastigheten på bølgekomponenter med forskjellig frekvens er det mulig å bestemme skjærbølgehastighet som funksjon av dybden.

Kartet i Figur 32a viser hvor de to målelinjene ble plassert. Stjernen for enden av hver linje viser hvor en sandsekk ble sluppet mot bakken for å generere overflatebølger.



Figur 32 Overflatebølgesismikk. a) Plassering av målelinjer ved Gullholmstranda. b) Resultat av målingene – gjennomsnittlig skjærbølgehastighet som funksjon av dybden under terreng

Figur 32b viser skjærbølgehastighet som resultat fra målingene, plottet mot dybde under terreng. Den seismiske metoden gir gjennomsnittsverdier for leira i måleprofilen. Som det fremgår er skjærbølgehastigheten målt til ca. 105 m/s i overflaten og øker til ca. 190 m/s på 20 m dyp.



Figur 33 Dynamisk stivhet og styrke av kvikkleire, avhengig av tøyningshastighet, a) Prinsipp for bestemmelse av karakteristisk dynamisk modul. b) Skjærstyrke som funksjon av tøyningshastighet (Etter Andersen et al. 2009)

Leira i Kattmarka kan antas å ha vært mettet, eventuelt med unntak av et tynt topplag. Mettet bløt leire er nærmest inkompressibel og her en kompresjons bølgehastighet, C_p , svært nær 1500 m/s. I det umettede topplaget er $C_p \approx 2 \cdot C_s$. Laboratorieforsøk fra geotekniske undersøkelser av leira i

Kattmarkområdet og Gullholmstranda (NTNU 2009, Felt- og laboratorierapport Kattmarkvegen og NGI 2009) og data fra litteraturen (Andersen, K.H. et al. 2008) viser at leira fra kan antas å ha sin maksimale styrke ved ca. 1 % skjærtøyning. Deformeres leira utover dette mister den mye av sin styrke som vist på Figur 33a. Dette er en verdi man finner også for andre skandinaviske kvikkleirer. Påføres leira tøyninger ut over denne grensen vil den gå til brudd og miste mye av sin styrke.

Laboratorieforsøk utføres vanligvis langsomt, mens sprengningsbelastningen på leira er meget rask. Laboratorieundersøkelsene for undersøkelsesgruppen ble kjørt med en tøyningshastighet på 3 %/time, mens hastigheten for sprengningslast vil være minst 30 %/s, altså nær 40 000 ganger raskere. Diverse spesialforsøk som er referert i litteraturen (Andersen et al. 2008) viser at skjærtøyningen ved maksimal styrke (1 %) er lite påvirket av tøyningshastigheten, mens selve bruddstyrken øker markant med øket hastighet. Figur 33a viser prinsippet og Figur 33b viser data for hvordan styrken ved brudd øker med øket tøyningshastighet. Denne sammenhengen mellom bruddstyrke og tøyningshastighet er benyttet for å bestemme materialparametre for de utførte numeriske beregningene.

Den numeriske beregningen av sprengningsbelastningen på leira, som er nærmere gjennomgått i avsnitt 4.6 utføres som en ekvivalent lineær elastisk analyse. Målet er å estimere hvor stor leirsone som vil få tøyninger som overskrider bruddkriteriet på 1 %. Bruddkriterier på 0,5 % og 1,5 % er også blitt analysert siden størrelsen på bruddtøyningen er en usikker parameter. For å ta hensyn til at leira oppfører seg relativt ikkelineært ved en belastning opp til så store tøyninger, benyttes en sekant skjærmodul G_{dyn} som ligger et sted mellom G_{max} og sekanten G_{sec} opp til bruddstyrken. Figur 33a viser dette. Kombinert med verdier for skjærstyrke i leira gir dette modul og en ekvivalent hastighet C_{s_pl} for plastiske spenningsbølger. Dette er benyttet i beregningene av dynamisk belastning på leira fra sprengningen som er vist i avsnitt 4.6.

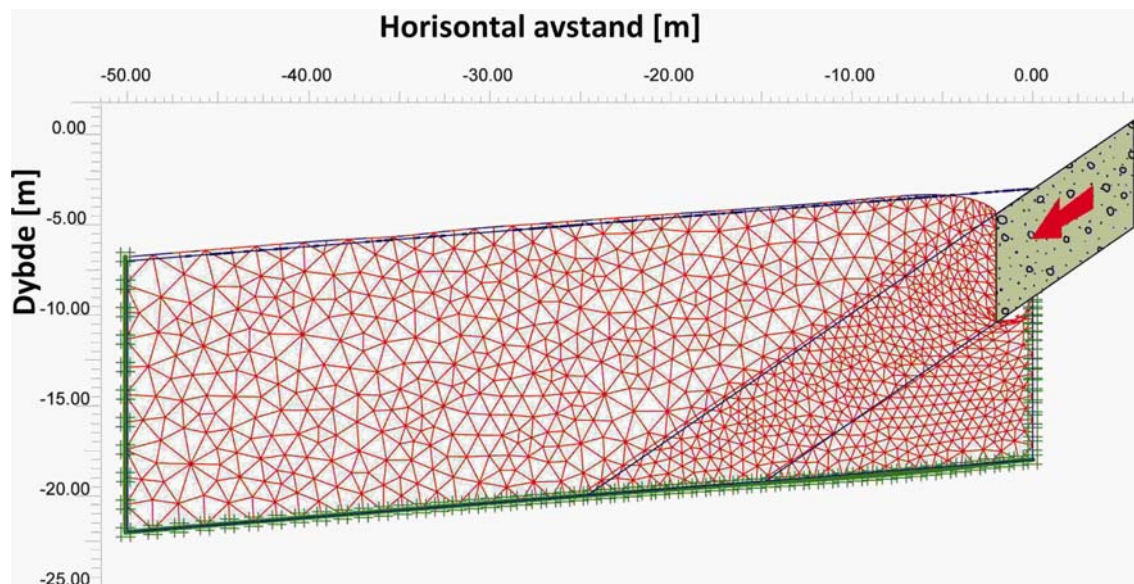
Grunnundersøkelsene omkring skredområdet har vist at leira inneholder tynne grovere lag av løst lagret, vannmettet silt og sand. Slike lag kan være svært ustabile og kan kollapse ved overbelastning. De er spesielt ømfintlige overfor sjokkbelastning. Tilstedeværelsen av slike lag gjør leira enda mer sårbar for dynamisk overbelastning enn om den bare hadde bestått av kvikkleire og dette kan ha bidratt til skredutviklingen.

4.6 Beregning av sprengningens virkning på leira

Beregninger viser at bergmasser skutt inn i leira under salve 19 vil overbelaste leira, gi brudd og tap av nær all styrke i et stort leirvolum som er kritisk plassert i forhold til stabilitet av leirmassene. Stabilitetsberegninger i avsnitt 3.3 viser at et slikt omrørt leirparti vil lede til at leira glir ut og at et skred initieres. Andre virkninger av sprengningen som kast av masser ned på leira, vibrasjoner overført fra bergveggen til leira eller lufttrykk fra salven kan ikke alene forklare utløsing av skredet.

I avsnitt 4.4 er det vist hvordan salve 19, på grunn av en rekke uheldige omstendigheter, har brutt berget ut mot leira, også langt under det nivået der salven var ment å skulle bryte. Kartleggingen etter salven viste at bergflaten kan være blitt skutt ca 0,5 -1,0 m ut i leira. Den dynamiske belastningen på leira er bestemt av hastigheten som den oppbrutte bergflaten beveger seg inn i leira med, det vil si av kasthastigheten.

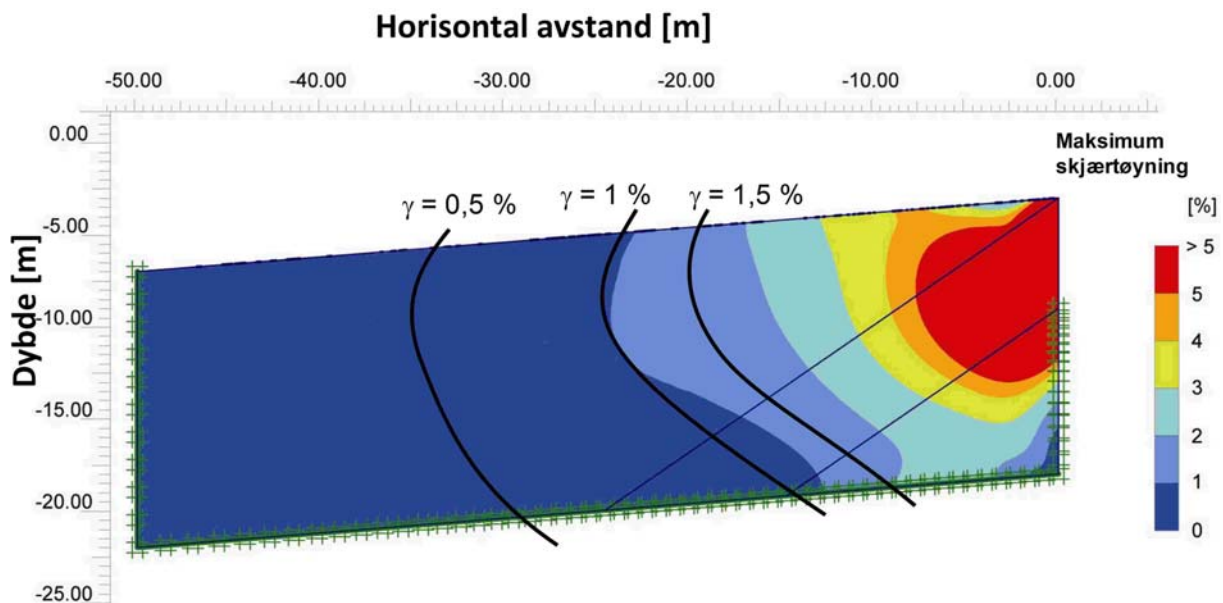
Kasthastigheten for salve 19 er beregnet med programmet ShotPlusIpro (Orica Mining Services) til å være ca. 10 m/s. Slike beregninger er beheftet med usikkerhet, og særlig for en situasjon der kastet skjer inn i leire og ikke i luft. Tidlig i kastet er imidlertid de drivende dynamiske kreftene fra sprengstoffet så store at forskjellen ikke blir av betydning. Vi har gjort supplerende beregninger basert på energi- og impulsberegninger som bekrefter den beregnede hastigheten. Vi anser derfor 10 m/s som en representativ kasthastighet for berg og bergblokker fra salve 19 inn i leira.



Figur 34 Elementmetodemodell for dynamisk analyse av påkjenning fra sprengning

Den dynamiske påkjenningen på leira utenfor bergflaten er beregnet med Finite Element-programmet PLAXIS med beregningsmodul for dynamikk. Beregningen er utført i en todimensjonal modell langs et snitt ut i leira, sentralt gjennom salve 19, vinkelrett på bergflaten. (Snitt DD på Figur 18 og Figur 21). Beregningssnittet er vist i Figur 31. Den tilsvarende og forenklede PLAXIS-beregningsmodellen er vist i Figur 34 (deformert nett).

Som vist i figurene er sprengningsvirkningen modellert ved at en del av den nær vertikale bergveggen skytes inn i leira som et stempel, ført langs et skråplan som representerer glideplanet som ble avdekket under utgravingen av salven (Plan 3 – ”Bunnplanet”). Dette er vist i høyre kant av modellen i Figur 34. I venstre kant er modellen avsluttet med grensebetingelser som hindrer at sjokkbølger urealistisk reflekteres tilbake i modellen. Dette for å simulere at leira fortsetter videre utover. Sprengningen er simulert ved et trekantformet hastighetsforløp for bergflaten med maksimal hastighet på 10 m/s, som nås etter 0,03 s, og en total forskyvning på 0,5 m inn i leira. Beregningen er gjennomført med ekvivalent lineære egenskaper på leira, bestemt ut fra målinger på stedet, som nærmere beskrevet i avsnitt 4.5.



Figur 35 Maksimal skjærtøyning fra dynamisk FEM-analyse

Figur 35 viser beregningsresultatene i form av konturer for den maksimale dynamiske skjærtøyningen γ_{dyn} som sprengningen påfører leira. Det er lagt inn linjer som viser hvor skjærtøyningene overskrider $\gamma_{dyn} = 1,5 \%$, $1,0 \%$ og $0,5 \%$. Nær bergflaten er tøyningene mye større. Resultatene av PLAXIS-beregningene er verifisert av enklere beregninger som er gjennomført av endimensjonal trykkbølgeutbredelse i leira. Antas bruddtøyningen for leira å være 1% vil altså sprengningen av salve 19 føre til at leira går til brudd og mister mye av sin styrke i hele sin tykkelse ut til en avstand av ca. 20 m fra bergveggen. I avsnitt 3.3 er det vist stabilitetsberegninger for Profil A (Figur 15). Dette profilet går gjennom leira i retning sjøen, der skredet ble utløst, og er vinkelrett på Profil D der den dynamiske beregning ble gjort. Stabilitetsberegningene viser at dersom en sone av leira som vist i Figur 35 går til brudd på grunn av sprengningen, vil hele leirprofilet vil gli ut. Disse beregningene forklarer og tallfester altså hvordan påkjenningen på leira fra salve 19 vil sette i gang et initialt skred.

Dersom mulig kollaps av løse silt og sandlag i leira også tas i betraktning vil bruddutviklingen bli ytterligere styrket. Det kan også progressive mekanismer bidra til. Mye vann i bakken ved kontakten mellom berg og leire gjør situasjonen ytterligere ugunstig.

I oppsummering viser beregningene at det kan forklares at salve 19 slik den forløp, må forventes å føre til at et initialt leirskred utløses under de aktuelle forholdene.

Det kan også tenkes andre mekanismer for hvordan virkning av sprengning kan påvirke leira og eventuelt utløse et leirskred der stabiliteten i utgangspunktet er lav og leira er sensitiv:

- Sprenggasser kan i forbindelse med oppsprekking av berget trenge helt frem mot leira og virke som dynamisk last. Særlig i kombinasjon med vannmettede løse sand og siltlag kan dette gi en sprengvirking innover i selve leira.
- Utsprengt berg som kastes frem kan lande på leira og gi en dynamisk (og statisk) tilleggslast som kan redusere stabiliteten og eventuelt føre til brudd.
- Kraftige vibrasjoner på bergflaten mot leira, nær salven, kan gi så store dynamiske tøyninger i leira at den bringes til brudd ved gjentatte vibrasjonspulser fra de enkelte del-ladningene i salven.
- Lufttrykk fra sprengningen vil virke som en kortvarig flatebelastning på leiroverflaten og redusere stabiliteten.

Selv om beregningene over har vist at bryting av berget rett mot leira synes å være årsaken til at skredet i Kattmarkmoen ble utløst, er det gjort en vurdering også av disse andre virkningsmekanismene.

Sprenggasser inn i leira:

I avsnitt 4.4 er det konkludert at gasstrykk fra salve 19 neppe har nådd frem til leira. Trykket i sprekkene kan imidlertid ha bidratt til å redusere friksjonen og redusert motstanden mot at salven ble skjøvet ut i leira. Det kan imidlertid ikke utelukkes at sprenggasser har bidratt, sammen med fremkast av berg inn i leira, til overbelastning av leira, brudd og initiering av skredet.

Sprenggasser som trenger frem mot leira vil under ugunstige forhold kunne føre til brudd i sensitiv leire. Særlig vil leire med vannmettede lag av løs sand og silt være utsatt for slik trykkvirkning. Faren for at sprenggasser kan trenge frem mot leira bør alltid vurderes der det skal sprenges i områder med kvikkleire og dårlig stabilitet.

Fremkast av masser på leira:

Det ble av skytebas og gravemaskinfører observert ca. ”to billass” med fremkastede masser på veien og på leira etter salve 19, før skredet fikk fart og tok det hele med seg. Det er gjennomført enkle beregninger av fallhastighet og nedslagskrefter for disse massene, både for en fordelt røys og for større enkeltblokker. Detaljer av beregningene er ikke vist i rapporten. Både vertikale og

horisontale krefter er betraktet. Beregningene viser at de dynamiske tilleggslastene fra disse massene vil utgjøre en svært liten del av de totale drivende kreftene i et utglidningsprofil. Man må også ta i betraktning at dette en kortvarig belastning, og at styrken av leira vil være betydelig høyere enn for statisk belastning. Beregningene viser derved at fremkastede masser ikke kan forklare utløsningen av skredet på Kattmarkmoen.

Under andre forhold er det godt mulig større mengder masse, eventuelt fra større høyde vil kunne være nok til å utløse et skred. Progressiv bruddutvikling i leira vil også kunne bidra til dette. Den statiske tilleggslasten vil dessuten kunne bli av betydning. Generelt er det derfor viktig at konsekvensene av fremkastede masser vurderes seriøst når sprengning nær kvikkleireområder planlegges, og at det gjøres foranstaltninger mot at slikt skjer.

Vibrasjoner på bergveggen:

Enkle beregninger viser at det på noen meters avstand fra en ladning på ca 10 kg, som var det som ble brukt i salvehullene i salve 19, kan oppstå vibrasjoner på bergveggen i størrelsesorden 0,5 – 1,0 m/s. Dette er på grensen for hva som vil få berget til å bryte. Med den skjærbølgehastigheten det er målt at leira på stedet har, vil dette representere dynamiske skjærtøyninger i opp mot 0,5 %. Dette er på grensen av hva som kan føre til brudd i leira når den utsettes for gjentatte lastpulser fra hver del-ladning i salven, særlig for en salve av lang varighet. Særlig utsatt vil leira være om den i tillegg til å være kvikk også inneholder lag av løs og ustabil sand og silt.

Dette viser at det ikke er helt åpenbart at vibrasjoner av en bergvegg, på grensen av hva som skal til for å få berget til å bryte, ikke kan føre til brudd og eventuell skredutvikling i en ellers ustabil leiravsetning. Det anbefales at dette følges opp med nærmere undersøkelser. Dette kan naturlig tas opp under den pågående revisjon av NS 8141.

Lufttrykk:

Salve 19 hadde ganske god fordemning. Likevel vil en del gasstrykk slippe ut til overflaten og sette opp en trykkbølge i luften som brer seg utover fra sprengningsstedet. Denne trykkbølgen vil virke som en kortvarig flatebelastning på leira. Enkle beregninger har vist at for den aktuelle salven (salve 19) vil denne trykkelastningen ikke være stor nok til å bidra til utløsning av skredet. Det er også en gevinst av at belastningen er kortvarig og at leira derved har ekstra styrke.

Det kan påpekes at lufttrykkvirkning fra sprengninger er undervurdert som årsak til skader og at denne virkningen bør tas med når risiko ved sprengninger skal vurderes. Det er naturlig at dette ses nærmere på under den pågående revisjon av NS 8141.

5 PLANLEGGING, PROSJEKTERING OG PROSJEKTGJENNOMFØRING

5.1 Plangrunnlaget

Det oppstartede arbeidet på Kattmarkvegen har sin bakgrunn i 2 reguleringsplaner, fra henholdsvis 26.11.1979 og 25.03.1984 (vedtatt dato).

Planen fra 1979, Guldholmstrand – etappe 1, omfattet boligfeltet og inkluderte Kattmarkvegen fram til ca. P350 (profilnr. ref. Statens vegvesen-prosjekt).

Planen fra 1984 omfattet foruten bolig- og friområder, Kattmarkvegen videre fra ca. P350 forbi P700 - og et stykke opp i boligfeltet Kattmarka.

Kattmarkvegen var i utgangspunktet en kommunal veg, og disse reguleringsplaner hadde til hensikt bl.a. å tilrettelegge både for en reguleringsmessig hjemmel for Kattmarkvegen, og for opprusting av dagens veg med tillegg av gang- og sykkelveg (G/S-veg) på de nevnte strekninger.

Begge reguleringsplanene ble fremmet og godkjent uten at det på forhånd var utredet noe om grunnforhold, eller medtatt i reguleringsbestemmelsene noe krav til gjennomføring av grunnundersøkelser som forutsetning for bebyggelsesplaner eller lignende ¹.

Det eksisterer også en reguleringsplan vedtatt dato 05.02.1992, med tittel ”Katmarken 2”. Denne legger til rette for videre utbygging av 17 boligtomter i Kattmarka, i det vesentlige nord for skredområdet. Planen viser justerte avkjørsler fra Kattmarkvegens nordligste del, som er videreført praktisk talt uendret i forhold til planen fra 1984.

Opprusting av Kattmarkvegen lar vente på seg.

I 2001 inngår Statens vegvesen og Namdal Bomvegselskap AS en avtale om utbygging av Namdalsprosjektet ². I dette prosjektet inngår opprusting av den kommunale Kattmarkvegen, i tilknytning til opprusting av Fv 459. Statens vegvesen påtar seg, ut fra avtalen, byggherreansvaret for den nevnte utbygging innenfor Namdalsprosjektet.

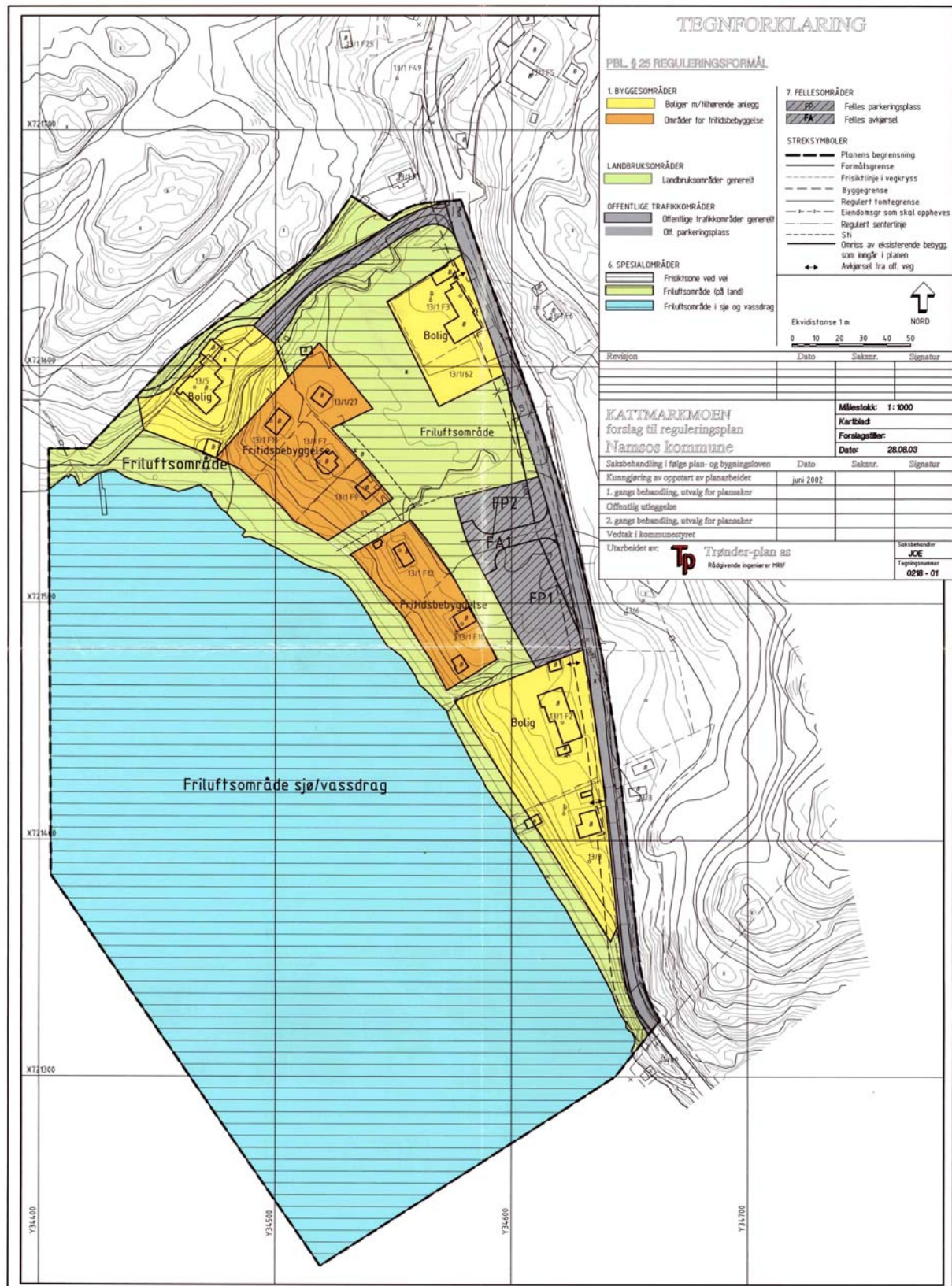
I 2002 tas reguleringsarbeidet opp igjen av Namsos kommune, nå i form av Reguleringsplan for Kattmarkmoen. Planforslaget fremmes den 28.08.2003, se Figur 36. Reguleringen gjelder primært en oppdeling av Kattmarkmoen i områder for bolig- og fritidsbebyggelse (slik området pr. denne dato er utbygd), samt friluft- og fellesområder. Kattmarkvegen mellom ca. P350 og P700 tas inn i planen nokså uendret i forhold til tidligere plan for vegen. Den nye planen åpner også for én større P-plass (fellesområde).

I høringsrunden forut for 2. gangs behandling av dette planforslaget framkommer følgende merknad fra Namsos bydrift dat. 12.11.2003: *”Det er ikke nevnt noe om fareområder, men en går ut fra at dette er vurdert og at sådanne områder ikke finnes”.*

Dette kommenteres fra Namsos kommune med: *”Merknaden tas til orientering”*, uten nærmere angivelse av hvordan dette skjer.

¹ Dagens Plan- og Bygningslov ble vedtatt første gang i 1985. Det er først ved denne lov, og senere tilhørende forskrifter (TEK), at det i tilknytning til planarbeid stilles krav om dokumentasjon av ”Byggverks plassering og bæreevne” og ”Sikkerhet mot naturpåkjenninger (skred, flom sjø og vind”).

² Namdalsprosjektet er et statlig vedtatt utbyggingsprosjekt, organisert med egen utbyggingsorganisasjon innenfor Statens vegvesen.



Figur 36 Reguleringsplan for Kattmarkmoen datert 28.08.2003

I samme tidsrom, dvs. 2002 – 2003, pågikk det i Namsos kommune arbeid med å utarbeide ”Bestemmelser, retningslinjer og saksbehandlingsregler til kommunedelplanens arealdel Namsos”. Under de vedtatte bestemmelser lyder pkt. 0.2: Geoteknisk vurdering, vedtatt 19.06.2003:

”Før oppstart av bygge- og anleggsvirksomhet av vesentlig omfang, skal det foreligge geoteknisk dokumentasjon på at områdene har tilfredsstillende stabilitet før byggetillatelse gis”.

Samtidig beskrives under bestemmelsenes pkt. 0.1: Unntak fra arealplanens rettsvirkning: *”Tidligere vedtatte reguleringsplaner skal gjelde.”* Her angis også et par unntak, som ikke gjelder Kattmarkområdet.

Videre innledes bestemmelsenes pkt. 1.0: Byggeområder, med følgende anvisning: *”For utbyggingsområder med plankrav skal det, før reguleringsplan/bebyggelsesplan vedtas, foreligge geoteknisk dokumentasjon på at områdene har tilfredsstillende stabilitet”.*

Disse bestemmelsene var initiert av NVE i brev til Namsos kommune av 10.05.2002. NVE hadde ved oppstart av arbeidet med kommuneplanens arealdel fremmet varsel om innsigelse dersom en tilsvarende bestemmelse ikke ble vedtatt. Dette skjedde etter at NVE i et brev noe tidligere (14.03.2002) vedrørende samme planarbeid hadde uttalt til Namsos kommune: *”Namdalen er et av de dalfører som har vært sterkest utsatt for naturkatastrofer (bl.a. flom, isgang, kvikkleireskred)...”.*

Reguleringsplanforslaget for Kattmarkmoen, som ligger innenfor arealdel Namsos, ble altså fremmet 28.08.2003, ca. 2 md. etter at Namsos kommune hadde vedtatt ovennevnte bestemmelser. Reguleringsplanen ble vedtatt 19.02.2004.

Denne reguleringsplanen skulle i utgangspunktet følge de nye planbestemmelsene, nevnt foran.

Reguleringsplanen for Kattmarkmoen inneholdt imidlertid ingen nye byggeobjekter, utover den nevnte større P-plassen. At denne reguleringsplanen nå ble vedtatt uten dokumentasjon på at planområdet hadde tilfredsstillende stabilitet, kan trolig sees på som et spesialtilfelle, da planen egentlig ikke omfattet vesentlig annen utbygging enn den som allerede var gjennomført.

Dette er det planmessige utgangspunktet når Statens vegvesen i 2007, basert på utbyggingsavtale med Namdal Bomvegselskap fra 2001, igangsetter prosjektering av Kattmarkvegen.

Det framgår av korrespondanse (e-post dat. 19.05.2009 fra PL2 = nåværende prosjektleder) at det ikke *”er inngått noen formell avtale mellom kommunen og SVV om gjennomføring av utbygging på kommunalt vegnett”* (Kattmarkvegen). Det anføres likevel at det er en avtale, men at det ikke er utferdiget et eget avtaledokument som er underskrevet av partene. Det antydes at avtalen kan være nedfelt i et møtereferat, men dette er ikke registrert av PL2.

Det bør reises spørsmål om hvorfor ikke Namsos kommune i 2003, som ønskelig hadde vært, stilte krav til dokumentasjon av stabiliteten i planområdet, sett på bakgrunn av innkommet merknad og den tidligere vedtatte arealplanbestemmelsen. Man var også vel kjent med at det fra tidligere grunnundersøkelser utført av siv.ing. Ottar Kummeneje AS (nå Rambøll) på '70-tallet i naboområdet Gullholmstranda var påvist dårlig grunn med kvikkleire, jfr. også NVEs ”Detaljplan for økt sikkerhet mot kvikkleireskred ved Gullholmstranda”, ferdigstilt 01.11.2001.

Det forelå derfor ikke noe som tilsa at grunnforholdene innenfor Kattmarkmoen skulle være bedre. Vanskelige grunnforhold var også kjent i forbindelse med tidligere graving for VA-ledninger i fjæra.

I en avtale mellom Namsos kommune og Statens vegvesen om gjennomføring av utbyggingen på det kommunale vegnettet, ville det vært naturlig at forutsetninger blant annet mht. undersøkelse av grunnforhold og stabilitet ville ha vært tema. Mangelen på slik avtale kan ha vært medvirkende til at grunnundersøkelser kom sent i gang, og bare delvis dekkende for prosjektet.

5.2 Prosjekteringsarbeidet

Byggeplan

Igangsetting av byggeplanarbeidet skjedde i oppstartmøte 06.06.2007, mellom Statens vegvesen som oppdragsgiver og RG-prosjekt AS som kontrahert planlegger, basert på forutgående tilbudskonkurranse. Statens vegvesens er tiltakshaver, rollen er hjemlet i bompengavtalen pkt. 1.2.

Konkurransegrunnlaget inneholder ikke noe geoteknisk grunnlag, og tilbudet fra RG-Prosjekt AS heller ingen forbehold knyttet til grunnforhold/geotekniske problemstillinger.

Oppdraget er delt i 2 delprosjekter, henholdsvis:

1. G/S-veg langs Fv 459.
2. G/S-veg langs Kattmarkvegen.

I konkurransegrunnlaget (og i senere kontrakt) vedrørende delprosjekt 2 (Kattmarkvegen) er det anført:

"Strekningen berøres av flere reguleringsplaner. Valg av løsning vil avvike noe fra reguleringsplanen, og må avklares i nært samarbeid med Namsos kommune."

Videre:

"Oppdragsgiver vil besørge geotekniske/ingeniørgeologiske undersøkelser/vurderinger der dette måtte anses nødvendig."

Fra oppstartmøtereferatet under pkt. 7 framkommer følgende kommentarer vedrørende geoteknikk for delprosjekt 1 (G/S-veg langs Fv 459): "SVV sjekker behov for geotekniske vurderinger av fylling ved forlengelse av stikkrenne omtrent midt på planstrekningen".

Dette er alt om geoteknikk i møtereferatet, dvs. ingen kommentarer vedrørende Kattmarkvegen.

Det bemerkes at det som grunnlag for arbeidet med byggeplanen fra Statens vegvesen ikke forelå noen geoteknisk gjennomgang av delprosjektet Kattmarkvegen. Dette må oppfattes som en systemsvikt. Muligens har Statens vegvesen ut fra at det forelå godkjent reguleringsplan gått ut fra at den stabilitetsmessige sikkerheten dermed var ivaretatt. Statens vegvesen har så langt ikke satt seg inn i forutsetningene for prosjektet, og oversett at geoteknikken var uavklart.

Statens vegvesen som tiltakshaver, er iht. PBL SAK §7nr.1-a unntatt fra søknadsplikt i forhold til byggesaksbehandling, når tiltaket omfatter offentlig veganlegg utført etter godkjent reguleringsplan og etter forskrifter gitt i medhold av Vegloven. Unntaket gjelder Rv- og Fv-anlegg, men omfatter også tiltak på kommunal veg når dette utføres i sammenheng med et Rv/Fv-anlegg. Statens vegvesen er ved dette selv ansvarlig for at tiltaket blir gjennomført i samsvar med intensjonene i PBL.

Anbudsdokumenter

Arbeidet med utarbeidelse av byggeplan og anbudsdokumenter pågår utover høsten 2007, og ferdigstilles av RG-Prosjekt AS i mars 2008.

RG-Prosjekt AS har i e-post datert 19.11.2007 reist spørsmål til Statens vegvesen ved PL1 (= daværende. prosjektleder): "Skal jeg oversende tegninger og tverrprofiler til Kjell Eriksen?" (Kjell Eriksen er geotekniker i Statens vegvesen Region Midt, og dette gjelder foreløpige tegninger og profiler - vår anm.).

PL1 svarer samme dag at: "Mener det ikke er behov for å sende tegninger og tverrprofiler i denne fasen til Kjell Eriksen. Vi lager ferdig tegninger + korrigerte profiler og kan sende de over til K. Eriksen helt til slutt for evt. kommentarer".

Det er ikke registrert noen oversendelse av ferdige planer til Statens vegvesen sin geotekniker før anbudsdokumenter utsendes.

PL1 skriver videre: *"Det er Namsos kommune som er planansvarlig, og de må evt. be oss komme med/pålegge oss å gjøre geotekniske undersøkelser/vurderinger"*.

Det er oppsiktsvekkende at Statens vegvesen sin PL1, som er ansvarlig for utarbeidelse av byggeplan, mener at initiativ til og ansvar for grunnundersøkelser/geotekniske vurderinger på dette nivå tilligger Namsos kommune.

I samme periode pågår en intern konflikt i prosjektadministrasjonen. Denne medfører at daværende prosjektleder (PL1) og byggeleder (BL1) etter hvert går ut av prosjektet, og at ass. byggeleder overtar som byggeleder (BL2), mens PL-rollen ivaretas av Utbyggingssjefen og NK vekselvis fram til 01.10.2008, hvorefter dagens PL2 kommer inn. Ass. byggeleder er allerede involvert i planfasen (fra ca. 01.04.2008), med gjennomføring av anskaffelse/innkjøp av konsulenttjeneste med utarbeidelse av Byggeplan.

Ut fra intervjuer og skriftlige kommentarer indikeres at prosjektet er presset på økonomi, og at PL1 stadig framholdt behovet for å spare. Pris fra laveste tilbyder var også høyere enn forventet, og omfanget av kontrakten ble derfor i utgangspunktet redusert. BL1 og Statens vegvesen sin geotekniker ble kritisert for pengebruk, etter at PL1 tidligere hadde varslet de samme om å ikke "bruke mye penger".

Tiltaket blir 17.03.2008 utlyst på åpen tilbudskonkurranse med nasjonal kunngjøring, og tilbudsbefaring blir avholdt 21.04.2008.

Laveste tilbyder innstilles og innkalles til kontraktsmøte 30.06.2008. Kontrakt med entreprenør signeres 07.07.2008.

På bakgrunn av at det på samme tid var avdekket ustabile grunnforhold og behov for grunnundersøkelser ved arbeidet på Fv 459, tok Statens vegvesen (ca. april/mai) opp spørsmål med Namsos kommune om det var foretatt geotekniske undersøkelser i Kattmarkvegen med tanke på planlagt utbedring. Namsos kommune meldte at dette var ikke gjort.

BL1 tok etter tilbudsbefaringen kontakt med Statens vegvesens geotekniker vedrørende behovet for grunnundersøkelser og geoteknisk gjennomgang av prosjektet. De foretok 28.05.2008 en felles befarings. Dette resulterte i at det ble vurdert nødvendig å utføre grunnundersøkelser før anleggsarbeidet ble igangsatt. I kontraktsmøtet 30.06.2009 med entreprenøren, ble forskjøvet byggestart avtalt.

Statens vegvesens geotekniker blir koblet inn i saken straks etter kontraktsmøtet, og igangsetter samme dag grunnundersøkelse. Underveis varsler han om registrering av vanskelige grunnforhold med bløt og kvikk leire. Antar at det kan være stabilitetsproblemer, men at endelige resultater og konklusjoner først vil foreligge etter uke 30 (siste i juli). Statens vegvesen varsler Namsos kommune med ønske om møte for å drøfte noen alternative løsninger, og får tilbakemelding om at formannskapet senere skal behandle reduksjon i omfang av Kattmarkvegen.

Den 11.08.2008 har Statens vegvesen sin geotekniker sett på resultatene fra grunnundersøkelsen, og konkluderer som følger: *"Bor og analyseresultater er inntegnet på tverrprofiltegninger, og jeg har gjort en foreløpig vurdering av stabilitetsforholdene. Som tidligere meddelt er det registrert dårlige grunnforhold med kvikkeleire langs sjøen i områder hvor det er planlagt fylling. Prøvene som er tatt viser at leira er meget bløt og kvikk, med udrenert skjærstyrke omkring 8-15 kPa i dybde 1-8 m. På bakgrunn av dette er det ikke tilrådelig å legge ut fylling som planlagt. Dersom fylling må legges ut, må det påregnes lette fyllmasser i et vesentlig omfang, men dette må prosjekteres nærmere. Dette vil også kreve 3. parts kontroll av den geotekniske prosjekteringen iht. NS 3480, og dette må påregnes å ta noe tid. Jeg vil anta at den geotekniske prosjekteringen må settes bort til konsulent dersom dette haster (og det gjør det vel ?)"*.

Geoteknisk prosjektering

Den 16.10.2008 ber Statens vegvesen v/BL2 om pristilbud fra Multiconsult på geoteknisk prosjektering for vegtiltak "Kattmarkvegen". I forespørselen oppgir Statens vegvesen at ytelsen vil bli behandlet som en tilleggsavtale til Multiconsult sin pågående kontrakt vedrørende annet delprosjekt innenfor Namdalsprosjektet (Rv 17 X Rv 769 Mettedalen). Senere oppgitt som oppdrag "412074 Rv 769 parsell Spillumshøgda - Namsosbrua".

På grunnlag av tilbud dat. 24.10.2008 fra Multiconsult inngår Statens vegvesen kontrakt ca. 11.11.2009 om arbeider i henhold til Multiconsult sin tilbudsbeskrivelse, etter forutgående bestilling pr. e-post dat. 31.10.2008 fra BL2.

Tilleggsoppdraget er ansvarsmessig som det opprinnelige oppdraget, dvs. i henhold til NS 8402 - Alminnelige kontraktbestemmelser for rådgivingsoppdrag honorert etter medgått tid.

Etter forutgående geotekniske vurderinger foreslår Multiconsult ca. 25.11.2008 utført supplerende grunnundersøkelser, som aksepteres av Statens vegvesen. Disse utføres primo desember 2008.

Den 22.01.2009 flyttes veglinja ytterligere ca. 2 m inn i fjellet mellom P360 og P400, etter innspill fra Multiconsult for å bedre stabiliteten. Eksisterende fyllingsavslutning i sjøen utslakes fra 1:1 -1:1,5 til 1:2. Dette medfører større fjellskjæringer enn før flytting av veglinja.

Det anmerkes at denne flyttingen skjer uten at man har oversikt over konsekvens mht. fjelldybder og variasjoner. Dette viser seg å få fatal konsekvens i forhold til utløsning av skredet.

Multiconsult tilbyr Statens vegvesen pr. tlf. 22.01.2009 ingeniørgeologisk bistand i forbindelse med uttak av fjellskjæringer. Statens vegvesen takker nei, med melding om at dette ville bli ivarettatt via valgt entreprenør.

Entreprenøren oppgir å ikke ha mottatt noen forespørsel eller pålegg fra Statens vegvesen om ingeniørgeologisk vurdering av fjellskjæringene.

Den geotekniske prosjekteringen er i det vesentligste utført pr. 26.01.2009. De vanskelige problemstillingene gjennomgås med Statens vegvesen i Namsos 27.01.2009.

Diskusjon mellom Statens vegvesen og Multiconsult vedrørende geoteknisk prosjektklasse avsluttes 16.02.2009. I rapporten fra Multiconsult angis at prosjektet iht. NS 3480 er plassert i Geoteknisk prosjektklasse 2, basert på Middels vanskelighetsgrad og Alvorlig skadekonsekvens.

Geoteknisk rapport datert 16.02.2009 ble oversendt fra Multiconsult til Statens vegvesen 17.02.2009.

5.3 Prosjektgjennomføring

5.3.1 Korte referater fra oppstart- og byggemøter

Oppstartmøte mellom Statens vegvesen og entreprenør holdes 12.02.2009.

- Multiconsult er ikke tilstede men deltar delvis på telefon. Geoteknisk rapport foreligger ikke til møtet. De geotekniske utfordringene i prosjektet gjennomgås av BL2. Spesielt refereres møtereferatets siste punkt: *"Det skal ikke mellomlagres stein på vegkanter/-fyllinger. Stein som kommer inn på vegfylling etter sprengning skal tas innpå fjellsåle langs vegen"*. Dette gjelder åpenbart i fjellskjæringa.

Fysisk oppstart av anleggsarbeidet 16.02.2009.

Geoteknisk rapport oversendes 17.02.2009.

Byggemøte 1 avholdes 20.02.2009:

- Entreprenør framlegger gjennomført SJA (sikker jobb analyse) bl.a. vedr. fylling P240-

P320 og vedrørende sprengningsarbeider Kattmarka. Referatet angir at Geoteknisk prosjektrapport beskriver sikkerhetsmomenter vedrørende framgangsmåte med fylling i den bløte strandsonen.

Byggemøte 2 avholdes 06.03.2009:

- Entreprenør er kommet godt i gang med anleggsdrifta. Forberedelse til utkjøring av stein fra fjellskjæringa er prioritert. Det presiseres at framdrift/oppfyllingstakt i strandsona bestemmes av poretrykksoppfølgingen, hvor geotekniker blir løpende informert ved endring. Det er ikke registrert endringer så langt. Verifisert av Multiconsult 02.03.2009. Ny gjennomgang av utførelse av fylling i strandsonen.

BL2 måler poretrykk hver dag. Han er daglig til stede i ca. 1 time på anlegget.

I perioden mellom 17.02 og 11.03.2009 foregår diverse kommunikasjon mellom Multiconsult og Statens vegvesen og entreprenør, med forslag om justeringer i utførelse/veglinje, resultater fra poretrykksmålinger i forbindelse med utlegging av motfylling i strandlinja, samt kontrollspørsmål vedrørende ev. uklårheter ved gjennomføringen.

5.3.2 Uforutsett påtreff av leire

Det framkom under intervjuer at entreprenøren støtte på leire på innsiden av eksisterende veg ca. ved P410. Her ventet han fjell. Han skiftet derfor ut leira i overgangen inn mot den nye vegen som skulle sprenges. Utskiftingen ble utført til ca. 1 m dybde. I traet ble det utlagt fiberduk og sprengstein, for å dempe virkningen av sprengningen på den avdekkede leira. Statens vegvesen sin BL2 var informert om tiltaket, som i ettertid viste seg utilstrekkelig på grunn av svært bratt fjelloverflate og ugunstig sprekkeretning, slik at skredet likevel ble initiert i dette området som følge av sprengningen.

5.4 Vurdering av den geotekniske prosjekteringen

5.4.1 Grunnlag

Ved geoteknisk prosjektering i regi av Statens vegvesen gjelder følgende standarder, retningslinjer og veiledninger:

- Statens vegvesen Håndbok 016 Geotekniske beregninger.
- NS 3480 Geoteknisk prosjektering.
- NVE: Retningslinjer for "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag", med tilhørende veileder for: "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper". (Utgitt første gang 01.07.2008).
- Kommunevise rapporter med bl.a. Faresonekart for kvikkleireskred, utarbeidet av NGU/NGI/NVE.

I tillegg finnes som regel oppdragsspesifikke datarapporter fra grunnundersøkelser.

5.4.2 Oppdragets omfang

Den geotekniske prosjekteringen er utført av Multiconsult. Undersøkelsesgruppen sin vurdering er utført på bakgrunn av utarbeidet geoteknisk rapport fra Multiconsult, samt innsyn i firmaets prosjektperm. Rapporten inneholder også data for grunnforholdene, basert på Statens vegvesen og Multiconsult sine grunnundersøkelser.

Når det gjelder omfanget av den geotekniske prosjekteringen, framgår av rapporten at denne dekker hele Kattmarkvegen fra P0 til P720.

Dette står i motsetning til Statens vegvesens geotekniker sin uttalelse i intervju 31.03.2009, om at P400-P700 (720) ikke skulle være med på grunn av dårlig økonomi i prosjektet, da det her ikke var terrenginngrep å bry seg om. Fokus skulle være på P400 og sørover.

Verken i tilbudsforespørsel, tilbud eller kontrakt framgår en slik begrensning av oppdraget.

Oppdraget bestilles utført iht. tilbudet, som omfatter iht. beskrivelse:

- Gjennomgang av plangrunnlag og resultater av utførte grunnundersøkelser.
- Valg av styrkeparametre/designgrunnlag og kritiske profiler.
- Stabilitets- og setningsberegninger.
- Beskrivelse av eventuelle tiltak (for eksempel lette masser, motfylling, justering av veglinje etc.).
- Rapportering.

Som sluttprodukt for arbeidene vil det utarbeides en geoteknisk prosjekteringsrapport med beskrivelser og dokumentasjon av vurderinger og utførte beregninger. Rapporten forutsettes lagt til grunn for godkjenning av løsningsprinsipper og ev. 3. parts kontroll, dersom dette er nødvendig.

Det er en uforklart uoverensstemmelse mellom Statens vegvesen sin og Multiconsult sin oppfatning av oppdragets omfang. Hver for seg teller oppfatningen i disfavør av egen part, noe som må karakteriseres som uvanlig.

Det er i rapporten (ikke tilbudet) eksplisitt angitt at rapporten ikke omfatter vurderinger av stabilitet og sikringsbehov i fjellskjæringer, og at ingeniørgeologiske vurderinger forutsettes vurdert av andre.

5.4.3 Grunnundersøkelser

Grunnundersøkelsene utført for prosjektet var i hovedsak utført av Statens vegvesen. Disse undersøkelsene omfattet i alt 15 borpunkter langs strandområdet, mellom ca. P100 og P370.

Multiconsult utførte i ett pkt. (nr. 3 v/P300) supplerende prøvetaking og CPTU (trykksondering), samt nedsetting av 4 stk. poretrykksmålere i antatt område for fylling.

Opptatte prøver ble analysert rutinemessig, samt med ødometer- og treaksialforsøk for tolkning av deformasjons- og styrkeparametre.

Nordligste borpunkt er utført ved P370 (pkt. nr. 5). Det utføres ingen undersøkelser videre nordover langs Kattmarkvegen eller innenfor tilstøtende område Kattmarkmoen ned mot sjøen.

Lokalisering av borpunktene bekrefter at det ikke har vært fokus på grunnforholdene nord for ca. P400. Dette til tross for at samtlige boringer langs det tilstøtende strandområdet indikerer og bekrefter til dels meget bløt kvikk leire fra terreng til minst 8 m dybde.

5.4.4 Geoteknisk prosjektering

a) Forhold til kvikkleireskredfare – områdestabilitet – utredningskrav fra NVE

I Multiconsult rapportens pkt. 3.2 Grunnforhold står bl.a. følgende beskrivelse: ”I hele planområdet er løsmassene generelt preget av hav- og fjordavsetninger med variabel mektighet. Videre er det stedvis oppstikkende fjell i dagen.”

Videre står det: ”På figuren (utsnitt av kvartærgeologisk kart i Multiconsult rapport - vår anm.) er den planlagte vegtraseen også skissert, og for partiet med påvist kvikkleire er antatt utbredelse på land skissert med stiplet rød linje. Utbredelse av kvikkleire i sjøen er ukjent.”

Denne vurdering/angivelse er kritisk mangelfull eller feil. Det er ikke utført grunnundersøkelser som utelukker at det er kvikkleire under Kattmarkvegen videre nordover på land, eller under Kattmarkmoen med strandlinja nedenfor. Vurderingen av kvikkleireutbredelsen leder i neste omgang til at NVEs³ krav til utredning av områdestabilitet omgås.

I dette tilfellet ville en risiko og sårbarhetsanalyse (ROS-analyse) med utgangspunkt i at vegprosjektet lå i Tiltakskategori K2 (NVE), medført krav om utredning av områdestabilitet – og avhengig av vurdert geoteknisk prosjektklasse også med mulig krav om 3. parts kontroll (se også under etterfølgende pkt. b).

NVE har utarbeidet en veileder for ”Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper”. Denne angir at fareutredning, inklusive utredning av stabiliserende tiltak, ikke skal avgrenses til den aktuelle byggeplanens eller byggesakens areal. Den geotekniske utredningen skal bl.a. identifisere fareutsatt areal (utstrekning på faresonen), og analysere skredfaren/stabiliteten i faresonen (faregradsevaluering, stabilitetsanalyse).

Multiconsult skriver: ”Det er i denne rapporten ikke lagt opp til å foreta en utredning av ”sonen” i henhold til NVEs retningslinjer ”Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag” (som ovenfor nevnte veileder er en del av. Vår anm.)”.

Samtidig nevnes ”... at krav gitt i Statens vegvesens håndbok 016 stiller strengere krav til sikkerhetsnivå enn NVEs retningslinjer”.

Multiconsult skriver: ”Vegutbyggingen medfører kryssing av et kortere parti med kvikkleire. Dette området er ikke kartlagt som en kvikkleiresone med potensiell fare for utglidning i NVEs faresonekartlegging. Dette kan komme av at kvikkleireforekomsten ikke er kjent, eller at ”sonen” er mindre enn 10 dekar i areal”.

Multiconsult erkjenner at byggeprosjektet berøres av en sone med kvikkleire, uten kunnskap om utstrekningen av denne. Det er da ikke tilstrekkelig å analysere stabiliteten lokalt av selve vegen iht. de spesifikke krav til måten å gjøre analyser på iht. ”Krav til stabilitetsanalyser” i NVEs veileder. Analyser skal også omfatte andre kritiske deler av sonen, med vurdering bl.a. av aktuelle skredtyper. I dette tilfelle ville det vært aktuelt å se nærmere på stabiliteten av den bratte strandskråningen nedenfor Kattmarkmoen, og området nedenfor Kattmarkvegen som helhet.

Med en initial dårlig sikkerhet av området Kattmarkmoen (som klart indikert ved beregninger utført av Undersøkelsesgruppen), ville selv en breddeutvidelse av Kattmarkvegen med inntil ca. 1,5 m høy oppfylling, grøfter og kummer, kunne medføre alvorlig konsekvens med stabilitets-svikt. Dette er ikke vurdert.

Under avsnitt 7 ”Vurdering av fare for kvikkleireskred pga. ytre forhold” i Multiconsult sin rapport fremgår:

”Det er lagt opp til at selve vegbyggingen skal bedre stabilitetsforholdene etter utbygging”.

Dette er ivare tatt på strekningen P240-P320, men er ikke videreført mellom P400 og P720.

Byggeplanen på strekningen nordover Kattmarkvegen (P400 – P720) viser breddeutvidelse med strekningsvis opp mot 1,5 m fyllingshøyde. I tillegg skal det graves for VA-grøft og kummer.

³ Norges vassdrags og energidirektorat (NVE) :Retningslinjer for ”Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag” med tilhørende veileder for: ”Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper”, jfr. kap. 5.4.1.

Det er i henhold til NVE et krav om at sikkerheten ikke skal forverres (under minimums sikkerhetskrav) i anleggsfasen. Dette medfører at stabilitetsanalyser må gjennomføres for å kjenne det sikkerhetsmessige utgangspunktet.

Det burde vært gjennomført grunnundersøkelser og stabilitetsanalyser, både lokalt og områdemessig, som kunne dokumentere at sikkerheten var tilstrekkelig høy til at denne type stabilitetsforverrende tiltak kunne gjennomføres.

b) Valg av geoteknisk prosjektklasse

Følgende tabell i NS 3480 gir retningslinjer for valg av geoteknisk prosjektklasse.

Skadekonsekvensklasse	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	1	2
Alvorlig	1	2	2
Meget alvorlig	2	2	3

Figur 37 Tabell for valg av Geoteknisk prosjektklasse fra NS 3480

I NA-rundskriv (NA = nasjonal anvendelse) nr. 2008/06 datert 17.06.2008 om "Krav til geoteknisk prosjektering i prosjektklasse 3 etter NS 3480", innskjerper Statens vegvesen v/Utbyggingsavd. til alle regionkontor bl.a. følgende:

"For å sikre en tilfredsstillende prosjektgjennomføring vil en derfor kreve at dokumentasjon på utført geoteknisk prosjekteringskontroll (i form av kontrollrapport) skal foreligge sammen med konkurransegrunnlaget ved godkjenning i Vegdirektoratet eller i regionene.

Kravet gjøres gjeldende for alle arbeider som defineres innenfor geoteknisk prosjektklasse 3 iht. NS 3480 Geoteknisk prosjektering".

Videre står det:

"Eksempler på problemstillinger som faller innunder geoteknisk prosjektklasse 3, kan være:

- *yllinger i sjø med skrånende sjøbunn, stor fyllingshøyde eller massefortrengning*
- *yllinger i strandsone med tilsvarende forutsetninger*
- *inngrep i områder med sensitive grunnforhold*

Det forutsettes at Vegdirektoratet ved Teknologivdelingen forestår den krevde kontrollen. Dette kan enten skje ved bruk av egen fagkompetanse eller ved bruk av annen kompetanse innen etaten eller hos konsulenter".

Rundskrivet er mer omfattende enn ovenfor angitt.

Kravene i rundskrivet ble gjort gjeldende 01.09.2008, dvs. før den geotekniske prosjekteringen til Multiconsult startet.

Det må reises spørsmål om dette kravet i foreliggende tilfelle er oppfylt. Geoteknisk prosjektklasse 2 er valgt, på tross av at vegprosjektet er lokalisert i et område med påviste sensitive grunnforhold (her: kvikkleire påvist ved de forutgående grunnundersøkelsene utført av Statens vegvesen).

Her kan det være et spørsmål om tolkning. Undersøkelsesgruppen legger til grunn at "inngrep i områder med sensitive grunnforhold" er ett eksempel (av flere) på problemstillinger som skal

defineres innenfor geoteknisk prosjektklasse 3.

I mottatt faktabeskrivelse datert 17.02.2009 (utarbeidet av Statens vegvesen-Region Midt), er begrunnelsen for valg av geoteknisk prosjektklasse 2 gitt i kap. 3. Her er det anført flere momenter som ellers ville tale for klasse 2 (langt ut til marbakken, oppfølging av poretrykksutvikling). Dette gjelder primært fyllingspartiet P200-P300. Men begrunnelsen mangler for strekningen P400-P720, hvor grunn- og stabilitetsforholdene faktisk er uavklart. NA-dokumentets absolutte krav synes oversett, dersom det var kjent. Undersøkelsesgruppen har ikke undersøkt hvorvidt NA-dokumentets innhold var kommunisert i prosjektet.

Undersøkelsesgruppen registrerer videre at spørsmålet om valg av Geoteknisk prosjektklasse ble avklart så sent som dagen før oversendelse av den ferdige geotekniske prosjekteringsrapporten. Entreprenøren hadde da allerede startet opp anleggsarbeidet, og en runde med 3. parts kontroll av rapporten ville da mest trolig ha medført at arbeidene på nytt måtte utsettes inntil kontrollen var gjennomført. Undersøkelsesgruppen stiller derfor spørsmål om tidspress ev. kan ha medført valg av en lavere Geoteknisk prosjektklasse (som ikke krevde 3. parts kontroll).

En 3. parts kontroll av den geotekniske prosjekteringsrapporten ville ha sikret en sjekk av grunnundersøkelser, antagelser, vurderinger og beregninger. Utført med referanse til NVEs krav, er det lite trolig at svakheter i de geotekniske vurderingene og konklusjonene vedr. Kattmarkvegen P400-P720 ville ha unngått oppmerksomhet.

For denne strekningen, hvor områdestabiliteten var oversett, var følgende – og eneste – geotekniske vurdering gitt slik: *”Det er ikke utført grunnundersøkelser på strekningen (profil 400 – 720), men på grunn av begrensede terrenginngrep forventes ikke geotekniske problemer på strekningen”.*

Videre: *”Det stilles ikke krav om spesielle tiltak på strekningen (profil 400 – 720)”.*

I forhold til det kritiske området hvor skredet ble utløst ved P410, vurderer Undersøkelsesgruppen forholdet til 3. parts kontroll slik:

Hvorvidt 3. parts kontroll på forhånd ville ha avdekket risikoen for å sprengte kvikkleira v/P410, er ikke like opplagt. Problemstillingen, som også innebar behov for en ingeniørgeologisk forståelse, var spesiell. Dersom mer detaljerte grunnundersøkelser hadde avdekket fjellforløpet, ville en erfaren geotekniker trolig sett risikoen.

5.4.5 Forholdet til pågående og planlagt kartlegging av kvikkleiresoner

Det er naturlig å spørre hvorfor området Kattmarkmoen ikke har vært kartlagt og vist på eksisterende faresone- og risikokart for kvikkleire.

Fra NGI ved Odd Gregersen er kommet følgende uttalelse:

Prosjektet ”Kartlegging av skredfarlige kvikkleireområdet” ble igangsatt i 1980, etter skredet i Rissa i 1978. Prosjektet var landsomfattende og hadde til hensikt å kartlegge områder med fare for store kvikkleireskred.

Kartleggingen ble utført etter følgende topografiske kriterier: Ravineskråninger høyere enn 10 m eller naturlig hellende terreng brattere enn 1:15. For øvrig ble kvartærgeologiske kart lagt til grunn for kartleggingen, M = 1:50 000, og økonomisk kartverk M = 1:5 000 og ekvidistanse 5 m. Av hensyn til økonomien i prosjektet var det en hard prioritering med hensyn til omfanget av boringer.

Med et kartgrunnlag med ekvidistanse på 5 m, er det mange områder med høydeforskjeller på mellom 10 og 15 m som ikke har blitt oppdaget og således ikke blitt kartlagt.

Området ”Kattmarka” var marginalt både med hensyn til høyde og størrelse. Hovedgrunnen til at området ikke er kartlagt er imidlertid i dette tilfellet at området på kvartærgeologisk kart er beskrevet som strandavsetning. Dette gjelder også for

naboområdet "Fiolveien".

I den første fasen av kartleggingsarbeidene, årene etter 1980, ble det utført boringer på flere steder avmerket som strandavsetning. Det ble imidlertid ikke påtruffet marin leire i rimelig dybde under terreng. Etter hvert ble det derfor, i forståelse med våre kvartærgeologer, ikke boret i områder avmerket som strandavsetninger. Boringene ble i stedet utført på steder der det var større sannsynlighet for å påtreffe kvikkleire (hav- og fjordavsetning).

Det skal bemerkes at angivelsen av strandavsetning på disse to stedene ikke kan ha medført riktighet. Boringene som nå er utført på området "Fiolveien" viser marin leire fra terreng. I Kattmarka synes det ikke å være mye strandavsetninger i skredmassene. Uttalelser fra fastboende bekrefter at grunnen besto av leire."

Undersøkelsesgruppen er av den oppfatning at det innenfor det geotekniske miljø er vel kjent at kartlegging av kvikkleiresoner på langt nær er komplett. Ved grunnundersøkelser i marine leiravsetninger støtes det ikke sjeldent på ukjente kvikkleiresoner.

I tilstøtende områder til Kattmarka (Gullhomstranda/Fiolveien) var det fra tidligere kjent påtruffet kvikk leire. Statens vegvesen sine boringer i strandsonen utenfor Kattmarkvegen viste også med tydelighet betydelig forekomst av kvikkleire.

Det er Undersøkelsesgruppen sin oppfatning at verken Statens vegvesen eller Multiconsult har hatt som utgangspunkt annet enn at det langs området Kattmarkvegen P0 - P400 var kvikk leire, basert på marine hav- og fjordavsetninger.

5.5 Formell risikohåndtering i prosjektet

Undersøkelsesgruppen har sett på den formelle risikohåndtering i prosjektet med vekt på anleggsdriften begrenset til punkter som har mulig relevans til skredet og foranledningen til dette. Undersøkelsesgruppen stiller ut fra dette spørsmål ved hvorfor en ikke har anført faremomenter knyttet til bygging på bløt grunn ved bruk av Statens vegvesen sitt risikohåndteringsverktøy Risken i dette prosjektet. Undersøkelsesgruppen vil ellers foreslå at sjekklistene i Blastmanager utvides til å dekke faren for direkte sprengning mot ustabile løsmasser.

I tilbudsgrunnlaget av april 2008 for entreprisen "Kattmarkvegen – Breddeutvidelse og fortau" fra Statens vegvesen settes det i punkt 5.6 krav til entreprenør om HMS egenerklæring. Det spesifiseres at entreprenøren skal utarbeide detaljerte risikoanalyser. Dette er gjort av Brødrene Brøndbo AS og lagt fram på byggemøte nr. 1 den 19.02.2009, vedrørende:

- Utlekking av motfylling ved profil 240 - 320: Fare for utglidning i grunnen.
- Arbeid på veg: Intet relevant for Undersøkelsesgruppen sitt arbeid.
- Sprengningsarbeider Kattmarka: Fare for sprut og rystelser. Sprengstoff. Personsikkerhet.
- Arbeid nær elektriske ledninger / kabler: Intet relevant for Undersøkelsesgruppen sitt arbeid.
- Legging av stikkrenner: Fare for sammenklapping av grøft.

Statens vegvesen la i samme byggemøte den 19.02.2009 fram sin risikovurdering i form av et Risken 1-2-3 skjema. Dette skulle danne grunnlag for hva entreprenøren skulle lage særskilt Sikker Jobb Analyse for. Følgende aktiviteter var ført opp med tilhørende faremomenter:

A: For boring og sprengning:	Steinsprang, støv og rystelser, håndtering av sprengstoff
B: For opplasting og transport:	Klemskader og påkjørsel
C: For utfylling langs veg:	Grunnbrudd, ledningsbrudd
D: For fylling i strandsona:	Grunnbrudd, ledningsbrudd
E: Veibygging på dårlig grunn:	Intet er angitt selv om ras og grunnbrudd er blant de tilgjengelige opsjoner, men de er ikke krysset av.
F: Skogrydding:	Klemskader og kuttskader / slag.

Undersøkelsesgruppen finner det noe underlig at mens "Veibygging på dårlig grunn" faktisk er anført i Risken er de tilhørende faremomentene "ras" og "grunnbrudd" ikke krysset av. Det må tolkes til at faren er for ras og grunnbrudd på strekningen er ansett som neglisjerbar av Statens vegvesen.

Sprengningen er planlagt og utført basert på prosedyrebeskrivelser, sjekklister og skjema i www.blastmanager.no. Dette er i henhold til anerkjent praksis. I Blastmanager er det listet opp at en skal vurdere risiko knyttet til:

- Sprut fra salve.
- Rystelser.
- Publikum.

Undersøkelsesgruppen registrerer at det i Blastmanager ikke står noe om risikoen knyttet til å sprengte direkte mot løsmasser i områder med dårlig stabilitet. Vi anbefaler at dette tas inn.

Det som pr. i dag kommer nærmest en slik farevurdering er anført under: "Volumøkning av salve" i punkt II som lyder: "*Påse at utvidelsen ikke medfører press mot vegger og lignende*". Ansvar for dette er pålagt skytebas.

6 BEHOV FOR FORBEDRING AV RETNINGSLINJER

Undersøkelsesgruppa mener at med de endringer som er innført i de siste årene, har vi fått et lovverk og regelverk som i grove trekk stiller de nødvendige kravene til saksbehandling ved plan og byggearbeider.

Det er likevel et stykke igjen til alle gjeldende bestemmelser følges og god praksis er innarbeidet. Det synes som det er behov for innskjerping av gjeldende krav og deres betydning, ikke minst hva gjelder planlegging og prosjektstyring hos Statens vegvesen.

Namsos kommune har også et klart forbedringspotensial i forhold til plansaker som involverer vanskelige grunnforhold.

Undersøkelsesgruppa mener at det i de tilfellene det er mulig at konsekvensene av et plantiltak kan bli ekstremt store, bør en på reguleringsplannivå sette et absolutt krav om ROS-analyse (risiko- og sårbarhet).

Undersøkelsesgruppa mener at en bør vurdere om inngrep i områder med sensitive grunnforhold i framtiden bør plasseres i geoteknisk prosjektklasse 3 selv om vanskelighetsgraden i prosjektet ikke er høy. Spesielt anbefales prosjektklasse 3 dersom større arealer er involvert og innledende arbeider viser at en må benytte prinsippet om såkalt prosentvis forbedring. Prosjektklasse 3 vil innebære en tredjepartskontroll og dermed sikre en ytterligere og uavhengig gjennomgang av grunnundersøkelser, antagelser og vurderinger.

Det er behov for sterkere fokus og særskilte retningslinjer/sjekklistor hva gjelder sprengningsarbeider i fjell nært marine avsetninger, hvor direkte trykkpåvirkning fra fjellsprengning til løsmassene kan være en mulig og uønsket konsekvens. Her kreves både ingeniørgeologisk og geoteknisk kompetanse for å få fram nødvendig grunnlag for en faregradsvurdering. Grunnlaget vil omfatte detaljert kartlegging av fjellets og tilstøtende løsmassers profil i forhold til sprengningsplan, med særlig fokus på en sprengningsplan som ikke overfører kritisk trykk og eventuelt også vibrasjon mot/inn i kvikk/sensitiv leire (silt), særlig der det også er ustabile (kontraktante) lag av finsand/silt.

Slike retningslinjer bør på hensiktsmessig måte innarbeides i:

- NS 3480 Geoteknisk prosjektering og Eurocode 7.
- Statens vegvesen Håndbøker/Normaler og Veiledninger - (016 og 018). Og Prosesskoder (Prosesskode 1 / Prosess 22 – Sprengning i dagen).
- NVEs "Veiledning for vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper".
- Direktoratet for Samfunnssikkerhet og Beredskap sine Forskrifter for utførelse av sprengningsarbeider – Mest sentral synes å være Eksplosivforskriften, som er en forskrift til Brann- og eksplosjonsvernloven.
- NS 8141 Grenseverdier for vibrasjoner fra grunnarbeider – Arbeid med revisjon og utvidelse av omfang pågår.

7 REFERANSER OG FIGURLISTE

- Andersen, K.H. et al.(2008). "Deep Water Geotechnical Engineering", Proc., XXIV Nat. Conf. of the Mexican Soc. of Soil Mechanics, Aguascalientes, 26-29 Nov. 2008. – eller Canadian Geotechnical 2009
- Bompengeavtale mellom Statens vegvesen og Namdal Bomveiselskap, signert 29.10.2001
- BlastManager – Utskrift fra Sprengningsplan og salveplan salve 1-19 for Prosjektnr. 05,1 Brøndbo AS, Kattmarkvei, opprettet 18.02.2009
- Direktoratet for Samfunnssikkerhet og Beredskap (DSB), brev av 12.05.2009 fra Siri Hagehaugen til Undersøkelsesgruppen: "Sikkerhet ved sprengningsarbeider".
- HMS-plan Brødrene Brøndbo, risikovurdering Kattmarka, 16.02.2009: - Utlekking av motfylling ved profil 240 – 320, - Arbeid på veg, - Sprengningsarbeider Kattmarka, - Arbeid nær elektriske ledninger / kabler, - Legging av stikkrenner
- Multiconsult, Kattmarkvegen, Prosjektperm inneholdende all korrespondanse og avtaler mellom Multiconsult og Statens vegvesen, inkludert kontrollkopi og beregningshefte. Oversendt til Undersøkelsesgruppen 2. april 2009
- Multiconsult, Namdalsprosjektet Kattmarkvegen. Oppsummering av aktiviteter og korrespondanse, oversendt i e-mail fra Arne Vik 2009.03.27
- Multiconsult, Poretrykksmålinger Kattmarkvegen, oversendt i e-mail fra Arne Vik 2009.03.27
- Multiconsult, rapport nr. 412074 – 2, "Namdalsprosjektet Kattmarkvegen. Geoteknisk prosjekteringsrapport", 16. februar 2009
- Multiconsult, "Namdalsprosjektet, Kattmarkvegen – ras Kattmarkmoen, befarings- og vurderingsrapport etter raset", Brev til Statens vegvesen Region Midt, 30.03.2009
- Namsos kommune, Reguleringsplan for Kattmarkmoen, 19.02.2004
- Namsos kommune, Reguleringsplan, Gullholmstrand – etappe 1, 26.11.1979
- Namsos kommune, Reguleringsplan, Kattmarken -2, 05.02.1992
- Namsos kommune, Reguleringsplan, Kattmarkvegen (fra P350 til forbi P700), 25.03.1984
- Namsos kommune, "Bestemmelser, retningslinjer og saksbehandlingsregler til kommuneplanens arealdel Namsos." Vedtatt i kommunestyret 10.06.2003
- NGI rapport 20091257-00-4-R, Rev.1: "Kvikkleireskred Kattmarka, Namsos. Vurdering av stabilitetsforhold og sikringstiltak i Kattmarka", 26. mai 2009
- NGI rapport 20091258-2, Rev.1: "Kvikkleireskred Kattmarka, Namsos. Stabilitetsforhold og sikringstiltak ved Fiolveien", 20. mai 2009
- NS 3480 Geoteknisk prosjektering, Standard Norge, 1988
- NS 8176 Vibrasjoner og støt – Måling i bygninger av vibrasjoner fra landbasert samferdsel og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker, Standard Norge, 2005
- NS 8141 Vibrasjoner og støt – Måling av svingehastighet og beregning av veiledende grenseverdier for å unngå skade på byggverk, Standard Norge, 2001
- NS 8402 Alminnelige kontraktbestemmelser for rådgivingsoppdrag honorert etter medgått tid, Standard Norge, 2007

NTNU faggruppe for geoteknikk, Laboratorierapport til Samferdselsdepartementet. Separat rapport utarbeidet av Anders Gylland for Undersøkelsesgruppen (2009)

NVE, Retningslinjer for "Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag" med tilhørende veileder for: "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper", første utgave 01.07.2008 siste utgave 07.03.2009

NVE, Internt notat datert 23.03.2009 til Agnar Aas fra Anne Britt Leifseth og Kari Øvrelid: "Rapport fra kvikkleireskred Kattmarkvegen ved Gullholmstranda i Namsos kommune pr. 23.03.2009"

NVE, Evaluering av håndtering av kvikkleireraset i Namsos. 26.03.2009

NVE, Kart over sjøbunnen. E-mail fra Mads Johnsen 02.04.2009

NVE, 3D-modeller, plankart og profiler over før- og ettersituasjon i Kattmarkvegen. Geir Bendik Hagen: flere oversendelser fra 03.04.2009 til 19.06.2009

Statens vegvesen, Samleperm fra Namdalsprosjektet. Tilsendt gruppen 04.01.2009 fra Kolbjørn Engen

Statens vegvesen, Vedlegg og tegninger til kontrakt Kattmarkvegen, Overlevert fra A. Aglen under møtet i Namsos 1. april

Statens vegvesen, Bilder fra Kattmarka e-mail André Aglen 01.04.2009

Statens vegvesen, Region Midt: "Faktabeskrivelse etter raset i Kattmarkvegen 13. mars 2009" datert 17.03.2009

Statens vegvesen, "Krav til prosjektering i prosjektklasse 3 etter NS 3480", NA-rundskriv nr. 2008/06, distribuert 17.06.2008

Statens vegvesen, 12.02.2009. Referat fra oppstartmøte – "Kattmarkvegen"

Statens vegvesen, 19.02.2009, Referat fra Byggemøte nr. 1 – "Kattmarkvegen"

Statens vegvesen, 05.03.2009, Referat fra Byggemøte nr. 2 – "Kattmarkvegen"

Statens vegvesen, 18.02.2009, RISKEN: 1 Kartlegging av farer, 2 Risikoanalyse, 3 Dokumentasjon og tiltak

Statens vegvesen, 2007, Håndbok 025, "Standard beskrivelsestekster for vegkontrakter" - "Hovedprosess 2 Sprengning og masseflytting."

Statens vegvesen, januar 2005, Håndbok 018: "Vegbygging"

Statens vegvesen, juni 2006, Håndbok 016: "Geoteknikk i vegbygging"

Statens vegvesen, Vegprosjekt "Kattmarkvegen" Start & slutt – Sett fra byggeleder André M. Aglen's ståsted. Oversendt 01.04.2009

Statens vegvesen, Bilder fra befaring 27. mai 2008, Kjell Eriksen e-mail 2009.04.02

Statens vegvesen, Kontrakt. Prosjekt nr. 402232 Kattmarkvegen. Breddeutvidelse og fortau. Vedlegg og tegninger. Ajourført tegningslister pr 05.03.2009

FIGURER

Figur 1	Rv. 769 Namdalsprosjektet (Fra Statens vegvesen)	2
Figur 2	Gullholmstranda og Kattmarkmoen før skredet. (Foto fra NorgeDigitalt)	3
Figur 3	Foto av skredområdet. Foto: Leif Arne Holme	5
Figur 4	Detalj av sprengningsområdet. Foto: Leif Arne Holme	5
Figur 5	3D-modeller av området før og etter skredet. Grafikk: Geir Bendik Hagen, NVE	6
Figur 6	Sprengningsområdet før skredet sett sørover, med Kattmarkvegen 55 til høyre i bildet. Bildet er tatt den 12. mars kl. 15.09 etter at salve 18 er skutt og viser mattene som dekket denne salven. Foto: Statens vegvesen	6
Figur 7	Fotomontasje fra skredområdet	7
Figur 8	Kattmarka - Skredets omfang og utvikling av bevegelser	8
Figur 9	Kattmarka - skredets forflytninger av bygninger	9
Figur 10	Laserscannet kartutsnitt av sørlig del av skredområdet, rutenett 100 m. Kilde NVE. Utsnitt av NTNUs laserscanning av sprengningsområdet er vist	10
Figur 11	Foto 1: eksponert fjelloverflate i skredgropa lenger nord. Foto 2: sprengningsområdet	11
Figur 12	Kvartærgeologisk kart over området. Fra NGU	12
Figur 13	Udrenert aktiv styrke anslått ut fra Hull S5-B supplert med NGI sine verdier fra Fiolveien og med valgt midlere styrke for skredområdet angitt med rød linje	13
Figur 14	Tre profiler for stabilitetsvurderinger av situasjonen før skredet og posisjoner for nærmeste grunnundersøkelse i punktene S5 og S5-B	14
Figur 15	Profil A: Plan ADP analyse med sidestøtte for å ta inn effekt av oppstøttende nabosoner, men svekket av omrøring rundt sprengningspunktet, viser sikkerhet $F = 0,97$	15
Figur 16	Profil C: Plan ADP analyse uten sidestøtte viser sikkerhet $F = 1,02$	15
Figur 17	Inntegning av vårt Profil C på NGIs Profil A-A i Fiolveien (fra NGI dok. nr. 20091258-2) viser at profil C i skredområdet i utgangspunktet var mer kritisk enn profilet i Fiolveien om grunnforholdene er sammenlignbare. NGI har beregnet sikkerheten til ca. $F=1,2$ for Fiolveien uten motfylling i fjæra og uten sidestøtte på profilet	16
Figur 18	Kartutsnitt av sprengningsområdet. Plassering av hovedsalver er vist	19
Figur 19	Hullplassering og opptenning av salve 17 og 19. Plassering av hull og tennerforsinkelse innen hver salve er basert på målsatte skisser med notater fra sprengningsentreprenør. Avstand mellom salvene er et beste estimat fra Undersøkelsesgruppens arbeid i felt.	20
Figur 20	Typisk snitt gjennom salve 19. Snittet følger profil D-D på Figur 18.	21
Figur 21	Salve 17 og 19 vist i topografisk kart. Terrengekoter er heltrukne, fjellkoter under terreng er stiplet	22
Figur 22	Plassering av vibrasjonsmålere	24
Figur 23	Registrerte vibrasjonshendelser i tidsrommet 11. mars til 13. mars	26
Figur 24	Vibrasjonsmålinger i Kattmarkvegen 55 under og etter salve 19	27
Figur 25	Vibrasjonsmålinger på Gullholmsiden. Vibrasjonsforløp fra salve 19, målt på liten garasje i Kattmarkvegen 30	28
Figur 26	Foto av bergflate med markeringer for identifisering av borehull fra a) salve 17 og b) salve 19	29
Figur 27	a) Antatt plassering av borehull i salve 19 b) Foto av salve 19 etter boring 12. mars 2009. Foto: Statens vegvesen	30
Figur 28	3-dimensjonalt bilde av sprengningsområdet fra laserskan a) før utgraving, b) etter delvis utgraving og avdekking av detaljer, c) og d) er fotografier av samme område. Diverse geologiske plan og begrep er vist på bildene.	31
Figur 29	MatLab terrenngmodell modell av sprengningsområdet med inntegnede borehull. a) før utgraving, b) etter delvis utgraving og avdekking av detaljer	32
Figur 30	a) foto av blokk etter frigraving. b) foto av berget bak blokken etter at den var fjernet med borehull i stiplet rødt	32

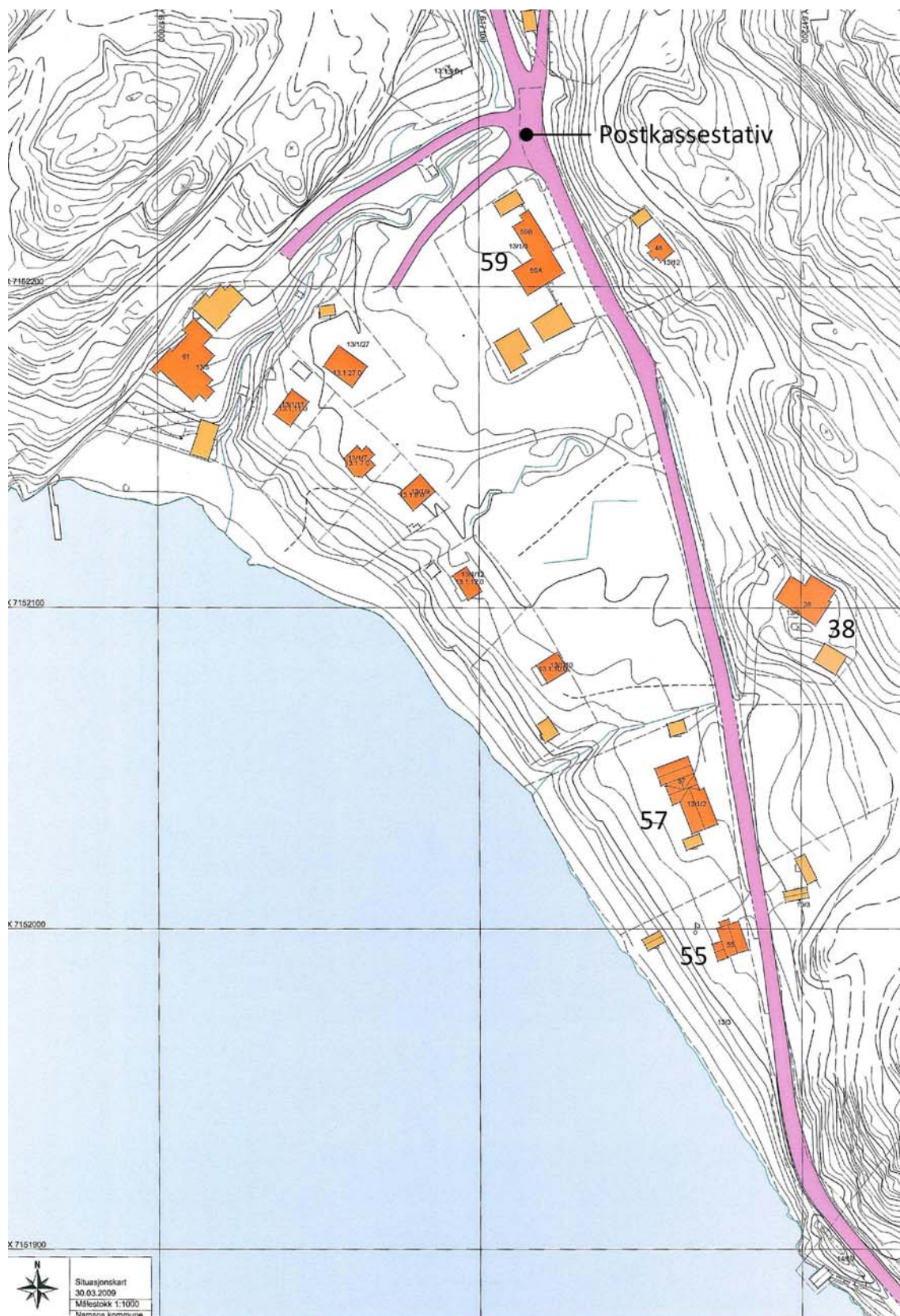
Figur 31	Snitt gjennom salve 19 – Snitt D-D.....	34
Figur 32	Overflatebølgesismikk. a) Plassering av målelinjer ved Gullholmstranda. b) Resultat av målingene – gjennomsnittlig skjærbølgehastighet som funksjon av dybden under terreng.....	36
Figur 33	Dynamisk stivhet og styrke av kvikkleire, avhengig av tøyningshastighet, a) Prinsipp for bestemmelse av karakteristisk dynamisk modul. b) Skjærstyrke som funksjon av tøyningshastighet (Etter Andersen et al. 2009).....	36
Figur 34	Elementmetodemodell for dynamisk analyse av påkjenning fra sprengning	38
Figur 35	Maksimal skjærtøyning fra dynamisk FEM-analyse.....	38
Figur 36	Reguleringsplan for Kattmarkmoen datert 28.08.2003	42
Figur 37	Tabell for valg av Geoteknisk prosjektklasse fra NS 3480	50

TABELLER

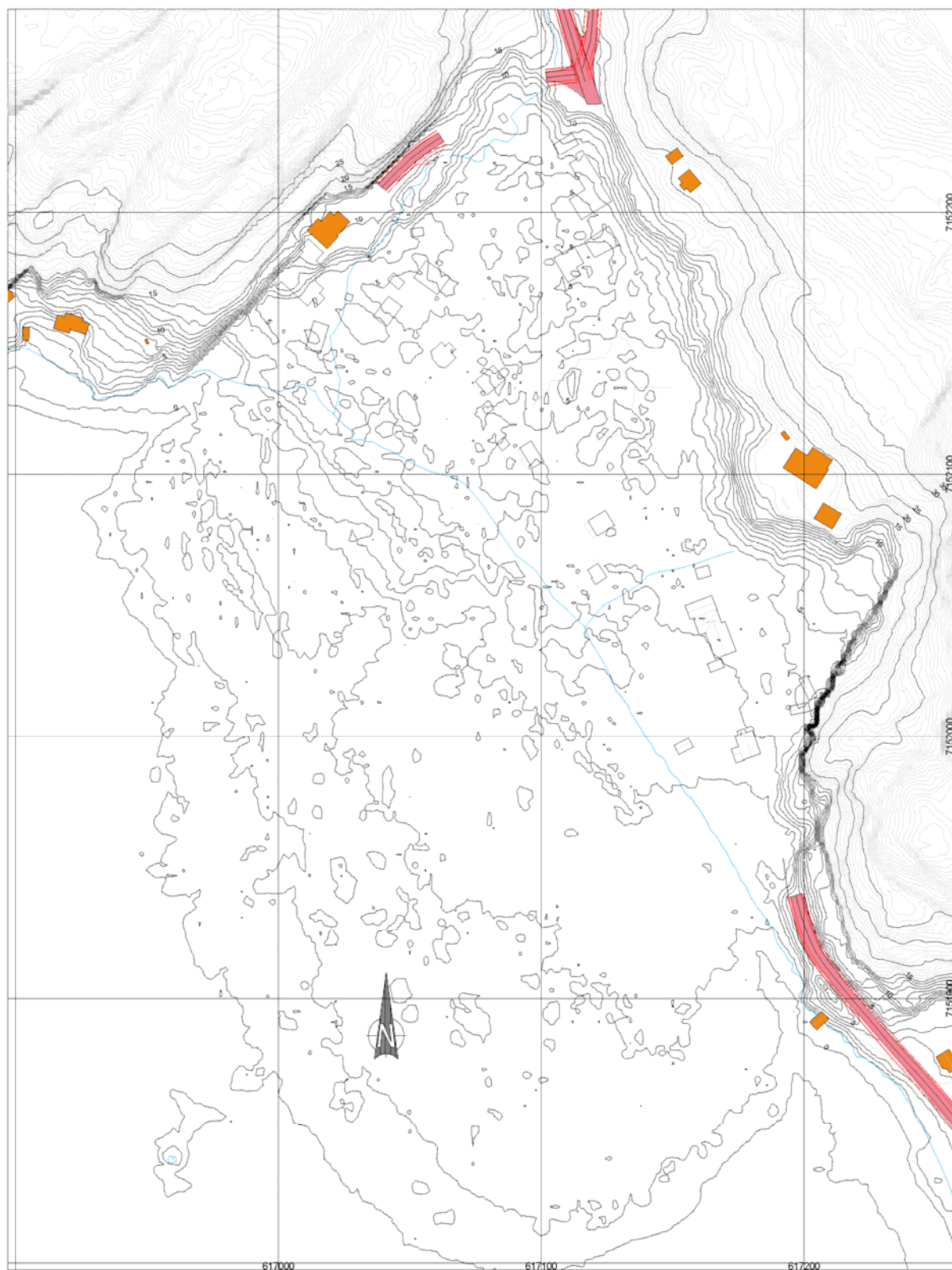
Tabell 1	Data om hovedsalver. Dato og klokkeslett basert på vibrasjonsmålere. Øvrige salvedata fra entreprenørens sprengningsprotokoll (Blast Manager)	19
Tabell 2	Registrerte vibrasjoner i perioden 11. til 13. mars 2009 i Kattmarkvegen 55 og Kattmarkvegen 30. Identifisering av salver.	25

Vedlegg A

Kart over skredområdet før og etter skredet



Kart fra Namsos kommune.



Kart basert på luftbasert laserskan foretatt etter skredet, ekvidistanse 1 m. Fra NVE.

Vedlegg B

Geotekniske stabilitetsanalyser

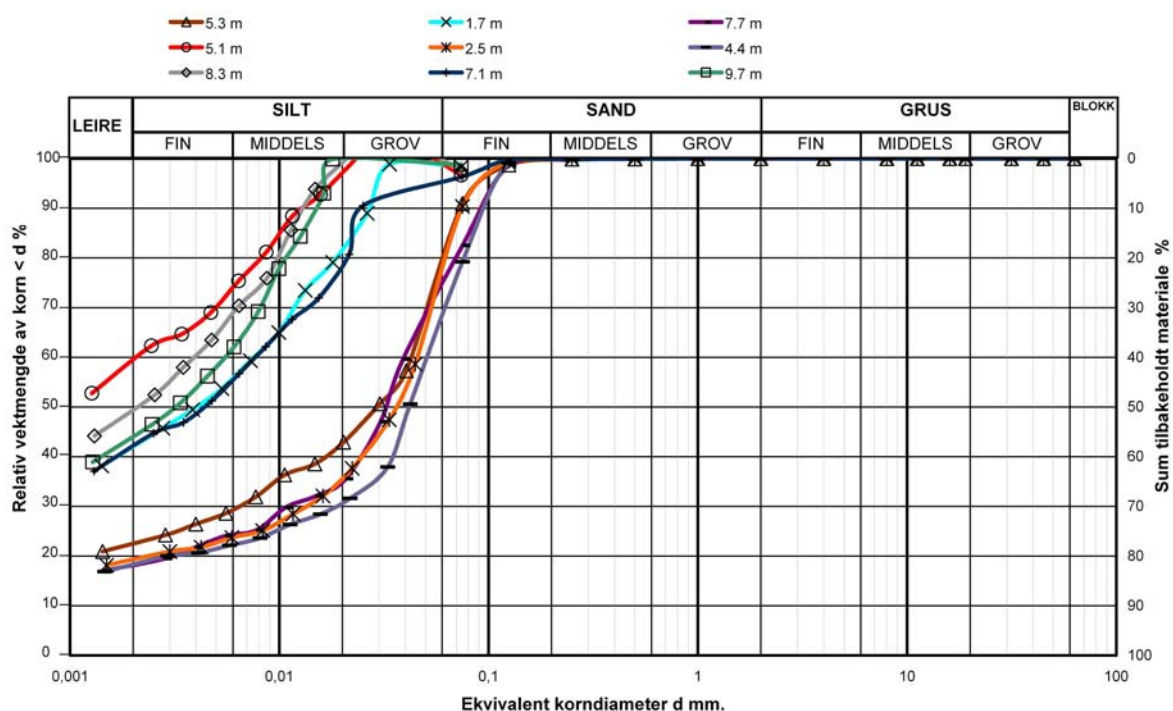
Dette vedlegget utfyller hovedteksten i kapittel 3. Det vises derfor til figurer i hovedteksten slik at disse ikke er gjentatt her.

Grunnforhold

NGUs kvartærgeologiske kart betegner Gullvika og Kattmarkmoen som marine strandavsetninger, Figur 12 i hovedteksten. I bakkant av disse er det angitt tykke hav- og fjordavsetninger. Områdene er ikke avmerket som faresone eller risikosone på Kvikkleirekart fra NVE, NGI og NGU uten at dette gir garanti for at det ikke kan være kvikkleire i området.

Det var på forhånd ikke foretatt geotekniske undersøkelser av området som raste ut, her betegnet Kattmarkmoen. Siden skredet førte til omrøring av massene må derfor vurdering av grunnforholdene på Kattmarkmoen primært baseres på undersøkelser i nærliggende områder. Det var før skredet utført grunnundersøkelser sør for området langs Gullholmstranda og ved Fiolveien av Multiconsult, (rapport 412074-2). NGI har på oppdrag fra NVE fått utført grunnundersøkelser etter skredet både i Fiolveien, (20091258-2) og nord for skredområdet, i Kattmarka (20091257-00-4-R). Undersøkelsesgruppen har i tillegg fått utført grunnundersøkelser med kontinuerlig prøvetaking og CPTU testing i uforstyrrede masser i fjæra sør for skredet (Hull S5-B), se separat rapport om felt og laboratorieundersøkelser utført av Undersøkelsesgruppen.

Hoveddelen av terrenget i skredområdet lå opprinnelig 8 – 10 meter over havet, noe lavere i sør og noe høyere i nord. Tykkelsen av leirlaget var i størrelsesorden 10 – 20 m over fjell. Fjellet er trolig stedvis dekket av noe morene.



Figur B-1 Kornfordeling for prøver fra ulike dybder i hull S5-B

Grunnen besto av leirlag, leirige siltlag og tynne finsandskikt i uregelmessige intervaller. I prøvehull S5-B, se Figur 14, kan de vekslende lagene grovt inndeles i to typer, se Figur B-1. Begge er moderat overkonsoliderte og mens en lagtype kan karakteriseres som leire med leirinnhold 40 – 60 %, er den andre lagtypen siltig leire med leirinnhold 18 - 22 % og 20 – 35 % sand. De grovere lagene er til dels løse med porøsitet over 40% og blir lett forstyrret eksempelvis ved prøvetaking. Vanninnholdet er over flytegrensen. Materialet i hull S5-B er middels til meget

sensitivt, med omrørt skjærstyrke fra 0,6 til 1,0 kPa og derfor pr. definisjon ikke kvikt idet det krever omrørt skjærstyrke mindre enn 0,5 kPa. Saltinnholdet varierer fra 1,5 til 3%, minst i dybden.

Tørrskorpa sentralt i skredområdet var stedvis mer enn 2,5 m tykk med innslag av lagdelt grus, sand og grov silt. Andre steder var det kun tynnere matjordlag rett over leira, i sør dels med leire rett i dagen.

Mektigheten av leira i skredområdet varierer betydelig. NVE har fått utført enkle manuelle dreiesonderinger i skredgropa. Fra disse er det funnet fjelloverflate. Denne er i sørlig del på kote -5 meter til -8 meter. Midt i området finnes fjell på kote -12 meter mens det lenger nord ikke er påvist fjell før en kommer nær utkanten av skredet.

Skjærstyrke

Skjærstyrken til leire avhenger av varigheten av belastningen og to ulike styrkemål er nyttet for å bestemme en margin mot utrasing. Det ene styrkemålet er gyldig for en tilstand *uten* ny belastning på terrenget (1) og den andre er gyldig for tilfellet *med* ny belastning på terrenget (2).

- (1) For tilstanden *uten* ny belastning er det benyttet et friksjonsbasert styrkemål. Parametrene er valgt ut fra utførte treaksialforsøk, Figur B-2. Verdiene er typiske for siltige leirer i Trøndelag:

$$\text{Attraksjon, } a = 10 \text{ kPa}$$

$$\text{Friksjon, } \tan\phi = 0,5$$

- (2) For å vurdere sikkerheten mot skred i leire *med* ny belastning på terrenget bør en benytte en såkalt udrenert skjærstyrke. Denne styrken varierer avhengig av skjærflatens helning og kan uttrykkes gjennom den aktive (s_{uA}), direkte (s_{uD}) og passive skjærstyrken (s_{uP}). For skredområdet har vi valgt å basere våre analyser på følgende udrenerte ADP-styrke:

$$s_{uA} = 15 \text{ kPa} + 2 \text{ kPa/m} \cdot \text{dybdemeter}$$

$$s_{uD} = 0,70 \cdot s_{uA}$$

$$s_{uP} = 0,40 \cdot s_{uA}$$

Vi har vurdert den udrenerte skjærstyrken ut fra egne målinger i felt og laboratorium basert på Hull S5-B og resultater fra andre undersøkelser, primært fra Fiolveien. Det viser seg at den udrenerte skjærstyrken i Fiolveien er noe lavere lenger oppe fra strandlinja enn i selve strandlinja siden massene lenger oppe domineres av meget sensitiv, kvikk leire. Det er antatt lignende forhold på Kattmarkmoen slik at kurven betegnet NGI kote +8 i Figur 13 i hovedteksten trekker vårt anslag på mest sannsynlig styrke noe ned. Til sammenligning har Multiconsult valgt for Fiolveien:

$$s_{uA} = 15 \text{ kPa} + 0,25 \cdot p'_0$$

$$s_{uD} = 0,65 \cdot s_{uA}$$

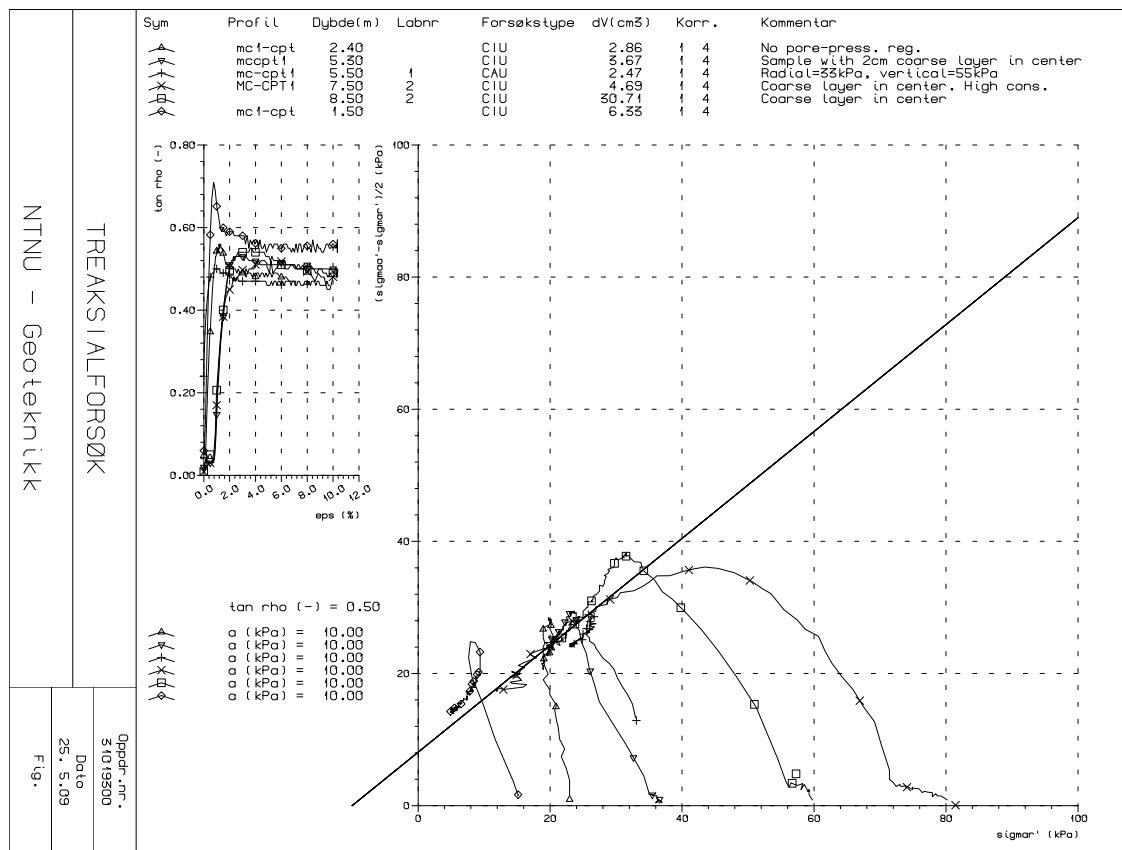
$$s_{uP} = 0,32 \cdot s_{uA}$$

Vår valgte udrenerte skjærstyrke er vist med rødt i Figur 13 og ligger noe under det Multiconsult har benyttet og tett over det NGI i middel har benyttet ved sine analyser av stabilitetsforholdene i Fiolveien. Det bemerkes at kurvene som betegnes NGI med koteangivelse for hvor høyt terrenget ligger der kurven gjelder, angir en styrke som er redusert med 15% i forhold til karakteristisk styrke ut fra faren for sprøbrudd i kvikkleire.

Det er utvilsomt noe usikkerhet i vårt anslag på midlere skjærstyrke og styrken har utvilsomt i tillegg variert en del innen skredområdet.

Poretrykksforholdene i Kattmarkmoen-området var ikke kjent. To målinger i profil 280 til 300

nedenfor Fiolveien viste et poreovertrykk på 1,6 og 2,7 meter ved fjell i dybde 12 til 15 meter. Det er ut fra topografien grunn til å anta lignende forhold i sørenden av skredområdet fra profil 400 til 500. Dette er benyttet i vår effektivspenningsbaserte stabilitetsanalyse.



Figur B-2 Styrkedata fra treaksialforsøk på prøver fra Hull S5-B

Valgte profiler

Det er valgt å se på stabiliteten langs tre profiler, kalt Profil A, B og C, se Figur 14.

Profil A og B er lagt gjennom initialskredet i den retningen det gikk mot sjøen.

Profil C er lagt som et langstrakt profil lenger nord for å se på hvorfor skredet kunne forplante seg til hele Kattmarkmoen.

Analysene er gjennomført med elementmetodeprogrammet Plaxis. Det er utført plane stabilitetsanalyser. Dels er 3D effekter tatt inn ved stabiliserende sideskjær. Terrengnivå for analysene er bestemt fra topografisk kart fra før skredet.

Drenert analyse av langtidstilstanden, Profil A.

Det er utført drenerte stabilitetsanalyser langs Profil A med elementmetodeprogrammet Plaxis for vurdering av stabiliteten slik skråningen lå før oppstart av veiarbeidet. Det er anvendt drenerte styrkeparametre, se over. Grunnvannet er antatt i terreng med noe overtrykk langs fjellet under leira. Overtrykket er antatt å være 3m på kote -12 meter under ute ved strandkanten avtagende til 1 meter overtrykk på kote -5 meter inne mot fjellet i øst.

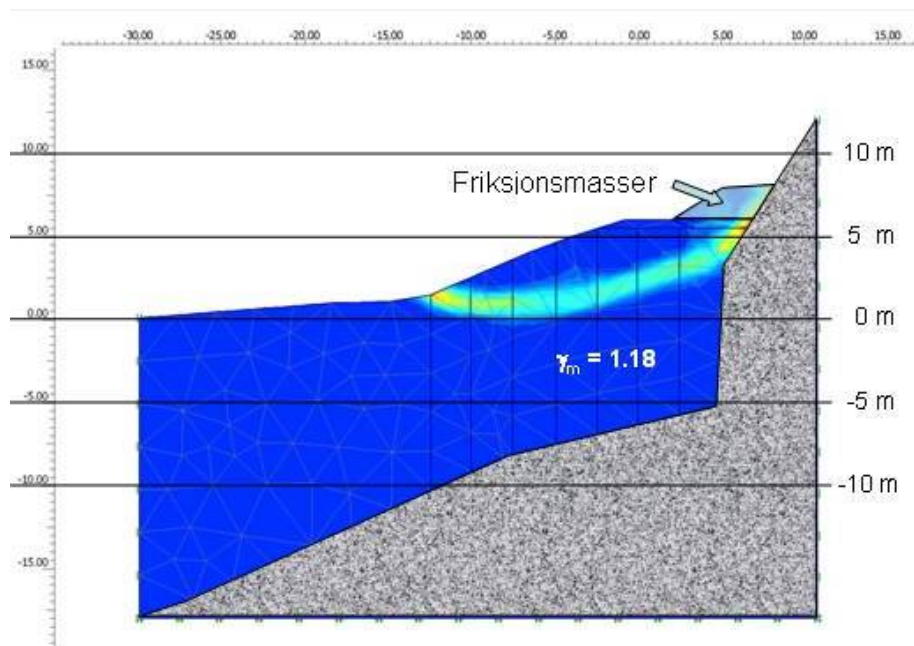
Den tredimensjonale støtteeffekten fra sørsiden er inkludert ved påføring av en støttende skjærspenning på sideflaten mot syd. Nordsiden av profilet ansees ikke å ha tilstrekkelig egen stabilitet til å kunne bidra positivt til stabiliteten av Profil A i langtidstilstanden. Sidestøtten på en

B-4

sideflate tar utgangspunkt i en horisontalt stabiliserende skjærspenning på 3,5 kPa i terreng og lineært økende til 25 kPa i dybde 10 m under terreng.

Noe friksjonsmasser er i enkelte av analysene antatt å finnes på kote 6 på innsiden av den opprinnelige vegen (mot øst), se Figur B-3. Mengden friksjonsmasser her er variert fra null til 2,5 meters høyde i analysene. Dette viste seg ikke å ha særlig effekt på sikkerhetsfaktoren, kun på beliggenheten av skjærflaten.

Beregningene viser at sikkerhetsfaktoren er ca. 1,2 for denne tilstanden uavhengig av mengden utlagte friksjonsmasser på innsiden av veien.



Figur B-3 Drenert analyse av Profil A gir sikkerhetsfaktor ca. $F = \gamma_m = 1,2$

Figuren viser kritisk skjærflate for langtids drenert tilstand før skredet. Bånd i figurene med lysere blå over mot gult og rødt viser glideplan eller skjærflater. Det er funnet en sikkerhetsfaktor på ca. 1,2 mot at området over skjærflatene vil gli ut. Den beregnede sikkerhetsfaktoren er følsom for poreovertrykk og vil reduseres til $F=1,1$ dersom en lar høyt poretrykk redusere skjærstyrken mot fjellet over kote +3 til null. Vi vet at høyt poretrykk inn mot den sprekkesonen som finnes her, er svært sannsynlig.

For skråninger i kvikkleireområder ville en som et minimum kreve $F = 1,4$. Konklusjonen er at den opprinnelige vegfyllingen ved profil 410 hadde lav sikkerhet mot brudd slik den lå uten belastning før vegarbeidet tok til.

Udrenert analyse av hurtige lastendringer i Profil A og B.

De følgende analysene gir sikkerheten mot hurtig belastning fra trafikk og anleggsvirksomhet. Det er for dette benyttet en ADP analyse i elementmetodeprogrammet Plaxis basert på en brukerdefinert jordmodell, NGI-ANI, utviklet av PhD student Gustav Grimstad, NTNU.

Det er vist resultater fra tre analyser alle med styrkeprofil:

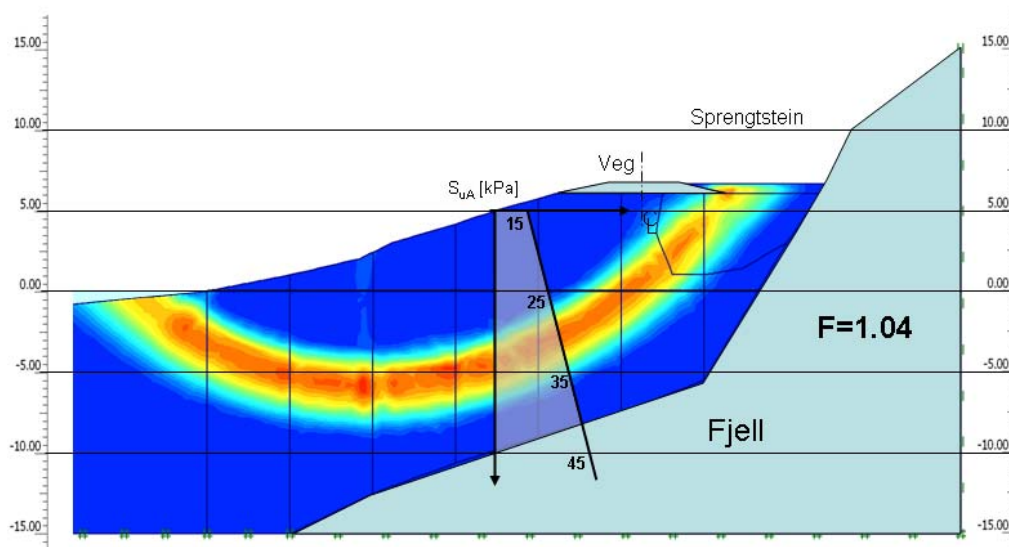
$$s_{uA} = 15 \text{ kPa} + 2 \text{ kPa/dybdemeter}$$

$$s_{uD} = 0,70 * s_{uA}$$

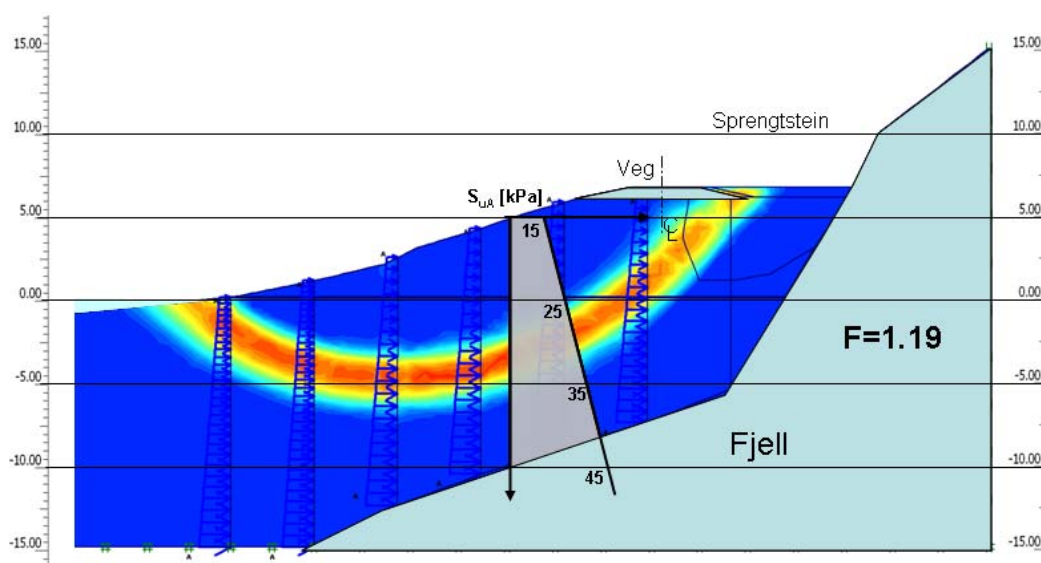
$$s_{uP} = 0,40 * s_{uA}$$

Profil A ligger noe nærmere sprengningspunktet enn profil B. Profil A og B ligger i henholdsvis søndre og nordre del av initialskredet og representerer i sum situasjonen slik den var i området nær sprengningsarbeidet.

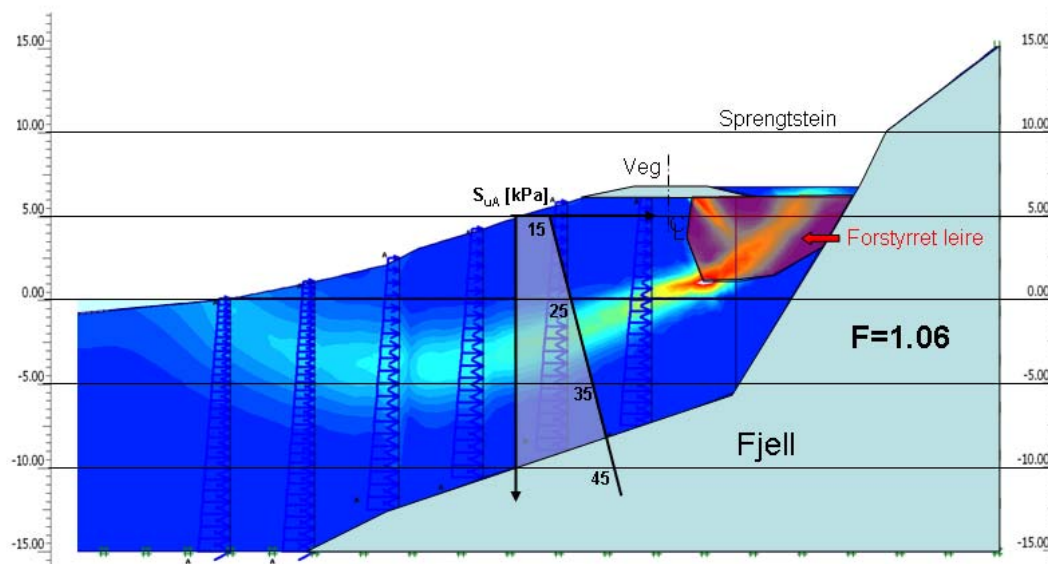
Det viser seg at en udrenert analyse av Profil A i grove trekk gir samme resultater som Profil B. Hovedvekten i det følgende lagt på analysene i Profil B idet dette profilet kan sies å være representativt for en større del av skredområdet enn Profil A



Figur B-4 **Profil B: Plan ADP analyse uten sidestøtte gir $F = 1.04$**



Figur B-5 **Profil B: Plan ADP analyse med sidestøtte gir $F = 1.19$**



Figur B-6 **Profil B: Plan ADP analyse med sidestøtte og med en omrørt sone rundt sprengningspunktet viser $F = 1.06$**

Analysene bekrefter at området der initialskredet gikk hadde en utilfredsstillende stabilitet før anleggsarbeidet ble startet opp. Ved inntak av sidestøtte vises likevel at initialskredet ikke ville ha skjedd uten omrøring av en leirsone tett på sprengningspunktet. Innføres en slik sone er sikkerheten langs profil B svært nær 1,0 (1,06). Kvikkleiren i den omrørte sonen er satt til 2 kPa og utstrekningen av sonen er estimert ut fra observasjoner under utgravning av de sprengte massene på stedet. Dette kan betraktes som et konservativt anslag da beregninger i Kap. 4 viser at den omrørte sonen er vesentlig større enn den som er benyttet her.

Profil A som ligger ca. 15 meter lenger mot syd i forhold til profil B, viser for samme tilfelle med sidestøtte og en omrørt sone en sikkerhet på $F = 0,97$, se Figur 15 i hovedteksten. Forskjellen skyldes et noe brattere terreng.

Analysene av profil A og B viser klart at profilet hadde en lav sikkerhet mot brudd før anleggsarbeidet tok til og viser videre at en omrøring av en sone pga sprengning gjør skråningen

Vedlegg C

Uttalelse fra professor Bjørn Nilsen NTNU vedrørende geologiske forhold

KVIKKLEIRESKRED KATTMARKA, NAMSOS – VURDERING AV INGENIØRGEOLOGISKE FORHOLD Notat etter befaring 29.04.2009

Bakgrunn

På oppdrag av Prof. Steinar Nordal, formann i ekspertgruppa oppnevnt etter kvikkleireskredet i Kattmarka ved Namsos den 13.04.2009, foretok undertegnede befaring til Kattmarka den 29.04.2009. Formålet med befaringen var å bistå gruppa med registrering og vurdering av de ingeniørgeologiske forholdene til bergmassen i området hvor det ble utført sprengningsarbeider like før skredet inntraff, dvs. i det sydøstlige hjørnet av skredgropa. Tidspunktet for befaringen var valgt på bakgrunn av at det denne dagen var lagt opp til utgraving av sprengstein i det aktuelle området. Steinar Nordal, Arnfinn Emdal og Christian Madshus fra ekspertgruppa var til stede under utgravingen i tillegg til undertegnede samt en rekke personer involvert i oppmåling, sprengnings- og gravearbeider, representanter fra DSB, politi etc.

Som grunnlagsmateriale ble følgende materiale mottatt i forkant av befaringen:

- Geoteknisk prosjekteringsrapport datert 16.02.2009, utarbeidet av Multiconsult.
- Faktabeskrivelse datert 17.03.2009, utarbeidet av Statens vegvesen Region Midt.
- Salveplaner for salve 16-19 utarbeidet av Følling (udatert).
- Diverse fotografier av området tatt før og etter skredet.

Ingeniørgeologiske forhold

Berggrunnen i det aktuelle området tilhører grunnfjellet, og er på Berggrunnskart i målestokk 1:50.000 fra NGU (kartblad 1723IV Namsos) angitt som granittisk til granodiorittisk gneis (alder rundt 1000 mill. år). På 1:5000-kartet er det generelt angitt for Kattmarkområdet at skifriheten i gneisen stryker NV-SØ og faller 55-70°NØ, dvs. i utgangspunktet gunstig med hensyn til stabiliteten for vegskjæringene langs Kattmarkvegen.

I området for de sist utførte sprengningsarbeidene ble det under befaringen konstatert at bergarten er en massiv, lite oppsprukket granittisk gneis. Strøk og fall for skifriheten, som jevnt over var relativt lite markert, ble målt til N135-150°Ø/40-50°NØ (dvs. stabilitetsmessig gunstig med fall inn i bergveggen). Det ble observert enkelte sprekker langs foliasjonen, med sprekkeavstand fra ca. 1m og opptil flere meter. Det mest markerte sprekkesystemet var likevel som vist på Foto 1 på tvers av foliasjonen ("tverrsprekker", strøk/fall i hovedsak N100-130°Ø/60-70°NØ), med typisk avstand rundt 2m mellom markerte sprekker. I noen av tverrsprekkene (inkludert "1" på Foto 1) ble det observert partier med 1-2 cm tykt kalkspatbelegg, og langs noen markerte slepper (inklusive "2" på Foto 2) ble det observert oppknust materiale og litt leire. Basert på Q-verdi ble bergmassekvaliteten av den granittiske gneisen utenom sleppesoner vurdert som generelt "god" ($Q \geq 20$).

Enkelte steder i den massive gneisen, som så ut til å falle sammen med partier med spesielt høy andel av kalifeltspat, ble det registrert soner med forvitring og stedvis omdanning til finstoff (enkelte steder leirmateriale). I området nær de sist utførte sprengningsarbeidene representerer kløfta like nord for salve 17/19 den desidert mest markerte forvitringssonen (markert "K" på Foto1). Strøk/fall for svakhetssone K ble målt til N32°Ø/70°Ø, og total bredde anslått til ca. 3,5m. Sonen ble funnet å bestå av en blanding av forvitret materiale som beskrevet ovenfor, sterkt oppsprukket berg og enkelte mer massive partier. I perioder med nedbør er det nærliggende å anta at denne sonen har vært spesielt vannførende. Bergmassekvaliteten for sone K ble under befaringen vurdert til "ekstremt dårlig" (Q-verdi 0,1-0,2).

Mulige konsekvenser av ingeniørgeologiske forhold for utfallet av salve 19

Syd for sone K var salve 17 og 19 begge lagt opp med tanke på skyteretning/utslag nordover, slik at massene ikke skulle belaste leirområdet i vest, men kastes fram mot kløfta langs sone K. Salve 17 gikk etter planen, men like etter avfyring av salve 19 startet altså skredutviklingen. Salve 19 besto i følge salveplanen av i alt 13 konturhull med c/c 0,7m og 9 hull i 3 rader utenfor konturen (maks. dybde av konturhull ca. 8m). Selv om dette altså ikke var noen spesielt stor salve vurderes den å ha hatt potensial til å gi betydelig bevegelse av sprengningsmassen også på tvers av planlagt utslagsretning, spesielt når sprekkeretningene er ugunstige.

Basert på de observasjonene som ble gjort under befaringen, og spesielt under utgravningen, er det nærliggende å anta at det på grunn av markerte, ugunstige orienterte sprekker kan ha skjedd en betydelig bevegelse på tvers av planlagt utslagsretning. Spesielt ugunstige sprekker i denne sammenheng vurderes å ha vært den meget gjennomsettende, bølgete tverrsprekken "1" på Foto 1 og 2 (strøk/fall N120-130°Ø/60°NØ), og den markerte sleppeflaten "2", på Foto 2 (strøk/fall N155°Ø/36°SV) som ble avdekket under utgravningen. Til sammen avløste disse to planene en stor, kileformet bergmasse som så ut til å ha glidd fram noe over en meter langs plan 1 i retning mot kvikkleireområdet i vest (se Foto 2).

Fronten av blokk B på Foto 2 var spesielt tydelig skjøvet fram i forhold til bergmassen bakenfor og bar preg av å være naturlig dannet (rester av marin leire observert i fronten). Helningsvinkelen til plan 1 er så steil at bergmassen med blokk B vurderes å ha hatt liten sikkerhet mot utglidning også i forkant av sprengningsarbeidene, og det er derfor sannsynlig at blokk B har glidd fram som resultat av gasstrykk i sprekker og slepper under sprengning av salve 19. Strøk/fall for fronten av blokk B ble målt til N25°Ø/70°Ø.

Trondheim, 15. mai 2009

Bjørn Nilsen



Foto 1. Sprengstein fra salve 19 før utgraving. "1" og "2" er spesielt markerte slepper.



Foto 2. Nedre del av bergmasse som ser ut til å ha glidd ca. 1m langs sleppe 2. Massen er avløst av sleppe 1 i sør. Blokk B i front.

Vedlegg D

Øyevitnebeskrivelser

Ifølge Adresseavisen den 14. mars ble 7 personer berget ut av selve skredområdet, mens 38 personer totalt ble hentet ut med helikopter når en tar med de dels isolerte områdene rundt.

De følgende opptegnelser er basert på intervju av og samtaler med de aktuelle personer ved befaringer i Namsos samt telefonsamtaler dels før og dels etter befaringen.

Svein Magne Haugen

Beboer Kattmarkvegen 38, telefonsamtale 26. mars, intervju under befaring 31. mars og

Viola Karla Fjerdingsøy Haugen

Beboer Kattmarkvegen 38, telefonsamtale 3. april

Ekteparet hadde god utsikt til sprengningsstedet fra sitt kjøkkenvindu og sto å så på den første delen av skredutviklingen. De hadde nettopp kommet hjem fra bytur og observerte at det snart skulle sprenges: De nevner at entreprenøren flyttet gravemaskinen før sprengningen ”200 m lenger nord” enn ved tidligere sprengning. De la merke til at gravemaskinfører, Hans Jarle Stein, og Steinar Halvorsen, beboer i Kattmarkvegen 79, stod på veien ved maskinen. Ekteparet beskrev salve 19 som en ”forferdelig smell”. Svein Magne bemerket at sprengningsmassene ikke ble løftet opp, men ”gikk ned”. Svært kort tid etter smellen så de trær sør på Vigdis Thorsen sin eiendom, Kattmarkvegen 55, falle og kommenterte dette seg imellom med at ”vegvesenet nå hadde begynt å sage trær hos a Vigdis”. Trærne nærmest fjellhammeren gikk først. Deretter, nesten samtidig, så de plutselig en vegg av grå – brunt vann eller leire reise seg (sprute opp som en kaskade) omtrent mellom sprengningsstedet og Vigdis sitt hus. Veggens form var buet med form som ”Operahuset i Sydney”. Veggens høyde var høyere enn Vigdis sitt hus og falt inn mot Vigdis sitt hus. Viola kommenterte veggens form i spørsmåls form ”hva var det – stein?” og Svein Magne svarte at ”nei det var noe i væskeform”. (Væskespruten er ikke observert av andre og er vurdert til enten å være omrørt leire som kastes opp eller sprut fra vannledning i fjæra idet den røk.) De observerte at den videre skredutvikling skjedde svært fort: Vigdis sitt hus ”virvlet rundt og ble kastet utover”. De hørte en hard smell. Så fortsetter skredet å bre seg mot dem. Det så ut som ”havbølger i terrenget”. De så at huset til Finn Tore Svendsen ble rammet. Da huset til Sturla Forås (nr. 59) noe etter ble tatt, la de spesielt merke til at huset beveget seg mot dem langs riksvegen. På dette tidspunkt sprang ekteparet Haugen barfot ut av huset sitt og i sikkerhet opp i fjellskråningen bak huset. Finn Tore Svendsen bemerket: ”Kom ikke i farten på at huset står på fjell”. Fra fjellet bak huset så de flodbølger på sjøen: ”4-5 meter høye”. Haugen fortalte for øvrig at da de bygde huset i nr. 38 rant blåleira ut mellom bergknausene da de sprengte.

Finn Tore Svendsen

Beboer Kattmarkvegen 57, telefonsamtaler 30. mars og 3. april, ikke tilstede under befaring.

Finn Tore Svendsen stod bak hushjørnet sitt og så på sprengningen. Han så mattene ”fløy/løfte seg”. Han så ”noe steinmasser” komme ut under mattene og litt steinsprut. Bemerket til seg selv: ”Den var hard”. Han gikk deretter inn. Han hørte gravemaskinen belte seg ned mot sprengningsstedet, men merket at den snart snudde og beltet seg opp igjen. Han ble så varslet om skredet av gravemaskinføreren, som sa: ”Vi må springe, det raser.” Det kan da ha gått ”et par minutter” siden salva. Han greip mobil, briller, tobakk og gåstavene sine og gikk sammen med gravemaskinføreren så fort han kunne opp fra huset sitt og mot veien og videre nordover. De ble tatt igjen av skredutviklingen. Svendsen ble stående ved gravemaskinen og ble med skredmassene på et flak. Han ble senere hentet ut av skredområdet med helikopter. Han forteller for øvrig at dårlige grunnforhold var velkjent: Det ristet hver gang bussen passerte.

Steinar Halvorsen

Beboer Kattmarkvegen 79, samtale under befaring 31. mars

Steinar Halvorsen stod på veien sammen med gravemaskinfører Hans Jarle Stein da salve 19 gikk. Han så dekkmattene løfte seg 1 til 1,5 meter, ”godt dekket, lite steinsprut, så ingen steinmasser som ”kom ut”. Han la deretter ikke merke til noe spesielt før skredet hadde startet. Han så skredet skyte fart med store bevegelser i terrenget før han begynte å løpe mot Forås i Kattmarkvegen 59. Han hørte en knitrelyd – gnistrellyd – rundt seg, men så ikke hva den kunne komme fra. Mona Heia (se nedenfor) sprang etter hvert sammen med ham forbi Forås. De kom seg i sikkerhet opp mot postkassestativet i nord.

Mona Heia

Beboer på gården Katmarken nord for skredområdet, telefonsamtale 3. april.

Mona Heia skulle på jobb i Namsos og kom kjørende i en grønn bil fra nord inn i skredområdet umiddelbart etter at salva var gått. Hun stoppet ved postkassa til Svendsen i Kattmarkvegen 57. Hun traff Halvorsen på vegen, som fortalte at et hus hadde sklidd ut. Hun gikk da ut av bilen og sørover mot gravemaskinen for å se hva som skjedde. Hun så Svendsen komme ut av huset sitt. Hun så deretter at vegen sprakk opp foran seg, snudde og sprang det hun kunne. Hun så leieboeren hos Forås i Kattmarkvegen nr. 59 få problemer idet husene der ble rammet. Det var ikke mulig å hjelpe, og hun sprang videre for å berge seg. Hun sprang sammen med Halvorsen til de møtte Per Olav Flakk omtrent ved postkassestativet i nord.

Per Olav Flakk

Beboer Kattmarkvegen 65a, samtale under befaring 31. mars.

Per Olav Flakk stod i bil sør for postkassestativet i nord sammen med samboer Anne Karin Rømo og ventet for å kunne kjøre mot Namsos. Han hadde god utsikt, men var relativt langt fra salva. Han hørte smellen og så ”noen sekunder etterpå” den første av to flodbølger bre seg i sjøen rett utenfor der salva gikk. Den første flodbølgen gikk mot Gullvika i sør, den neste mer mot vest. Begge hadde skumtopper, de var kanskje 2 meter høye. Han så begge bølgene før han så at trærne på land begynte å røre på seg. Per Olav Flakk så deretter at skredet begynte å spre seg bakover.

Per Olav Flakk rygget umiddelbart sin bil nordover. Han så huset til Svendsen (nr. 57) bevege seg rett vest – så mot byen (sørover). Skredet utviklet seg videre gradvis i store biter på 10 – 15 meter, det hørtes dump etter dump. Per Olav Flakk kom seg i sikkerhet, hentet tau og hjalp Trine Ingebrigtsen (beboer i nr. 59) som satt fast i skredet med et barn. Flakk ble selv sittende fast og alle tre måtte hentes ut med helikopter.

Kjell Arne Ferstad

Anleggsarbeider, skytebas hos P.I. Følling AS, intervju 31. mars og 29. april.

Ferstad stod sammen med dumperkjører Ove Almlid ved garasjen til Kattmarkvegen 30 sør for skjæringen da han fyrte av salva kl. 11.39.02. Etter avfyring gikk Kjell Arne Ferstad raskt fram på vegen nordover gjennom skjæringa mot profil 400 for å se ”hvordan det hadde gått”. Han var spent på dekning og sprut. Han fikk på veien dit beskjed på walkie-talkie/radio fra gravemaskinfører: ”Dette gikk bra, kun to lass på veien.” Han kom fram til salva omtrent et halvt minutt etter avfyring og observerte at det var falt ca. 20 – 30 m³ sprengstein ned på vegen. ”Massene slo ikke hull på telen”. Ferstad var knapt kommet fram før han så en sprekk åpne seg foran ham nesten på tvers av vegen. Han snudde seg og så umiddelbart også en sprekk bak seg. Samtidig roper han til gravemaskinfører Stein på walkietalkie: ”Nå raser det”. Han vurderte avstanden mellom sprekkene foran og bak seg til ca. 10 meter. Han rakk ikke å springe unna og ble med den første utglidningen ned. Han klarte å hoppe på skredmassene og kom seg etter hvert med en kraftanstrengelse opp og ut av skredet i retning mot fjellet rett i øst. Mens han strevde med å komme seg i sikkerhet skimtet han at skredet utviklet seg videre mot nord. Huset til i Kattmarkvegen 55 raste ut ca. 2 min etter avfyring av salve 19 i henhold til vibrasjonsmåleren på huset.

Hans Jarle Stein

Gravemaskinfører ansatt hos entreprenør Br. Brøndbo AS, intervju den 29. april.

Da salva gikk stod Hans Jarle Stein sammen med Steinar Halvorsen (beboer i nr. 79) på vegen ved

gravemaskinen omtrent 50 meter nord for avkjørselen til Haugen sitt hus i Kattmarkvegen 38. Stein observerte at moderate masser (anslått til ett til to lass) kom ned på veibanen og han informerte sprengningsbasen om dette på walkietalkie. Deretter startet han å belte maskinen sørover for å laste ut. Han kom kun ca. 50 meter nedover før han hørte Ferstad rope på walkietalkien: "Nå raser det!". Han så deretter at Ferstad forsvant i skredet, hoppet ut av maskinen og sprang nedover mot skredet for å se om han kunne hjelpe. Han kom seg ned på siden av Vigdis Thorsen sitt hus (nr.55) og så Ferstad klatre opp av skredgropa. Samtidig merket han at skredet forplantet seg mot ham. Han sprang unna, tilbake langs veien mot nord idet Vigdis Thorsens hus raste rett sørover ved siden av ham og ut i den første skredgropa. Han sprang så videre opp til gravemaskinen, men snudde igjen idet han kom på at Finn Tore Svendsen i nr. 57 var hjemme og måtte varsles. Han sprang ned mot huset hans, ropte og fikk Svendsen med seg ut. Svendsen hadde gåstaver og kunne ikke springe. De kom seg sammen opp til gravemaskinen på Kattmarkvegen, mens veien sprakk opp under dem. Svendsen ble stående ved gravemaskinen mens dette flaket seilte nedover. Stein hoppet videre nordover fra flak til flak og ble fanget i en sprekk med kvikkleire, som åpnet seg mellom flakene. Svendsen var heldigere og ble stående på et flak som ikke sprakk opp. Stein var omtrent ved den grønne bilen til Mona Heia da han ble fanget av leirsuppa. Han gikk langt under, men fikk tak i et kabelrør i leirsuppa og kom seg på mirakuløst vis opp igjen på fastere grunn ved siden av bilen til Mona Heia. Han ble senere som nr. 7 og sistemann hentet ut av et redningshelikopter.

Ove Almlid

Anleggsarbeider, dumperkjører, ansatt hos Br. Brøndbo AS. Tilstede under befarings 31. mars og 29. april.

Han så mye av skredet fra søndre skredkant. Han kjørte fram dumperen fra skjæringen etter sprengningen, men rygget tilbake inn i skjæringa igjen da han ble klar over hva som var ferd med å skje. Han har ikke kunnet gi mange detaljer om første del av skredutviklingen siden han var mest opptatt av å se hvordan det gikk med folk i skredet. Han så Ferstad komme seg i sikkerhet og at Hans Jarle Stein sprang unna. Han så Vigdis Thorsen sitt hus nr. 57 rase, reise seg i bakkant og komme ned i skredgropa rett mot seg. Han så hvordan skredet suksessivt forplantet seg bakover inn langs veien og tok med seg området mot sjøen.

Trine Ingebrigtsen

Hun og familien bodde i Kattmarkvegen 59. Telefon 3. april.

Trine Ingebrigtsen og samboer Kenneth Sæternes hørte salva og betegner smellet som ekstraordinært høyt. De så kort tid senere ut av vinduet og så hytter og telefonstolper bevege seg. Huset knaket og de sprang ut men ble skilt fra hverandre og Trine ble stående fast i leira til knærne med en baby i armene. Per Olav flakk kom senere til unnsetning med klær, men ble selv sittende fast. De ble hentet ut med helikopter.

Hilde Sissel Sagvik

Hun var på besøk hos sine foreldre i Fiolveien 7 da skredet gikk. Telefon 3. april

Hun hjalp til med feiring av en 50-års dag. Kommenterte sprengningen med: "Den hørte vi nesten ikke". Hun oppdaget snart etter at de var blitt "vasslaus". Hun så deretter skredmasser bevege seg ut i fjorden. Meldte fra til politiet om skredet på telefon.

Ronny Hårstadstrand

Beboer i Kattmarkvegen 75. Telefon 3. april.

Han satt sammen med sin samboer Tone Aasbø i bil i syd og ventet på å kunne kjøre inn. De var nummer to i køen av biler. De mener det kan ha tatt ca. et halvt minutt fra salva gikk til de så trærne bevege seg. De så deretter at store mengder skredmasser kom ut i sjøen og ringte nød-sentralen.

Lene Følstad, Kenneth og Espen Andresen,

Beboere i Kattmarkvegen 28, sør for skredet. Samtale hjemme hos familien 28. april.

De hørte smellen fra salva som et tungt drønn. Ifølge sønnen var det omtrent slik det pleide å høres. Lene gikk snart etterpå til kjøkkenet. Da var vannet borte. Hun så ut vinduet og så skredmassene med skog og uthus flyte/strømme utover sjøen. Dette kan ha vært fra et halvt til et par minutter etter sprengningen. Mye masse kom tidlig i retning der spissen på skredmassene i dag ligger mot sørøst (slik det sees fra deres hus). De fortalte for øvrig at det pleide å riste når bussen passerte.

Sturla Forås,

Beboer i Kattmarkvegen 59. Telefon 17. juni.

Sturla Forås var hjemme sammen med kona og barnebarnet da skredet skjedde. Han hørte en sprengladning gå av ”noen sekunder” før skredet. Det begynte å buldre og brake utenfor huset som så begynte å skli mot sjøen. De ble med huset som gynget opp og ned under det som etter hvert ble en rundt 60 meters ferd, og kom seg etter hvert ut på altanen. De ble senere fraktet ut av skredet med helikopter. Barnebarnets mor stod først i bilkøen i sør.

