

Forord

Denne oppgaven skal forsøke å klargjøre en del metoder og teknikker for å bedre avkastning ved sprengning for å få blokk til molo eller andre erosjonshindrende tiltak. Sprengning er i seg selv en kompleks sak, selv om de fleste skytebaser synes det er en grei, og forholdsvis enkel oppgave. Kompleksiteten kommer nok først frem når vi begynner å dykke inn i teorien og skal beskrive de fysiske arbeidene som oppstår i forbindelse med en sprengning.

Denne oppgaven blir i liten grad å ta for seg de kjemiske reaksjoner som foregår. Pr januar 2010 kom det en ny lov om eksplosiver. Denne er ganske omfattende endret lik det den ble i 1994. En tid etter siste endring kommer det ut en ny veiledning til forskriften og her vil det komme frem hvordan de enkelte endringer skal oppfattes. Disse endringene vil være så store at jeg derfor ikke i nevneverdig grad henviser til dette lovverket i oppgaven da det vil føre til at oppgavens gyldighet meget snart ville være over tidsmessig.

Generelt så har sprengning som mål å knuse fjell ned til de størrelser som er formålstjenelig for det formål massene er tiltenkt. Det kan være til fyllmasser til veier, flyplasser, moler eller til knusing for å kunne brukes til forsterkningslag, bærelag eller slitedekker. Felles for alle disse bruksområdene mfl. er at det stilles krav til massene som skal benyttes. Kravene varierer for de ulike bruksområder og klassifiseres forskjellig alt etter hva som skal være massens hovedfunksjon.

Dette innebærer at sprengningen, som er første ledd i produksjonen av disse massene, må utføres slik at ikke disse blir påført unødvendige belastninger slik at de ikke kan benyttes til det formål de er tiltenkt. Med de lave økonomiske dekningsgrader som er, kan feil sprengning faktisk utgjøre et være- eller ikke være for en bedrift. I tillegg vil et byggverk slites fortere enn beregnet dersom det utsprengte berget har for mye riss i seg. Det er derfor viktig at kunnskap om de forskjellige ledd i en produksjon kommer frem til dem som utfører jobben. Alle kan ikke sitte med inngående kjennskap til alt i en slik produksjonskjede og det er også derfor viktig å finne frem til, og benytte, konsulenter i tilfeller der det kreves spesiell kompetanse for å løse mer innviklede problemstillinger. I den forbindelse vil jeg minne på kravet om at det prosjekterende skal legge ved overordnede sprengningsplaner ved ethvert anbud. Disse skal være en del av risikovurderingene/konsekvensanalysene.

Blokksprengning kan defineres som en spesiell sprengning, på lik linje med sprengning med spesielle rystelseskrav, sprengning i tunneler og sjakter med krav, sprengning under vann nært konstruksjoner etc., eller spesielle krav mot luftsjokk, avrenninger eller støv. Dette er bare en del eksempler tatt fra en lang liste.

For å få en forståelse av hva sprengning av blokk innebærer er vi derfor nødt å ta en reise gjennom den generelle sprengningsteknikken som er grunnlaget for forståelsen, og samtidig

skal vi se litt på enkel geologi for samtidig å se på hvordan enkelte parametre kan forandre resultatet radikalt.

Oppgaven vil belyse en del formler og metoder som generelt ikke benyttes av skytebasar, men som for viderekommande, spesielt interesserte og spesialister er mer matnyttig. Disse formlene og tabellene må ikke under noen omstendigheter benyttes ukritisk. Selv om formlene og deres underbyggende teorier ser tilforlatelige ut beskriver de alle bare en del av et hendelsesforløp, et idealisert tilfelle, og de omliggende kriterier som kom frem under utviklingen av formlene, og alle formlenes svakheter er ikke medtatt her.

Innhold

1	Sprengningsteknikk	2
1.1	Starten av historien	2
1.2	Lærebøkene	3
1.3	Målet med sprengningen.....	4
1.4	Litt om utstyret	5
1.5	Ladningsberegning gjennom tidene	8
1.6	Borplan.....	8
1.7	Ladningsberegning	12
1.8	Rystelser.....	15
1.8.1	Beregning av rystelseskrav	15
1.9	NS 8141.....	16
1.9.1	Beregning av sprengningsinduserte rystelser	19
1.9.2	LadningsekspONENTEN α	22
1.9.3	Dempingskoeffisienten β	23
1.10	Luftsjokk.....	28
1.11	Fragmentering	30
1.11.1	Formler	30
2	Blokkspengning.....	33
2.1	Hva er blokkspengning	33
2.2	Fallgruver innen blokkspengning	34
2.3	Teknikker for sprengning av blokk.....	36
2.3.1	Normal sprengning med senket ladning	36
2.3.2	Splitting av fjell.	38
2.3.3	Air deck.....	39
3	Geologi	41
4	Drøfting av tiltak	45
5	Konklusjon.....	46
6	Vedlegg.....	47
6.1	Geologi.....	47
6.1.1	Opprinnelsen	47
6.1.2	Densitet.	50

6.1.3	Porøsitet og permeabilitet.	51
6.1.4	Lydhastigheter målt med pulsgenerator.....	52
6.1.5	RQD - systemet	52
6.1.6	Fukteutvidelse.....	54
6.1.7	Varmeutvidelse.	54
6.1.8	Varmeledningsevne.....	55
6.1.9	Bølgeforplantningsevne - lydhastighet.	56
6.2	<i>BERGARTERS ELASTISITET OG STYRKE</i>	59
6.2.1	Elastisitetsmodulen. E.	59
6.2.2	Den totale spennings-/ tøyningskurve.....	60
6.2.3	Bruddtyper og hvorfor disse oppstår.....	62
6.3	<i>METODER FOR BESTEMMELSE AV BERGARTERS STYRKE</i>	63
6.3.1	Enakset trykkforsøk.....	63
6.3.2	Triaksialforsøk.	64
		65
6.3.3	Punktlasttesten.	65
6.3.4	Styrkeanisotropi	67
7	Litteraturliste	71

Figur 1 Diverse borkroner for 32 til 51 mm stål	5
Figur 2 Nye og brukte retrack kroner	5
Figur 3 Standard og retrack krone	5
Figur 4 Tamrock Commando 120R	6
Figur 5 Tamrock Ranger 700 og 780 - 2 på pall	6
Figur 6 Fjellkonstanten "K"	22
Figur 7 Karakteristisk rystelsesbilde	24
Figur 8 Sammenhenger bølgeteori	25
Figur 9 Frekvens i forhold til avstand	26
Figur 10 Rystelsers merkbarhet for mennesker	27
Figur 11 Salve utenfor kontroll	35
Figur 12 Skisse av air deck hentet fra Phil og sønn, Melkøyarapporten	39
Figur 13 Nødvendig boring produksjonssalver og Blokkssalver. PR 12B-98, NTNU	40
Figur 14 Punktlaststyrke kontra sprengbarhetsindeks	42
Figur 15 Anisotropt berg, sprekke-mønster	43
Figur 16 Finslipbilde av forskjellige bergarter	48
Figur 17 Eksempel på klassifisering av blokk via bildetaking	54
Figur 19 Lydhastighet kontra tetthet	57
Figur 18 Pulsgenerator/oscilloskop prinsipp	57
Figur 20 Lydhastighet som funksjon av vannmetning	58
Figur 21 Elastisitetskurver	60
Figur 22 Den totale spennings-/tøyningskurve for en bergart	60
Figur 23 Bruddtyper i berg	62
Figur 25 Triaksial prøvesylinder	64
Figur 24 Punktlaststyrke i forhold til vanninnhold	64
Figur 26 Innvirkning av sidetrykk på en bergarts bruddspenning og tøying	65
Figur 27 Bruddspenninger i forhold til diameter på kjerner	66
Figur 28 Punktlastapparat	67

Tabell 1 Viser maksimal forsetning.	13
Tabell 2 Tabell for grunnforholdsfaktor, NS 8141.....	17
Tabell 3 Tabell for byggfaktor NS 8141	17
Tabell 4 Tabell for materialfaktor, NS 8141	17
Tabell 5 Tabell fundamenteringsfaktor, NS 8141	17
Tabell 6 Tabell for avstandsfaktorer, NS 8141	18
Tabell 7 Tabell for kildefaktor, NS 8141	18
Tabell 8 Modellering med alfa og beta	21
Tabell 9 Oversikt blokk-klasser.....	34
Tabell 10 Egenskaper noen sprengstoffer egnet for blokksprenghing. Oricas produktinfo....	39
Tabell 11 Eksempel på ladetabell for airdeck sprenging.....	40
Tabell 12 Densitet i en del bergtyper	50
Tabell 13 Porøsitetstabell for noen norske bergarter.....	52
Tabell 14 Eksempel på RQD tabell i forhold til avstander sprekkesett.....	53
Tabell 15 Varmeledningstabell for noen bergarter.....	55
Tabell 16 Strekkfastheter for noen bergarter normalt og parallelt	69

1 Sprengningsteknikk

1.1 Starten av historien

Sprengningsteknikk omhandler alt arbeid fra planleggingen av en sprengning starter til salven er sprengt og etterregning og evaluering er utført. Sprengningsteknikken har til dels utviklet seg i takt med at forskningen har kommet med stadig nye og bedre sprengstoffer og tennmidler. Fra svartkruttlunten med fengheten så dagens lys, til vi i dag ser at elektroniske tennere begynner å få sin renessanse, har det tatt i overkant av hundre år.

I denne epoken har vi hatt tre større omveltninger som har satt sine spor innen sprengningsteknikken. Den første var overgangen fra svartkruttlunte til elektriske momenttennere som førte til at avfyringsøyeblikk kunne kontrolleres og at sikkerheten ved flere tennere samtidig ble vesentlig bedre.

Så kom elektriske tennere med forsinkelse som igjen førte til at større salver kunne sprenges kontrollert. Dette gav veldig stor gevinst både for sikkerheten og kvaliteten på arbeidet. Til slutt fikk vi Nonelens inntog som det første store ikke elektriske tennersystemet. Denne nyvinningen førte til at sprenging inntil strømførende ledninger og under jord ble betydelig tryggere. Kostbare og tunge skyteapparater og til stadighet knuste skytekabler ble historie.

I dag er som skrevet elektroniske tennere på tur å innføres. Stadig større krav til kontroll av rystelser og fragmentering setter også krav til større nøyaktighet i tennsystemene. Her skiller disse tennene seg ut med stor nøyaktighet og mange intervaller tilgjengelig. Det er også en fordel at salven kan nummereres etter at den er ladet. Dette gir mulighet for endringer helt frem til avfyring dersom det skulle bli oppdaget nye ting som fører til usikkerhet om gammel nummereringsplan.

I samme tidsrommet er også sprengstoffene blitt betydelig tryggere og mer stabile. Fra nitroglyserinens oppdagelse og frem til slurryen i dag er det kvantesprang både sikkerhets-, og effektmessig. Fra enkelhullsladning med stor sjanse for at noe kunne gå galt, til dagens lademetoder der flere tonn sprengstoff pumpes ned i timen uten fare for at det skal smelle ved en feil bevegelse, er det gått noe over hundre år. Miljømessig er det blitt slik at sprenggassene ikke lengre er så helseskadelige dersom de oppsatte regler følges.

Det å bruke sprengstoffer har tradisjonelt hvert et erfaringslært arbeid der det har krevd mange års erfaring for å kunne bli en trygg skytebas. Læringen var erfaringsbasert med overføring av erfaringer fra bas til bas. Men i takt med verden rundt oss så kommer det stadige nye krav, lover og regler å forholde seg til. Den tradisjonelle skytebasen med kjeppen i hånda er på tur å bli faset ut. Fremdeles kreves det erfaring, men det kreves også teoretisk påfyll for å kunne møte den stadig økende mengden med krav som er kommet og vil komme i fremtiden. Dokumentasjon av planer, utførelse og evalueringer er blitt en del av yrket for en skytebas.

Dette fører kanskje til at vi vil se en form for generasjonsskifte på skytebasene på lik linje med det sprengstoffet og tennene har gjennomgått. Dette underbygges også av den deling vi ser i lov om eksplosiver av 2010 der det splittes mellom "Bergsprenger" og "Bergsprengningsleder".

I dag settes det krav til at alle deler av et sprengningsarbeid skal være planlagt i detalj fra planlegningen starter til ferdig salverapport er utfylt. Det kan være en omstendig, og krevende jobb å sette ord på alt det som skal utføres under en sprengning. Omgivelser skal oppserveres og nedtegnes, fjell skal klassifiseres og undersøkes for sprengningskvalitative parametre, konsekvensanalyse skal lages for alt som kan gå galt. Naboer og gjenboere skal varsles og informeres. Og sist men ikke minst skal det lages spesifikke bor, tenn, og ladeplaner med rapporter etter at salve er sprengt for å ha sjekket at alt forløp som planlagt og eventuelle avvik registreres. Dette er blitt en jobb for "bergsprengningsleder" som ikke behøver å ha kompetanse om selve sprengningsarbeidet slik som "bergsprenger". Hvordan dette over tid vil slå ut vil vise seg, men det er bekymringsfullt dersom kommunikasjonen mellom disse to ikke er fullgod.

1.2 Lærebøkene

Etter at de elektriske millisekundtennerne gjorde sitt inntog ble sprengningsomfanget i salvene stadig mer kompleks. Salvene ble større, og muligheten til styring av salvene forandret en del på tenkemåten innen sprengningen. Grytebrenning var på tur ut og boring måtte skje ut fra hvordan salven skulle sprenges. Det ble behov for mer lærdom. Den tidligere ordningen med at lensmannen eller politiet utstedte sprengningspapirer opphørte. Det tvinger seg ettertiden frem mer teoretisk kompetanse for kunne utføre vanlig sprengningsarbeid. I starten av denne epoken var det nok å lese litt på egenhånd i et fastsatt pensum også avlegge en prøve for en godkjent instans. Etter hvert kom det krav om fagopplæring med fagbrev og sertifikatene måtte fornyes. I dag er det ny ordning på gang igjen der en todeling av bassystemet er målet. "Bergsprengningsleder" og "Bergsprenger" vil være de nye sertifikatnavnene. Begge må gjennom en teoretisk og praktisk del. Forskjellen ligger i hovedsak at brukerne må ha sprengningspraktisk erfaring mens lederne mer skal lede sprengningsarbeid. En og samme person kan ha begge sertifikatene, og må ha dem om han skal drive selvstendig arbeid. Med andre ord fortsatt erfaringsbasert læring.

Men så var det gjennomføringen av dette da. Skytebasyrket er stort sett et ensomt arbeid der basen som regel er den eneste i teamet som har papirer for sprengning. Dermed er det vanskelig å få den riktige overføringen av erfaringer opp i systemet og læringen blir så som så i forhold til det som kunne vært. Enkelte større firma har flere baser ansatt og vil enklere kunne få optimalisert utbytte av læreprosessen.

De fleste lærebøkene er begynt å trekke på årene, og det er vanskelig å finne bøker som går litt videre ut over det minstekravet som stilles til en bas. NFF har laget en liten hendig bok som kan tas med i lommen og som viser planer og oppdaterer på lovverk for hver ny utgave så dette er et godt hjelpemiddel på lovsiden. Men så var det selve tekniske utførselen da.

1.3 Målet med sprengningen

Starten på enhver sprengning bør være å definere målet med sprengningen. Hva er det som skal sprenges og hvorfor? Er det en salve som skal sprenges for knusing så er god og gradert fragmentering uten for mye sintring et mål.

Dette er et mål fordi dette øker produksjonen og minsker kostnader ved forhøyet svinn og slitasje på utstyr. Altså er økonomi det viktigste parametret for denne sprengningen. Det betyr ikke at sikkerhet er satt bak, for det er et krav som er ufravikelig.

Er det derimot en hustomt som skal sprenges midt inni en tettbebyggelse der det er krav til rystelser og mange objekter som kan få skade blir fokus endret. Her vil målet være å få sprengt tomten ut uten at det medfører skader på omgivelser i mye større grad enn i det første eksemplet. Fragmentering blir her mer uvesentlig i forhold til sikkerhetsaspektet.

Dette illustrerer de store forskjellene i utfordringer en skytebas kan få på kort tid. Den første salven blir en grovhullssalve mest sannsynlig ladet med bulkspengstoff. Det blir relativt få hull pr kg sprengstoff og oftest en lik tennplan for hele salven. Her blir det borhullsvolumet som blir bestemmende for hvor mye sprengstoff det blir pr meter hull.

I det andre eksemplet kan det bli mange små salver boret med langt mindre diametre der det blir benyttet patronert sprengstoff, og det blir nye tennplaner for hver salve som igjen kan ha store variasjoner i rekkefølge og gjennomføring. I begge tilfellene er det nødvendig å vite hva fjellet tåler av sprengstoff.

I den førstnevnte salven vil for lite sprengstoff føre til dårlig knusing, mye blokk og dårlig avkastning. I verste fall kan det bli helt eller delvis pilsalve. Utlasting vil gå seint og det røyner veldig på utstyr.

I tomte kan resultatet bli det samme når det gjelder helt eller delvis pilsalve. Dette vil gi forhøyete rystelser da mesteparten av energien i sprengstoffet omsettes til bølgeenergi og varme. I tillegg vil sprenggassene på en eller annen måte prøve å unnsnippe og dette kan føre til ukontrollert sprut som følge av at fordemning blir blåst ut av hullet, eller at gassen tar andre veier ut gjennom salva. Dette kan sende stein flere hundre meter fra sprengningsstedet. Et annet alternativ er at gassen løfter deler av fjellet og ødelegger det på en slik måte at videre salver må tilpasses denne nye situasjonen. Dette kan føre til betydelig forsinkelse av jobben og det kan bli nødvendig med langt flere salver enn det som var utgangspunktet.

Dette viser at det er nødvendig å definere hva som er målet med sprengningen, for så å lage en skikkelig plan tilpasset salvene, og med en konsekvensanalyse som viser hvilke problemer som kan oppstå og hvilke løsninger som kan velges dersom ting oppstår og avviker fra planen. Det kan høres møysommelig ut, men etter en tid vil det finnes en liten database av planer fra forskjellige plasser og salver og det blir mer en tilpassning av allerede utført planarbeid. I tillegg gir dette verdifull dokumentasjon for bruk i senere tider dersom en sprenging skulle utføres i nærheten. Det er en kjensgjerning at baser arbeider over stadig større områder og må forholde seg til en stadig økende mengde forskjellige typer fjell.

1.4 Litt om utstyret

Videre skal vi se litt på borkronenes effekt på sprengningsplanen. Kroner slites forskjellig alt etter hvilke mineraler og krystaller som finnes i fjellet der det bores. Men resultatet er det samme, redusert diameter på kronene. Det finnes et uttall typer borkroner.



Figur 1 Diverse borkroner for 32 til 51 mm stål



Figur 2 Nye og brukte retrack kroner

Bildene viser at det finnes et stort utvalg av kroner innenfor det området som denne oppgaven omhandler. Det er også verd å merke seg at bildet viser kroner som er beregnet for minst 4 forskjellige typer borerigger. Det er derfor viktig å bestemme hvilket utstyr som må på plass, og hvilke dimensjoner det skal bores med. I motsatt fall, der boreutstyret er på plass må det beregnes ut fra hvilket utstyr som finnes. I enkelte tilfeller er det umulig å benytte det utstyret som er på plass og annet må rekvireres.



Figur 3 Standard og retrack krone

For å få en bedre forståelse av hva slags utstyr som er beregnet for hva skal jeg vise de mest vanlige boreriggstørrelsene som normalt er brukt innenfor det segmentet som oppgaven omhandler. Det finnes rigger fra mange leverandører og jeg har bare tatt de første og beste jeg fant, og som jeg selv er godt kjent med gjennom mange år i markedet.

Det må derfor ikke vektlegges hvilke merker som er avbildet.

Figur 2 viser en Tamrock Commando 120R. Dette er en ideell maskin for hullområdet 22 – 41 mm borkroner. Normalt stål er 7/8 helstål, eller R23 gjengestål. Maks praktisk hullengde 2 stenger og ca 6 meters dyp. Som bildet viser er dette en maskin for små tomter og grøfter og jobber nært inntil konstruksjoner.



Figur 3 Tamrock Commando 302R

Tamrock Commando 300 serien er en maskin for hullområdet 38 – 64 millimeter. Kjerneområdet er 51 mm, altså en såkalt totoms rigg. Normalt stål er R32 mm diameter. Ypperlig maskin til større tomter og grøfter. Har også gummi hjul og kan derfor benyttes på asfalt og beleggstein uten å gjøre skade.



Figur 4 Tamrock Commando 120R



Figur 4 Atlas COP D3

Atlas ROC D3 er neste størrelse og er en maskin for hullområdet 41 – 76 mm. Normalt benytter denne T 38 stenger og borer 10 – 12 meter dypt uten større problemer. Dette er en 2,5 toms rigg som henspiller at den normalt borer med 64 mm kroner som er ca 2,5 tommer i diameter.

Tamrock Ranger 700/780. Dette er den største riggen jeg tar med her. Dette er rigger for T45 stål, og har hullområde fra 64 til 127 mm, og er normalt det som kalles 3 toms rigg. Det vil si at primærkronen er 76 mm. Riggene har hytter og er bygd for produksjon av større salver og middels store oppdrag.



Figur 5 Tamrock Ranger 700 og 780 - 2 på pall

De fleste typer berg har sleper og svakhetssoner som påvirker boringen. Valg av kronetyper og ståldiametre i forhold til hammereffekt vil være første tiltak for å oppnå rette hull. Videre skal matertrykk, rotasjons-, og slagtrykk tilpasses fjell og stål. Det er også viktig å spyle hullet med riktig lufttrykk og mengde. Luften skal spyle hullet slik at stiftene slår på reint fjell hver gang, samtidig skal ikke støvet ha for stor fart ut av hullet, og kronen skal ikke få mottrykk av luft.

Som jeg har vist finnes i dag en hel rekke forskjellige rigger med forskjellige bruksområder. Noen er beregnet for pallsprengning, og disse produseres fra små rigger på litt over 2 tonn til store hytterigger på mellom 20 og 30 tonn. Disse riggene borer normalt hull for sprengning i hullområdet 23 til 175 mm diameter med borehullslengder fra null til ca 30 meter som det normale. I tillegg finnes det tunnelrigger som er beregnet for vanlig tunnelarbeid og roboter som borer grovhull og langhull under jord. Det finnes senkehammerutstyr der hammeren står fremst på strengen og kun rotasjonen kjøres utenfra. Videre bores noe med slag, mens andre borer ved å gnage sund fjellet med spesielle kroner. Dette prinsippet brukes på alt fra opprømningskroner til fullprofilhull for veg eller vann.

Vi skal konsentrere oss om vanlige pallrigger med topphammer og luftspyling som er det mest brukte innenfor det feltet denne oppgaven berører. Normalt hullområde vil være fra 38 til 127 mm diameter på kronene og borstenger fra 23 til 51 mm.

Å oppnå rette hull og justere rigg riktig er en jobb som krever lang erfaring og trening. Det er en særdeles viktig jobb for å bevare stålet lengst mulig i tillegg til de sprengningstekniske effektene av det. En god borvognfører kan være forskjellen på om sprengninger er både sikkerhetsmessig-, og økonomisk gjennomførbare eller ikke. Leverandører av rigger har normalt bormester tilgjengelig for opplæring på boring og valg av borstål.

1.5 Ladringsberegning gjennom tidene

For å forstå hva som er spesielt med blokksprenghing må vi først gjennomgå en del teori om generell sprenghingsteknikk.

1.6 Borplan

La oss se litt på borplanen først. Dette er første praktiske del på salven. Det meste av tilgjengelig litteratur tar utgangspunkt i bormønster og hulldiameter. De fleste bøkene setter $V \times E$ lik 30 til 40 ganger kronediameteren, eller 35 til 45 ganger kronediameteren.

Forskjellen på disse to metodene er hvorvidt feil i merking av hull, ansett og påskråming utføres feil. I første metoden er feilmarginen innregnet i formelen. Det er viktig å poengtere at det er ikke enten 30, 35 eller 40 som er løsningen. Det kan like gjerne være 33,4 antall ganger diameteren.

Men hva betyr dette for sprenghingen? I alle fall vet vi allerede at dette betinger at det må være en fordefinert kunnskap om hva fjellet tåler før en slik metode kan benyttes. La oss ta et noen eksempler. Vi benytter 64 mm borkrone i begge eksemplene, og 2.

beregningsmetode for å finne ut hvilken spesifikk forskjell det blir i ladningsmengde pr m^3 fastfjell. Vi bruker forholdsstall mellom forsetning og hullavstand lik 1.25, noe som er grunnlaget i mye norsk teori. For øvrig et etterslep etter tiden da salvene ble sprenghet radvis med 25 ms forsinkelse mellom rekkene. Vi vil komme tilbake til dette.

E = hullavstand. Avstanden mellom nabohull normalt i forhold til utslagsretning.

V = forsetning. Hullavstand mellom rekkene.

Vi viser et eksempel:

$$E = 35 \times \emptyset \Rightarrow 35 \times 0.064m = \frac{2.24m}{1.25} = 1.79m \quad \text{Dette gir } V \times E = 1,80 \times 2,25 \text{ meter} \quad (0.1)$$

$$E = 40 \times \emptyset \Rightarrow 40 \times 0.064m = \frac{2.56m}{1.25} = 2.05m \quad \text{Dette gir } V \times E = 2.00 \times 2.50 \text{ meter.} \quad (0.2)$$

$$E = 45 \times \emptyset \Rightarrow 45 \times 0.064m = \frac{2.88m}{1.25} = 2.30m \quad \text{Dette gir } V \times E = 2.30 \times 2.90 \text{ meter} \quad (0.3)$$

Dette viser at middels sprenghbart fjell tas ut med $V \times E = 2.0 \times 2.5$ meter.

Dette stemmer jo bra med gamle Dynos, nå Oricas ladetabeller. Men hvor stor forskjell er det fra lettsprengt til tungsprengt fjell?

$$\frac{(2.25 \times 1.80) \times 100}{(2.30 \times 2.90)} \approx 61\% \quad (0.4)$$

Det vil si 61 % differanse i bergvolum pr meter hull fra lett til tungsprengt fjell.

Så legger vi inn sprengstoff og bruker i eksemplet 2.7 kg anolitt pr bormeter.

$$\frac{2.7 \text{ kg / m}}{(2.30 \times 2.90)} = 0.40 \text{ kg / m hull for lettsprengt fjell.} \quad (0.5)$$

$$\frac{2.7 \text{ kg / m}}{(1.80 \times 2.25)} = 0.67 \text{ kg / m hull for tungsprengt fjell.} \quad (0.6)$$

Dette blir en differanse på 0,27 kg pr meter hull som er 67 % differanse i ladningsmengde fra tungsprengt til lettsprengt.

Dette viser at det er viktig å kjenne til hvilken mengde sprengstoff fjellet tåler før borplan tegnes og leveres borvognfører.

La oss se hva dette utgjør på en 64 mm krone som slites ned til 60 mm. Dette er en vanlig slitasje.

$$\text{Arealet av ny 64 mm krone er } \pi r^2 \Rightarrow \pi 32^2 = 3217 \text{ mm}^2 \quad (0.7)$$

$$\text{Arealet av slitt krone er } \pi r^2 \Rightarrow \pi 30^2 = 2827 \text{ mm}^2 \quad (0.8)$$

$$\text{Forskjellen blir } (3216 - 2827) \times 100 / 3216 = 12\% \quad (0.9)$$

Dette eksemplet viser at det er absolutt nødvendig å ta hensyn til kronediameterslitasje når borplan lages. Borvognfører må instrueres om hvordan kronene skal være. Det er ikke noe problem å bore med slitte kroner bare dette blir gjort i system og slik at bormønster kan påvirkes slik at beregnet ladningsmengde ikke endres uten at dette er tatt hensyn til.

På forrige side nevnte jeg feil i utmåling, ansett og påskråning.

La oss se litt på hva dette utgjør.

Vi fortsetter med $V \times E = 2.0 \times 2.5$

Dersom vi slurver litt med merking kan det fort bli 10 cm feil. Det er jo ikke så mye når det er flere meter til neste hull? Men hvor mye er det egentlig?

$$2.0 \times 2.5 = 5.0 \text{ m}^2$$

$$2.1 \times 2.6 = 5.5 \text{ m}^2$$

Dette ble på nytt en feil på 10 %.

Skulle dette gjenta seg under ansett/påskråming kan feilen akkumulert bli over 20 %. Tar vi så med at det kanskje er boret med slitte kroner så havner feilen fort opp mot 35 % i verste tilfelle. I "dødt" fjell trenger dette ikke bety så mye, men i "raskt" fjell kan dette være forskjellen på en vellykket salve eller nærmest en katastrofe. Andre veien så kan et forminskert bormønster oppveie slitte kroner og feilansett men det skal ikke være flaksen som avgjør resultatet. Dette er det som skjer i toppen av salven.

Her har vi vist nødvendigheten av at borvognfører utfører jobben nøyaktig. Det er viktig at denne personen forstår viktigheten ved valg av kroner og at boringen har stor innvirkning på resultatet av sprengningen. Både sikkerhetsmessig og økonomisk vil det være stor gevinst ved å gjennomgå disse momentene og dermed eliminere flest mulig feilkilder.

Nå har vi sett på selve borplanen og hvilke følger det kan få at vi slurver litt med merking og påhugg. Så kommer selve boringen.

Sprengningsplanen skal klargjøre bormønster, altså V x E, diameter og dybden på hullene. Diameteren skrives inn, og det klargjøres hvorvidt det kan bores med slitte kroner, og om det skal gjøres endringer i planen i forhold til dette. Står det i planen 76 mm kroner skal ikke dette oppfattes som tretoms kroner uansett tilstand. Det bør fremgå hvilket slingringsmonn det er på diameter.

Når borplanen tegnes bør den være mest mulig i målestokk, og salven bør inntegnes så godt som mulig med stikk og slepper mest mulig nøyaktig plassert. Det skrives inn hvor første rast skal stå, og deretter forsetning og hullavstand til resten. Hulldybde og underboring under teoretisk nivå skal fremgå. Er salven i kupert terreng eller har tydelige blokker eller soner der det må settes hjelpehull merkes disse spesielt. Dersom det skal bores splitt eller slettsprengningshull gjøres tegningen på eget ark slik at hullavstand og plassering ikke blir en del av hovedsalven. Presplitt bør sprenges før hovedsalven bores da det blir spenninger i fjellet mellom splitthull og hovedbrytehull. Dette kan føre til utilsiktede episoder under begge salvene.

På planen merkes det av siktepunkt, eventuelt retning salven skal siktes mot, og hullkast skrives inn.

Det bør legges ved en hullplan der hullene har fått nummer slik at det i rapporten fra borvognfører kan henvises til riktig hull. I denne rapporten bør det fremkomme høyde fra topp ned til slepper, eventuelle svakere eller hardere soner, tydelig forskjell i synk, og vann i hull. Denne rapporten leveres skytebas som da kan se om det må foretas korrigeringer. Er det tydelig at det ikke er samsvar mellom plan og fjell skal borvognfører kontakte skytebas. Borvognfører må som best prøve å følge planen og dokumentere avvik. Feilansett og feilboring må holdes på et absolutt minimum da dette kan ha stor betydning for salveforløpet. Skytebas bør i ettertid dokumentere hullplassering ved innmåling. Om ikke

mot fastmerker med en totalstasjon så med en laser eller målebånd mot to utsatte merker. Dette vil uansett gi en veldig god pekepinn på hvor store avvik det er i ansett, og med en liten kontroll av kast og hullavvik med en lykt så kan det avgjøres fort om det må gjøres tiltak. På veldig mange salver må graver grave av etter hvert som rigg arbeider seg bakover salven. Her er det viktig at hull sjekkes etter hvert slik at det er sikkert at de er åpne, og i følge planen. Det vil kanskje være umulig å komme seg frem med rigg igjen uten å ødelegge resten av salven på et senere tidspunkt. Akkurat dette strider mot gjeldende regelverk og er et av flere momenter som bør tas inn i overordnet sprengningsplan da det skal treffes tiltak dersom det opereres i grenseland for regelverk.

Men hvor mye kan feilboring utgjøre?

La oss ta et eksempel.

Ved samme bormønster som tidligere, 2.0 x 2.5 meter, borer vi på en 10 meter høy pall.

Dette er en normal pall på en 64 mm krone, men den bør ikke bli så mye høyere.

64 mm kroner sitter normalt i enden av 38 mm diameters stenger. Disse blir myke i lange hull og avvik forkommer ofte.

Vi setter vinkel til 5:1 på kast mot et punkt vi har merket et stykke foran salven. Dette utgjør ca 11° kast. Men under påskråming sklir materen litt og det blir en vinkelendring til 13°.

Dette vises jo nesten ikke med øyet når mann ser på tårnet. I bunnen av hullet så har kronen bommet med over 35 cm i forhold til teoretisk treffpunkt dersom hullet er rett. Tar vi så med slepper og svakheter i fjellet så kan denne differansen fort bli det dobbelte. Avvik under boringen vil etter hvert normalt vises på manometer for rotasjonstrykk. Strengens friksjon mot hullveggen blir stadig høyere og rotasjonsmotstand øker. Dermed vil rotasjonstrykk øke og ofte ser man på stanga at den rykker litt på rotasjonen.

Skulle alle disse avvikene gå i samme retning vil denne salven være direkte farlig å fyre av dersom fjellet er av en rask type. Forsetningen som skulle vært 2.0 meter kan være nede i 1,0 meter i bunnen av hullet og der ligger den kraftigste ladningen som er beregnet etter dobbel så mye fjell foran.

Kastlengde av stein fra en slik salve kan gå opp til flere hundre meter forover. I motsatt fall kan salven bli for tung og trykket kommer ut der det slås hull i salvetoppen. Voldsomme kastlengder kan bli resultatet uansett.

Dette viser at det for salver med dype hull bør utføres sonding når det bores i nytt fjell.

Dette vil gi en indikasjon på hvordan hullavviket er i bunnen av salven og en tredimensjonal profil kan skrives ut. Dette vil gi et godt grunnlag for å endre på boringen slik at denne blir så nøyaktig som det kan bli sett i forhold til sikkerhet, avkastning og økonomi. Det er pr i dag stadig flere firmaer som utfører sonding av hull, og utstyret er i seg selv ikke uoverkommelig i pris for de som ofte må benytte dette.

Det er i tillegg en meget god måte å dokumentere salvenes hull på og som gir skytebasen en unik mulighet til å regulere planene på. Er i tillegg salvens slepper registrert av borvognfører vil alle svakhetssoner kunne legges inn og tas hensyn til under ladning.

1.7 Ladningsberegning

Beregningen av salven er selve hjertet i systemet. Går denne delen av operasjonen galt ender som regel resten også feil av gårde. Dette gjør at det lønner seg stort å bruke noen minutter på hver salve for å se på papiret hvordan det ser ut uansett hvor sikker man er, eller hvor overflødig det ser ut til å være.

En skikkelig utført sprengningsplan vil gi en veldig god oversikt over salven, og et godt sammenligningsgrunnlag mot andre salver som er skutt, eller senere skal skytes.

Det finnes i dag en rekke bøker og blad som viser hvordan en salve bør planlegges og ladningsberegnes. Felles for all litteraturen er at det forutsettes at fjelltype og nødvendige egenskaper er kjent for basen. Sånn er det ikke alltid i det praktiske livet, og derfor bør det tas små salver til å begynne med slik at fjellets egenskaper kan legges til grunn før større salver tas ut. Det er ikke sjelden at fjell oppfører seg litt annerledes enn det som var forutsatt, og da er det greit at salven er så liten at dekningen kan holde den igjen, eller at det ikke blir flere ukers arbeid for å ta den ut dersom det skulle bli pilsalve.

Først må basen finne ut hva som er målet med salven. Er det en tomt som skal tas ut i et byggefelt med mange hus som gir begrensinger på rystelsene, eller er det en salve i et steinbrudd der fragmenteringen er det viktigste eller er det en grøft inne i en by der det må lades hardt, ikke riste eller bli sprut.

Ut fra dette bestemmes hvilken modell som benyttes til å beregne ladning pr hull.

Generelt kan dette deles i to. Et alternativ er å lade med patronert sprengstoff, det andre er bulksprengstoff.

Skal det lades med patronert sprengstoff vil diameter på sprengstoff være bestemmende for hvor stor ladning det blir pr meter ladehull. Dermed kan det være mer fleksibelt for borvognfører hvorvidt det brukes nye eller brukte kroner. Det vil i liten grad innvirke på ladningsmengde pr hullmeter. Det er imidlertid viktig å være klar over hvordan sprengstoffet virker ettersom diameter på sprengstoff minker i forhold til diameter på hull. Rissdannelsen blir mindre, fragmenteringen grovere og sjansene for sprut øker da det er gassen som brytter fjellet frem. Dette kommer vi tilbake til senere.

Skal det derimot lades med bulksprengstoff må det som kjent fra borplanen bores med det som er beskrevet. Er ikke den foreskrevne diameter tilgjengelig må skytebas kontaktes før endringer utføres.

Som tidligere skrevet så er det visse forutsetninger som må være oppfylt for at beregningene skal bli så optimale som mulig. Swebrec har utgitt et formelverk for å beregne forsetning mer nøyaktig ut fra en annen innfallsvinkel enn det vi benytter i Norsk litteratur.

$$B_{maks} = \frac{\emptyset}{33} \times \sqrt{\frac{P \times s}{c \times f \times \frac{S}{B}}} \quad (0.10)$$

B_{maks} = Maks forsetning, [m]

$\emptyset$ = Diameter på hull, [mm]

P = Eksplosivmengde, [kg/m³]

s = Total sprengstoffvekt, [kg]

S = Spacing, hullavstand, [m]

c = Fjellkonstant, [kg/dm³]

f = Vinkel på hull, forholdstall. 1 = vertikalt hull, []

B = Burden, forsetning, distanse til fri flate eller neste rekke, [m]

Vi foretar en test i en tabell for å se virkningene av endringer på parametrene:

Formel (1.10) modellert i tabell

Benevnelse	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5
$\emptyset$	64 mm	76 mm	64 mm	76 mm	76 mm
P	0,6 kg/m ³	0,6 kg/m ³	0,45 kg/m ³	0,75 kg/m ³	0,75 kg/m ³
s	8,0 kg	8,0 kg	8,0 kg	8,0 kg	8,0 kg
c	2,6 kg/dm ³	2,6 kg/dm ³	2,6 kg/dm ³	2,6 kg/dm ³	3,6 kg/dm ³
f	1,0	0,9	0,9	0,9	0,9
S	2,5 m	2,5 m	2,5 m	2,5 m	2,5 m
B	2,0 m	2,0 m	2,0 m	2,0 m	2,0 m
B_{maks}	2,48 m	2,95 m	2,15 m	3,30 m	2,80 m

Tabell 1 Viser maksimal forsetning.

Tabellen viser at det utgangspunkt som var valgt ikke stemmer helt etter som hvordan det modelleres med de andre parameterne. Legg spesielt merke til forskjellen mellom test 4 og 5 der eneste forskjellen er densitet på fjell. Her ble maks forsetning redusert med 15 % når egenvekt økte med 38 %. Dette tar vi i norsk litteratur ikke hensyn til. Dette ligger under det at basen må kjenne fjellet, og denne parameteren blir ikke dratt frem som et viktig moment.

I oppgaven veksler jeg mellom å benevne sprengstoffmengde for fjell mellom kilo pr tonn, [kg/tonn] og kilo pr kubikk, [kg/m³]. Kg pr kubikk er å forstå som fast masse. Dette fordi jeg ved beregninger av diverse sprengninger foretrekker å benytte kg pr tonn da dette gir et bedre bilde for hvilken energi som benyttes i forhold til det berg som skal brytes.

Fra den tid da dynamitt, glynitt og anolitt var markedsledende sprengstoffer har vi benyttet et system for å ladeberegne hullene der vi har antatt at:

Bunnladningens lengde tilsvarer ca 1,3 ganger forsetning.

Pipeladningens lengde utgjorde hullengde – 2,3 ganger forsetning.

Fordemning er lik forsetning.

Dette er å finne i det meste av norsk litteratur, selv i de siste utgavene som er kommet ut, selv om disse nå begynner å bli noen år gamle.

Det metoden egentlig forteller er at jo lengre ned i berget vi kommer, jo større mengde må risses opp av detonasjonstrykket, og løftes frem av sprenggassene.

I et ideelt tilfelle under sprengning ville bunnen av salven blitt kastet frem parallelt med toppen. Dette skjer tilnærmet aldri. Normalt kommer midtpartiet frem før bunn og topp. Dette er naturlig fordi berget er kraftig innspent i bunnen. Sprengstoffet nederst må slite berget løs både i bunnen og bak. Lengre opp gjennom hullet blir det kun bakveggen som skal slites løs mens når vi nærmer oss fordemningen vil berget måtte slites fra toppfjellet som ikke er ladet. Her er imidlertid ikke berget så innspent og det finnes slepper og stikk i massene som naturlig brytes lett. I forbindelse med disse naturlige sleppene er det nødvendig å se om ladningene blir stående slik at de for lett bryter ut og kaster stein til værs.

Derfor vil berget brytes lettest ut i området rundt toppen av bunnladningen og et stykke oppover dersom metoden over benyttes.

Det vil ikke være mulig å sette opp en generell måte å beregne ladning på som fungerer i alle typer berg og for alle retninger. Bare ved å snu en sprengretning 90 eller 180 grader i samme fjellet ville endret behovet for bunnladning radikalt i tillegg til nødvendig fordemning og ladetetthet.

I praksis i dag lades sjelden større salver med differensiert bunn- og pipeladning. Det er viktigere å benytte en primer i bunnen som setter av sprengstoffet med nødvendig detonasjonshastighet slik at det får optimal forbrenning opp gjennom pipen. Slike salver må ha fri kastlengde fremover slik at massene får svelle ut og bli kastet frem uten å pakke seg. Et mål på om salven er tilført nok energi er å se på gjenstående stuffvegg. Denne bør ha lite knusning og være ren. Pipene fra foregående salve bør delvis ses. I tillegg bør salven ha kastet så mye fram at maks $1/3 - 1/2$ av stoffen ikke er synlig.

Dette er blant de tingene som tas opp i salverapporten og ligger til grunn for endringer av senere salver.

1.8 Rystelser

Hva er rystelser egentlig, og hvorfor oppstår de?

Enhver detonasjon setter mediet rundt seg i bevegelse. Den mest merkbare bevegelsen vil være trykkbølgen, eller sjokkbølgen, som sendes ut. Denne kan ved sprengning ha en hastighet på over 6000 m/s. Bak denne vil det oppstå flere typer bølgebevegelser som beskrives som vertikale, horisontale og raleigh bølger. Det er disse vi måler når vi er redd for ødeleggelser vi ikke ønsker. Det er også verdt å merke seg at det er de samme bølgene som får berget til å sprekke opp. Dårlig berg sprekker kanskje opp ved vertikale svingninger rundt 6-700 mm/s. Berg med større motstand mot oppsprekking må kanskje opp i 12-1400 mm/s før det revner. Det er ikke hundre prosent riktig å si at det er de vertikale bølgene som får berget til å revne. Det er en kombinasjon der akselerasjonen er den tyngste parameteren. Rystelsene vil være det resultatet vi merker fra den avstanden fra hullet der knusing ikke lengre inntreffer til den avstand der bølgene fullstendig er absorbert av mediumene de passerer.

1.8.1 Beregning av rystelseskrav

Sprengingen foregår egentlig ved å sende en sjokkbølge inn i bergemediet som forårsaker trykk- og strekksoner med spenninger som er høyere enn det kohesjonen mellom krystallene klarer å holde igjen. Det vil si at E modulen overskrides og det oppstår brudd. I det øyeblikket bruddet oppstår frigjøres energien og resten av energien i sprenggassen går til varme og løfte fjellet frem. Ved blokksprenghing skal det være minst mulig riss og dermed vil mye energi fortsette som bølger ut i bergmassen og kan måles som rystelser. Det er derfor viktig å kjenne til prinsippene rundt disse beregningene, hvilke metoder som finnes og anses for å være gode nok for generelt bruk.

Det finnes i dag en rekke metoder for å beregne rystelsene teoretisk. Som i all annen teoribasert beskrivelse av virkeligheten vil det være vanskelig å få inn alle de riktige parametrene i formelverket, som kanskje heller ikke er optimalt. Det vil alltid være en idealisert verden på papiret, og det er det særdeles viktig å ha dette i bakhodet når det gjelder beregning av rystelser.

For å starte med begynnelsen, så må det finnes et objekt som har restriksjoner når det gjelder rystelse i området det skal sprenges. En fagkyndig bør regne ut hva konstruksjonen vil tåle av rystelser. Både enkelte sprengninger, og over gjentatte sprengninger. For å få dette resultatet best mulig i overenskomst med virkeligheten bør personen ha lang erfaring og nødvendig teoretisk bakgrunn, både når det gjelder konstruksjons- og bølgeteorier induert fra sprengninger. Feil krav vil enten føre til forhøyede utgifter i forbindelse med sprengingen og langt større tiltak enn det som er nødvendig, eller ødeleggelser fordi kravet er satt for lavt. Dette er et byggherreproblem. Krav til rystelser og en overordnet

risikoanalyse skal ligge ved anbudet. Dette muliggjør å regne en fornuftig og sammenlignbar pris for entreprenørene.

Det bemerkes at skader fra rystelser fort utgjør en betydelig sum, og at det må påregnes en rettslig strid i ettertid. Her fremlegges dokumentasjonen fra beregning av rystelseskrav og dermed kan det være det avgjørende dokumentet. Dette betinger at det legges arbeid og ressurser i dette arbeidet, både med bilder, henvisninger og selve beregningene. Enkle beregninger utføres i følge Norsk Standard 8141, mens mer dyptgående beregninger gjøres etter egne prinsipper av personer spesialisert innen dette. Der det siste er tilfellet er det snakk om kritisk sprenging, og det vil være naturlig å se på det utførende leddet også. Både når det gjelder erfaring, kompetanse og planer for utførelse. Det bør vurderes alternativer til sprengning i slike områder. Føler skytebasen eller anleggsledelsen at det er krav til rystelser etc. som er høyere enn det deres kompetanse svarer til bør konsulent kontaktes. Denne oppgaven vil ikke gå ut over de krav som står i NS 8148 da den skal brukes mer generelt men vil vise en del uheldige omstendigheter som kan oppstå ved kun å bruke denne standarden for beregning av rystelsene.

1.9 NS 8141

Her tar jeg med et utdrag fra Norsk Standard 8141 som viser fremgangsmåte for å fastsette maksimal vertikal toppverdi.

Formel for toppverdi av rystelser fra grunnarbeider, riving og anleggstrafikk er:

$$V = V_0 \times F_G \times F_B \times F_D \times F_K \quad (0.11)$$

V_0 er ukorrigert toppverdi av vertikal svingehastighet i mm/s og fastsatt til 20 mm/s.

F_G er en grunnforholdsfaktor som tar hensyn til grunnforholdene der byggverket står.

F_B er en byggverksfaktor som er avhengig av type og utforming av byggverket, konstruksjonsmateriale og fundamenteringsmåte.

F_D er en avstandsfaktor som tar hensyn til avstanden mellom vibrasjonskilde og målepunkt.

F_K er en kildefaktor som tar hensyn til egenskaper ved vibrasjonskilden.

Tabell over grunnforholdsfaktor F_G

Hovedgruppe	Grunnforhold	Grunnforholdsfaktor F_G
Løsmasser	Svært bløte grunnforhold/bløt leire	(0,5) tilpasses hvert tilfelle
	Leire, vannrik silt	0,8
	Sand, grus og silt	1,0
	Fast lagret morene, fylling med komprimert sprengtstein	1,8
Berg	Tynt avrettningslag over berg	2,5
	Skifer, myk kalkstein, oppsprukket berg, seismisk hastighet 2000 – 4000 m/s	2,5
	Granitt, gneis, hard kalkstein, kvartsitt, diabas, seismisk hastighet > 4000 m/s	3,5

Tabell 2 Tabell for grunnforholdsfaktor, NS 8141

Byggverksfaktor F_B bestemmes etter formel:

$$F_B = K_B \times K_M \times K_F \quad (0.12)$$

Tabell for byggfaktor K_B

Type byggverk	Byggfaktor K_B
Tunge konstruksjoner, eks broer, kaier og forsvarsanlegg	1,7
Industri og kontorbygg	1,2
Vanlige boliger	1,0
Spesielt følsomme bygninger, eks bygninger med høye hvelv eller konstruksjoner med store spennvidder	0,65
Historiske bygninger og ruiner i ømtålig stand	0,5

Tabell 3 Tabell for byggfaktor NS 8141**Tabell for materialfaktor K_M**

Hovedmateriale	Materialfaktor K_M
Armert betong, stål og tre.	1,2
Uarmert betong, tegl, betonghulstein, lettklinkerbetong og lignende	1,0
Trykkherdet lettbetong og lignende	0,75

Tabell 4 Tabell for materialfaktor, NS 8141**Tabell for fundamenteringsfaktor K_F**

Fundamenteringsmåte	Fundamenteringsfaktor $K_F^{1)}$
Bankett, veggskive, søylefundament ²⁾	0,7
Plate	0,8
Kohesjons- eller friksjonspæler eller pilarer	0,9
Spissbærende pæler eller pilarer	1,0
1) Ved vekslende grunnforhold over fundamenteringsområdet bør forholdene vurderes spesielt.	
2) Dersom konstruksjonen er støpt direkte på berg, gjelder fundamenteringsfaktor $K_F = 1,0$	

Tabell 5 Tabell fundamenteringsfaktor, NS 8141

Tabell for avstandsfaktor F_D

Vibrasjonskilde	Grunnforhold ¹⁾	Avstandsfaktor F_D		
		< 5 m ²⁾	5 – 200 m ³⁾	> 200 m
Sprenging	Berg	1,0	1,0	1,0
Pigging	Løsmasser	1,0	$1,35d^{-0,19}$	0,5
Peling og spunting med fallodd, riving	Løsmasser	1,0	$0,5[1+e^{-((d-5)/3)^2}]$	0,5
Peling og spunting med vibrolodd		1,0	1,0	1,0
Anleggstrafikk		1,0	$1,35d^{-0,19}$	0,5

1) Grunnforholdene gjelder der byggverket står
 2) Faren for deformasjonsskader skal vurderes spesielt. Det kan være aktuelt å tillate høyere vurderinger etter fagkyndig vurdering
 3) d = avstand til vibrasjonskilde i meter og e = er grunntallet i den naturlige logaritmen

Tabell 6 Tabell for avstandsfaktorer, NS 8141

Tabell for kildefaktor F_K

Vibrasjonskilde	Kildefaktor F_K
Sprenging	1,0
Peling og spunting med fallodd	
Riving	
Anleggstrafikk	
Peling og spunting med vibrolodd	0,8
Vibrokomprimering	
Pigging	

Tabell 7 Tabell for kildefaktor, NS 8141

Ved beregning av maksimal vertikal toppverdi er det viktig å være bevisst på at verdiene i NS 8141s tabeller som jeg har gjengitt har sine områder der de ikke er gyldige. Verdiene bør i mange tilfeller interpoleres og er det usikkerhet knyttet til grunnforhold eller beregning generelt bør en fagkyndig på emnet foreta en vurdering.

Vurderingen bør ha fire punkter med:

1. Er det innenfor 5 – 8 meter må akselerasjonen og direkte fjelldeformasjon vurderes.
2. Objekter må sjekkes lengre bak, eksempelvis bakvegger.
3. Geologiske parametre som endrer seg av en årsak. Eks flo/fjære.
4. Frekvens. Sjekk bygg i ytterkanten av rystelsesområde for svake bygg som ikke vil tåle horisontale bølger i noen grad.

1.9.1 Beregning av sprengningsinduserte rystelser

Det finnes en rekke bøker og kurspermer på markedet i dag som omhandler beregning av rystelser induisert fra sprengning. Felles for de fleste er at de bruker et forenklet formelverk som i de fleste tilfeller gir en relevans relativt sett i forhold til salvene som skytes i samme område. Det er skytebasens og anleggsledelsens ansvar at dette blir gjort. For at disse formlene skal fungere på et tilfredsstillende vis må inndata være riktig. En bas med lang erfaring på dette vil kategorisere verdiene på fjellet ut fra erfaringer. Brukes det da en formel hele veien vil dette kunne gi relativt gode resultater. En annen bas kan bruke andre verdier i en annen formel og sånn sett få et resultat som ikke avviker så mye. Dette viser at erfaring har voldsomt mye å si for utbyttet av beregningene. Dette er også en del av grunnlaget for at det ikke lengre er nok å inneha sprengningssertifikat klasse A for å kunne utføre all sprengning. Enkelte plasser kreves det mer kompetanse enn det som er nødvendig for å få utstedt et slikt sertifikat. Dette er det meget viktig å merke seg. I ny lov om eksplosiver står det også entydig at ingen skal påta seg sprengningsarbeider som personen ikke har kompetanse til. Det vil si at både "bergsprenger" og "bergsprengningsleder" objektivt er ansvarlig dersom uhell inntreffer.

Vi ser først på hvordan vi beregner maksimal ladning pr intervall når maksimal toppverdi for rystelsene er kjent.

En mye brukt formel er $Q = \left(\frac{V \times D}{K} \right)^2$ der (0.13)

Q = ladning intervall i kilo

V = vibrasjonskrav

D = korteste distanse fra ladning til konstruksjonspunkt

K = fjellkonstant. Normalt mellom 50 til 700

Denne formelen er avhengig av at fjellkonstant beregnes rett for å få et riktig bilde av rystelsene.

Her dukker med en gang en del problemer opp. Skal K kunne beregnes rett må det foretas prøvesprengning der distanse og ladning er kjent. Rystelsen måles under sprengning og ved å snu formelen kan K regnes ut. Formelen blir da slik:

$$K = \frac{V \times D}{\sqrt{Q}} \quad (0.14)$$

På denne måten vil K være bestemt for den gjeldende avstand og under de rådende forhold. Det er viktig å være klar over at denne ikke defineres som en konstant, og heller ikke oppfører seg linjert ved endring av avstand, bergtype, vanninnhold, slepperetninger osv.

Vi skal se at det finnes formler som tar hensyn til flere faktorer og som riktig brukt gir et bedre bilde av hva som skjer.

Langefors kom i 1973 med følgende utgave:

$$Q = \left[\frac{V \times D^{0.75}}{K} \right]^2 \quad (0.15)$$

Her vil avstand mellom ladning og målepunkt raskere gjøre Q større.

Du Pont kom i 1977 med følgende utgave som viser seg å være lik Nichlas, Johnsons og Duvall's formel fra 1971.

$$Q = \left[\frac{V \times D^{1.6}}{K} \right]^{1.25} \quad (0.16)$$

Dyno, nå Orica har brukt følgende formel i mange år:

$$Q = \left[\frac{V \times D^\beta}{K} \right]^{\frac{1}{\alpha}} \quad (0.17)$$

Her er

- V = vertikal svingehastighet
- K = fjellkonstanten, her mellom 50 og 400
- Q = ladingsmengde intervall
- D = Distanse mellom ladning og målepunkt
- α = Ladingseksponent, dvs. faktor for sprengstoffutnyttelse.
- β = Dempingskoeffisient.

Ved å sette α lik 0,5 og β lik 1 vil formel (1.11) og (1.15) oppføre seg likt.

Valg av formel kan være utslagsgivende for hvordan resultatet av Q blir. Ingen av disse formlene forteller hele sannheten som tidligere poengtert. La oss modellere litt med disse formlene og se hva som skjer:

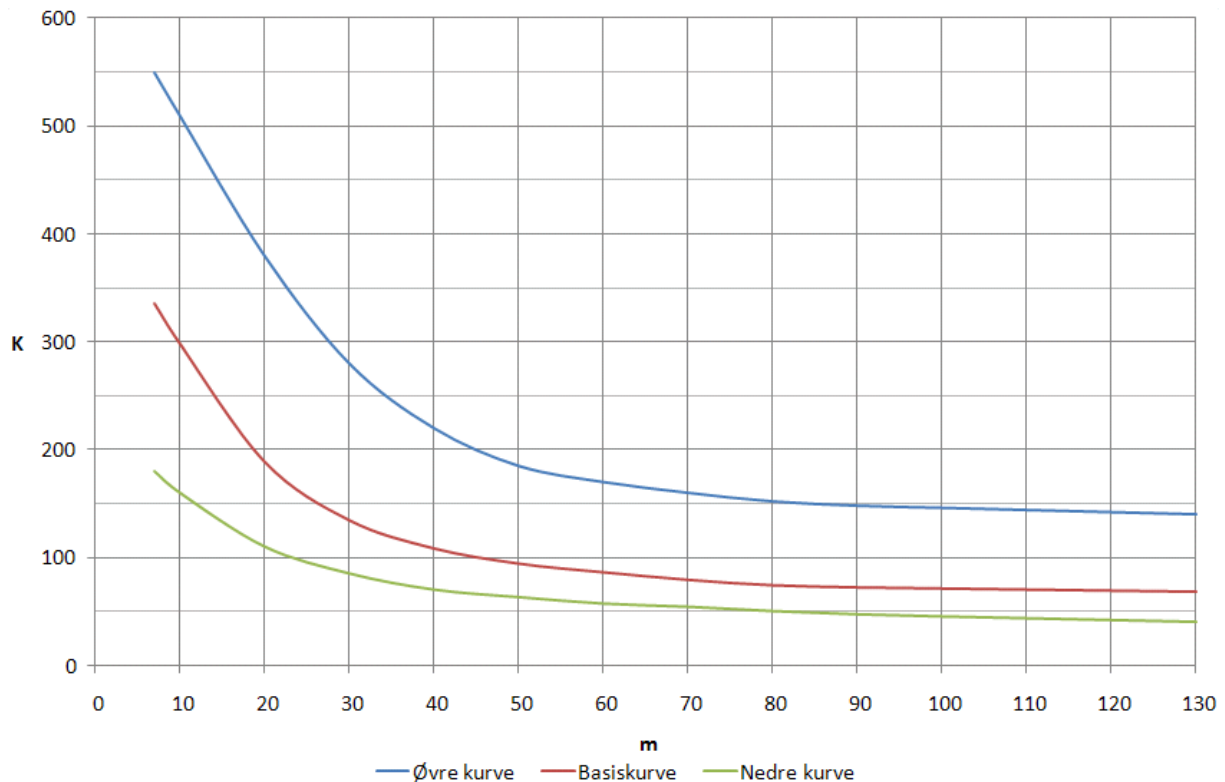
V	D	K	α	β	Dynos forenklete (1.11)	Langefors (1.13)	Du Pont (1.14)	Dyno/Orica (1.15)
25	5	350	0,5	1	0,13	0,06	0,92	0,13
50	5	350	0,5	1	0,51	0,23	2,20	0,51
25	10	350	0,5	1	0,51	0,16	3,69	0,51
25	25	350	0,5	1	3,19	0,64	23,08	3,19
25	25	700	0,5	1	0,80	0,16	9,70	0,80
25	25	200	0,5	1	9,77	1,95	46,45	9,77
25	25	350	0,5	1,5	3,19	0,64	23,08	79,72
25	25	350	0,5	0,5	3,19	0,64	23,08	0,13

Tabell 8 Modellering med alfa og beta

Her har jeg modellert litt med de forskjellige faktorene for å vise hvilke resultater dette kan gi. Gyldighetsområde for de forskjellige formlene er ikke vist, og det er ikke interpolert for ulike gyldighetsområder for K. Blå viser hvilke verdier som er byttet ut. Rosa til rødt viser resultatene for de forskjellige formlene. Mørkere rødt viser større utslag. Generelt kan vi tolke det dit at endringer i K gir store utslag på Q. Rører vi i tillegg på dempingsfaktoren β vil Q endre seg voldsomt.

For å trekke en slutning av dette så langt så vil ikke verdien av maksimal satt toppverdi være den avgjørende faktoren for skytebasen. I langt større grad vil geologien, representert ved verdien K, bestemme valg av utførelse. Ved høyere vanskelighetsgrad og spesiell sprengning der α og β benyttes vil β gi utslag som vanskelig kan forklares på få setninger. Dette er en verdi som representerer sprengningsteknikken og vi vil berøre en del av dette via Swabrecs formler. En annen slutning som kan trekkes av dette er at beregning av rystelser kun bør utføres av erfarne baser/teknikere/ingeniører som har erfaringsdata for de forskjellige faktorene.

Da faktor K er en faktor som vil være veldig utslagsgivende skal vi se litt på hvordan denne oppfører seg. I figur "Fjellkonstanten K" ser vi hvordan K forandrer seg som funksjon av avstand og fjellforhold. Det er viktig å merke seg at den oppfører seg langt fra linjert. Nedre linje viser sterkt oppsprukket fjell, mens øvre linje viser homogent u-oppsprukket berg. Basislinjen viser hvor vektet snitt ligger. Som figuren vises er K ikke målt lengre ned enn til 7 – 8 meter fra sprengningspunkt. Innenfor dette beregnes normalt amplituden og da settes K til 1000 i de fleste tilfeller.



Figur 6 Fjellkonstanten "K"

I Sverige benyttes et system der vibrasjonshastighet divideres på forventet lydhastigheten for støtveggen i berget og det fremkommer et produkt som er benevningsløst og går under navnet "nivå". Dette gir at det kan lages et sett tabeller for forskjellige lydhastigheter og vibrasjonshastigheter. Systemet er dermed det samme som i Norge bortsett fra at vi her ikke direkte bruker ordet "nivå" for dette produktet. Det er bare en del av en mellomregning her. Se for øvrig "*moderen bergsprengningsteknikk*", av Stig O. Olofsson.

1.9.2 LadningsekspONENTEN α

LadningsekspONENTEN α er satt til 0,5 ved tung pallsprengning og bruk av slurrsprengstoff, mens den er ca 0,8 ved vanlig sprengning ved bruk av anfo og patronert sprengstoff. Det er en del usikkerhet om hvorfor dette opptrer men en forklaring er at ved grove hull og raskt sprengstoff så vil berget sintre så mye at det gir en dempingeffekt i seg selv.

Oppgaven omhandler sprengning av blokk, og dette skjer i hovedsak ved bruk av hull under 127 mm og derfor bruker vi videre α lik 0,8 selv om det skulle bli brukt slurry i en del hull.

1.9.3 Dempingskoeffisienten β

Når de andre parametrene er kjent løses β ut fra følgende ligning:

$$\beta = \frac{\ln \left[\frac{500 \times K \times Q^\alpha}{V} \right]}{\ln d} \quad (0.18)$$

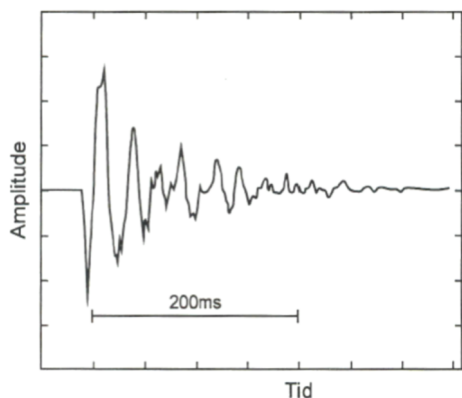
Innenfor 5 til 8 meter fra objekt skal det utvises forsiktighet med å benytte P rystelsene, dvs. de vertikale svingningene som referanse for ladningsberegningen. Så nært vil ofte de horisontale bølger, altså S bølger, bli avgjørende for skadebildet og da må amplitudene beregnes. Akselerasjonen må måles med egen geofon som er beregnet for dette. Dette er normalt ikke et tema som berøres på sprengningskurs for å få sertifikat klasse A. Ved såpass kritisk sprengning bør en erfaren bas utføre jobben. Det bør foreligge en form for geologisk rapport og eventuelt rådgøring med en spesielt sprengningskyndig dersom skadepotensialet er stort. I tillegg er frekvens ikke beregnet innenfor vanlige sprengningskurs. Det er viktig å kjenne til at frekvensen fra lydbølger er en funksjon av avstanden og tettheten i berget og at disse på et eller annet punkt vil være innenfor det feltet som er egenfrekvens til konstruksjoner. Oppstår dette vil skader kunne oppstå selv om de vertikale svingningene er målt langt under det som er beregnet som maksimal toppverdi fra vertikale svingninger i følge NS 8141.

På samme viset som for rystelser finnes det et formelverk som i større eller mindre grad blir benyttet. I tillegg er den praktiske utførselen nødt å være veldig nøyaktig. Et feilboret hull kan være nok til at planer må totalt omarbeides. Bor derfor ikke i fjellet før planene er klare, og ikke mer enn hva som skal sprenges pr salve.

Som nevnt finnes det i overflaten tre forskjellige typer bølger i forbindelse med sprengning. Longitudinale bølger, "P-bølger", som gir partikkelsvingninger i bølgers utbredelsesretning. Transversale bølger, "S-bølger", som gir partikkelsvingninger på tvers av utbredelsesretning. Til sist kommer overflatebølger hvorav den viktigste typen er såkalte Raleigh-bølger hvor bølgerne følger en retrograd ellipseformet bane. P-bølgen har desidert størst utbredeshastighet og kalles derfor ofte for primærbølgen. (P-bølgen) Hastigheten for S-bølgen, eller sekunderbølgen, er vanligvis i størrelsesorden 50 % av P-bølgehastigheten, og R-bølgen har enda litt lavere hastighet. P-, og S-bølger dempes imidlertid langt raskere enn R-bølgehastigheten og på lang avstand kan derfor R-bølger være de eneste identifiserbare. I tillegg til at dempingskarakteristikken er forskjellig, er fase, amplitude og frekvens også forskjellig for de respektive bølgetypene. Resultantbølgen vil derfor sjelden bli større enn hovedutslag for de enkelte komponenter. Erfaringer har vist at de vertikale overflatebølger vanligvis har størst amplitude og ved kontrollmålinger konsentrerer en seg derfor i størst utstrekning om disse.

I visse tilfeller må en også ta hensyn til resultantbølgens horisontale komponent. Dette gjelder først og fremst for tilfeller hvor de terrengmessige forhold er ugunstige, for eksempel hvis en bygning er plassert i hellende terreng og til siden for sprengningsstedet. I slike tilfeller kan den horisontale bølgekomponenten ha nær samme amplitude og frekvens som den vertikale. Dette kan føre til betydelige skader da de fleste byggverk tåler horisontale bevegelser langt dårligere enn vertikale.

Rystelsesbildet ved sprengningsarbeider er vanligvis uregelmessig og komplisert. Et eksempel på karakteristisk rystelsesbilde fra bergsprengning er vist under.



Figur 7 Karakteristisk rystelsesbilde¹

For å kunne utføre beregninger og vurdere måleresultater gjøres i praksis den forenklingen og idealiseringen at svingningene antas å være harmoniske, det vil si at de følger en tilnærmet sinuskurve. Når svingningene antas å være harmoniske gjelder følgende sammenhenger mellom frekvens (f), amplitude (A), bølgelengde (λ), bølgens utbredeshastighet (c), partikkelens maksimale akselerasjon (a) og partikkelens svingehastighet (v).

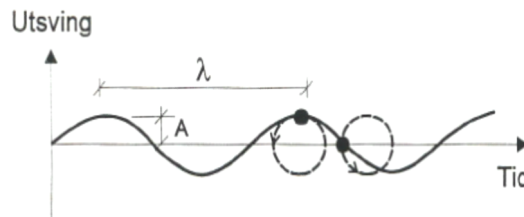
¹ Ingeniørgeologi, E. Broch, Bjørn Nilsen

f = Antall svingninger pr sekund

$v = 2\pi \times A \times f$

$a = 4\pi^2 \times f^2 \times A$

$c = f \times \lambda$

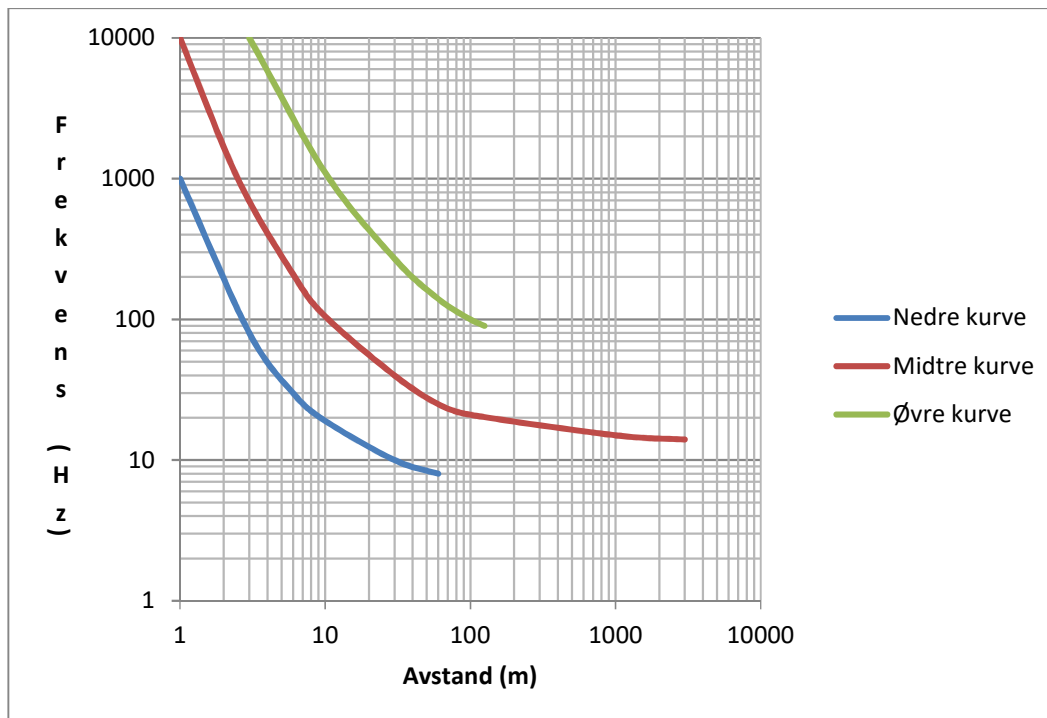


Figur 8 Sammenhenger bølgeteori²

Det fremgår at svingehastigheten (v) angir hvor langt en partikkel i overflaten har beveget seg om sitt likevektspunkt i løpet av en tidsenhet. (mm/s). Denne hastigheten er noe helt annet enn utbredeshastigheten, c (bølgehastigheten). Denne siste er i massivt berg for P-bølger i størrelsesorden 4500 – 6000 m/s, dvs. i størrelsesorden fire - fem tierpotenser større enn vanlige svingehastigheter for sprengningsrystelser.

Resultantbølger fra sprengning inneholder et vidt spekter av frekvenser. Frekvensen er altså ikke gitt ved en enkeltverdi, men ligger likevel vanligvis innenfor et relativt snevert, såkalt dominerende frekvensområde. Det er flere forhold som er bestemmende for frekvensinnholdet. Blant annet grunnforholdene, grad av samtidighet ved detonasjon og avstand fra sprengningssted. Figuren under viser dominerende frekvenser for en del sprengninger. Disse er det vel verdt å merke seg da hele sprengningsforløpet egentlig ligger inne denne tabellen. Det burde vært en tredje akse som viser tid inne i denne figuren. Helt til venstre nå finner vi knusingen av berg, og jo lengre mot høyre vi går jo mer avtar frekvensen og jo lavere blir hastigheten. Dermed stopper bergbrytingen og det blir i stedet bare målbare rystelser som kan ødelegge bygg og konstruksjoner og til slutt vil det ikke være målbare bevegelser i berget. Derimot fortsetter lydbølgene opptil flere titalls kilometer.

² Ingeniørgeologi, E. Broch, Bjørn Nilsen



Figur 9 Frekvens i forhold til avstand.

Grønn kurve – Homogent berg

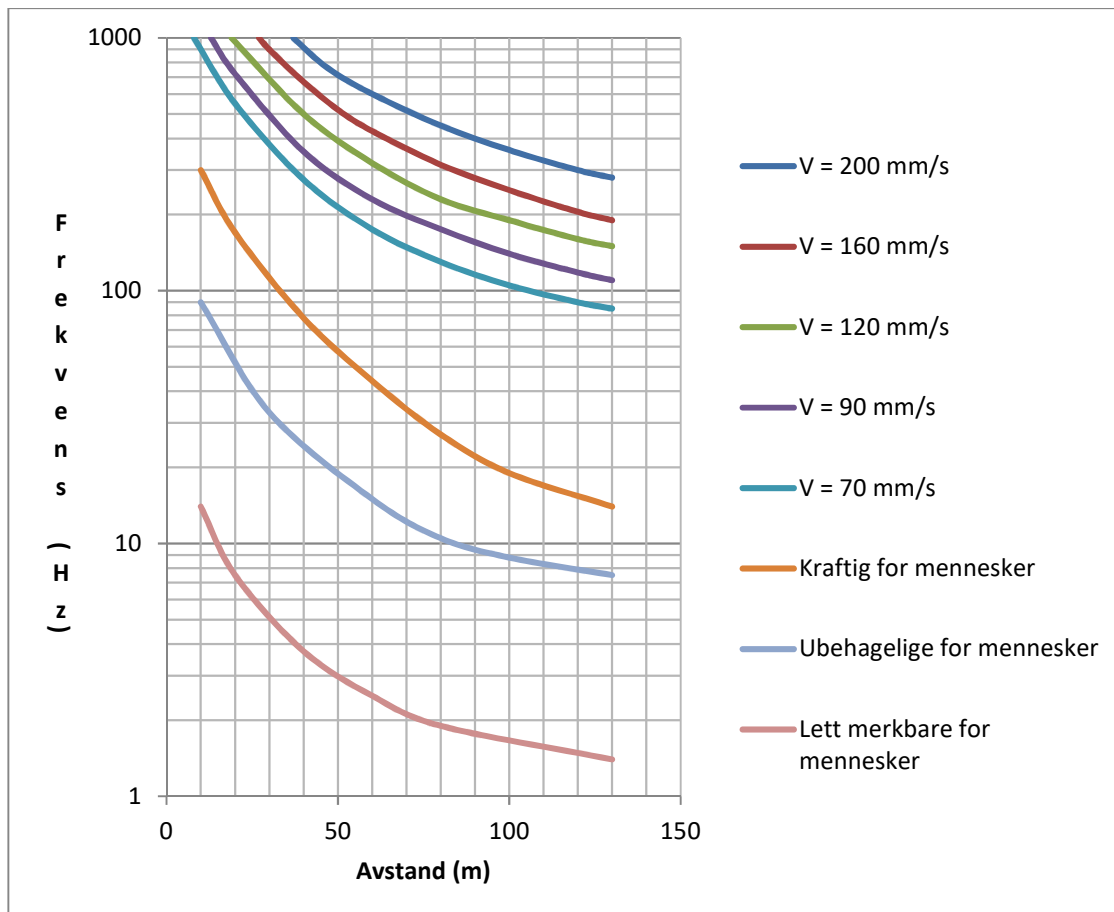
Rød kurve – Skifrig berg, middels oppsprukket.

Blå kurve – Sterkt oppsprukket berg

Generelt kan en si at sprengningsrystelser i berg normalt vil ligge innenfor frekvensområdet 10 – 100 Hz. Betydelig høyere frekvenser kan forekomme på kortere avstander. I løsmasser er frekvensene lavere, vanligvis i området 5 – 20 Hz.

Den stadig økende sprengningsvirksomheten i tettbygde områder har medført problemer og ulemper for folk som bor i nærheten av byggeplasser. Mer eller mindre berettiget blir det mange steder klaget over at sprengningsarbeidene forårsaker skader på eiendom. Det er derfor lagt ned et stort arbeid for å komme frem til kriterier for utførelse av sprengningsarbeider slik at skader ikke skal skje. Det er dessverre nok ikke mulig uansett å gjøre så mye på papiret at det ikke vil skje uhell i praksis. Det som derimot kan gjøres er fortsatt å ha en visjon om ingen uhell, og bruke teorien som best for å oppnå dette.

Diagrammet på neste side viser virkningen på bygninger og mennesker av rystelser. Det fremgår at mennesker er uhyre følsomme overfor svingninger. For frekvenser på 50 Hz vil en amplitude på 3 millimeter være lett merkbar for ett menneske mens en må over 200 millimeter for å komme opp i området for bygningsskader



Figur 10 Rystelsers merkbarhet for mennesker

De fleste av de rystelseskriterier som benyttes i dag er basert på registrering av den maksimale svingehastighet. Som jeg har vist finnes det en rekke empiriske formler som kan benyttes. Felles for de alle er at inndata må være riktige, og det krever erfaring for å få dette rett. Det er også som tidligere beskrevet verd å få med at fjellkonstanten K ikke er noen konstant, men er i høyeste grad avhengig av grunnforholdene og avstanden til sprengningsstedet. Det fremgår av teorien at fjellkonstanten avtar sterkt med økende avstand fra sprengningsstedet og dessuten er betydelig lavere for oppsprukket og lettsprengt berg enn for homogent u-oppsprukket berg. I anisotrope bergarter vil k verdien i tillegg være retningsavhengig. Dette blir beskrevet i kapittel for geologi.

Ved å ta hensyn til avhengigheten av avstand og grunnforhold kan den empiriske formelen vi benytter oss av til tross for fjellkonstantens lite konstante karakter være ett brukbart utgangspunkt for beregning av tillatte ladningsmengder. Den vanligste måten å beregne fjellkonstanten på er prøvesprengninger og deretter å beregne tillatt ladninger som en funksjon av avstand og for den gitte grenseverdi av svingehastigheten v . Se formel (1.12).

Det har gjennom tidene vært foreslått en rekke kriterier for fastlegging av maksimalt tillatte rystelser. Siste utgave av dette arbeidet er å finne som NS 8148. Denne standarden er å anse som veiledende ved normale rystelsesforhold. I mer spesifikt vanskelige operasjoner må hvert enkelt tilfelle beregnes, og da ut over det som fremgår av denne standarden.

Ved blokksprenghing vil salvene bryte tungt, og dette er selve essensen i det å sprengne blokk, og derfor er det tatt med såpass grundig innføring i rystelser siden en god del av denne sprengningen finner sted i nærheten av bygg og installasjoner og denne tendensen er økende. I tillegg bør det være klart nå at rystelsene er ikke bare et overskuddsprodukt av detonasjonen, men er resultatet lengre ute i detonasjonstidsaksen.

1.10 Luftsjokk

Det finnes i dag lite informasjon innenfor sprengningslitteraturen om luftsjokk. Jeg har konferert med flere skytebasen om denne problemstillingen og de bekrefter at dette er et kjent problem som mangler et godt fundament i litteraturen. Luftsjokkene oppstår i det sprengstoff under detonasjonen får sendt detonasjonstrykk ut i fri luft. Det kan enten være fordi fordemning ikke har rett kvalitet eller mengde, ladning står for høyt i hull slik at toppen blir blåst vekk eller sprekker for mye opp, eller at det er for kort avstand til fri bergflate. I alle tilfellene vil det dannes et høyt smell. Dette er luft som er satt i bevegelse ved høy frekvens og amplitude. Det vil si korte bølger. Disse bølgene vil ha størst ødeleggende effekt over forholdsvis korte avstander og skader for det meste vinduer, og da som regel ved punktering av disse. Dette blir gjerne oppdaget på et seinere tidspunkt. Et objekt som kan skades veldig nært vil det kunne skades fysisk ved at sjokkbølgen som presses frem av den gassutviklingen selve sprengstoffet medfører lager en luftvegg som på trykksiden blåser inn vinduer, og også vegger om det er en større mengde sprengstoff som detonerer fritt. På le siden vil sug kunne trekke vinduene ut og ødelegge tak på samme viset som sterk vind gjør. Dette er imidlertid mer sjelden.

I forhold til blokksprenghing så vil nok det største problemet være de lavfrekvente bølgene. Disse kommer av at det er en større mengde berg som kastes frem og det kan være på tusenvis av kubikk med gass som frigjøres i løpet av få millisekund. På en fin sommerdag uten alt for høy temperatur og fuktighet vil dette mer sjelden utgjøre et stort problem. Foregår sprengningen med fjell på ett par sider og ved lavt skydekke og flo sjø kan det derimot fort oppstå skader mange hundre meter unna salven på grunn av luftsjokket som nærmest ikke høres. Lyden av salven blir mer å regne som en buldring på grunn av de lave frekvensene. Disse frekvensene kan ved rette avstander ligge innenfor det som vil være et byggverks egenfrekvens og utvikle til dels store skader. Se figur 9.

Flere kjente tilfeller av slike skader har tidligere blitt avvist som sprengningsinduserte skader men de senere år er dette kommet mer i fokus og det er kommet til litt forskning på dette feltet så fremover er dette et emne som er vel verdt å merke seg.

Skal slike skader unngås må det beregnes ut fra salvevolum hvor høyt differansetrykket kan bli og hvilke retninger som er mest skadeaktuelle. Lufttrykk, luftfuktighet, høyde og type skydekke må ses på, er det ved sjøen må flo/fjære tas med. I tillegg må terrenget rundt ses på. På samme viset som ved beregning av vindlaster vil terrengruhet spille inn her.

Hvis det er mulig bør det lages skjermvoller som styrer trykkbølgen mer opp slik at det ikke er siktelinje direkte fra objekter til salven. Bølgene vil uansett forplante seg nedover igjen men vil ha lavere intensitet og mindre potensial for å utvikle skader.

Det er ikke utviklet et lettfattelig formelverk for dette området enda, men jeg forventer at det innen ikke alt for mange år vil foreligge en del retningslinjer for dette innenfor Norsk Standard. Pr i dag er dette et objektivt ansvarsområde innenfor *Lov om eksplosiver*.

Det anbefales at det ved prosjekteringen blir utarbeidet en egen konsekvensanalyse for dette dersom det er større sprengningsarbeider som skal foregå. Se for øvrig NS 8141, pkt 6,2.

1.11 Fragmentering

1.11.1 Formler

Blokksprenghing er definitivt i andre enden av det normale feltet når fraksjonering skal beskrives. Fragmentering betyr oppdeling. Innen sprenghing vil det si i hvilken grad vi klarer å knuse berget og til hvilke størrelser. Måten å beskrive dette på etter en sprenghing vil være å lage en form for siktekurve. De små fraksjonene kan testes som normalt og en siktekurve skrives ut. De større fraksjonene må telles innenfor et nærmere angitt område/volum og deretter blir tellingen skalert til å passe med hele volumet. Dette er en metode som er tidkrevende og ikke alltid gir et riktig resultat, men alternativet er å bruke ferdige sikter for de aktuelle størrelser. Disse er kostbare å produsere og vil nok ikke økonomisk forsvare seg uten at det skal sprenge store mengder i området.

Det er gjort flere forsøk på å utarbeide formeler som angir hvilken fraksjonering som kan forventes basert på bormønster, sprenghstofftype, detonasjonshastighet mm. De forskjellige formler har ulike innfallsvinkler for hvordan de virker. I denne oppgaven er ikke disse formlene praktisk etterprøvd ut over det å være matematisk modellert i MathCad og Exel. Dette gir et grunnlag for å si noe om formlene basert på praktiske erfaringer med tilsvarende verdier på parametrene som det som blir brukt under moduleringen. For eksemplets skyld skal jeg ta med et par eksempler for å vise hvordan dette kan se ut i praksis.

Første formel er en formel for fragmentering hentet fra "Bergman et al".

$$F_{AV} \left(\frac{1}{B^3} + \frac{1}{L^3} \right)^{\frac{1}{3}} = x - y \log \left[(0.36 + pe) \times \frac{De^2}{\left(1 + \frac{De^2}{V^2} - \frac{De}{V} \right)^{1.33}} \times Rv^{-1} \times \frac{Ewr / in}{B^2} \right] \quad (0.19)$$

F_{AV}	=	Gjennomsnittelig fragmentstørrelse i tommer
B	=	Forsetning i tommer
L	=	Ladestreg i tommer
De	=	Detonasjonshastighet i km/sek
V	=	Lydhastighet i mediet i km/sek
R_v	=	Koblingsgrad mellom borehull og sprenghstoff
Ewr/in	=	Beregnet maksimum ekspansjonsarbeid i arbeid/tomme
x og y	=	Karakteristika for bergarter

I et tilfelle for betong er x beregnet til 0,365 og y til 0,243

Beregning av Ewr er ikke lengre tilgjengelig, men er stort sett lik Q. I de tilfeller der sprengstoffet er tilsatt faste stoffer som for eksempel aluminium vil Ewr være litt mindre enn Q. Q er her faktor for eksplosjonsvarme.

En lavere Ewr vil gi større fragmentfraksjon.

Koblingsforholdet mellom fjell og sprengstoff kommer frem her som R_v . Dette blir forholdstallet mellom sprengstoff og fjell, dvs. 100 % utfyllt hull gir forholdstall lik 1.

Bergmans formel er testet og gir et noenlunde riktig bilde av gjennomsnittelig fragmentering. Den viser derimot ikke noe av hva som skjer med siktekurven over eller under gjennomsnittet. Dette kunne vært ønskelig og fått med. Dette arbeidet ligger derimot såpass utenfor denne oppgaven at det ikke blir tatt med. Formelen gir derimot ikke noe resultat for blokksprenghing.

Johansson og Langefors har også utgitt formler for fragmentering men disse er så grove og foreldet at de ikke blir medtatt her da de ikke vil gi noe resultat.

Cunningham 1983, 1987 gav ut en annen formel kjent som Kuz-Ram formelen som er en mye benyttet formel til tross for at den heller ikke gir en siktekurve av fragmenteringen.

$$n = \left(2.2 - 0.014 \times \frac{B}{\phi_h} \right) \times \sqrt{\left(1 - \frac{SD}{B} \right)} \times \left[0.5 \times \left(1 + \frac{S}{B} \right) \right] \times \left[\frac{|L_b - L_c|}{L_{tot} + 0.1} \right]^{0.1} \times \left(\frac{L_{tot}}{H} \right) \quad (0.20)$$

Der	B	=	Forsetning (engelsk "burden")
	S	=	Hullavstand (engelsk "spacing")
	ϕ_h	=	Hulldiameter
	L_b	=	Lengde bunnladning
	L_c	=	Lengde av pipeladning
	L_{tot}	=	Total ladelengde
	H	=	Salvehøyde eller hull-lengde.
	SD	=	Hullavvik

Alle parametre angis i meter.

Denne formelen baserer seg på tre andre formler som beskriver fjellfaktor, densitet og type sprengstoff. Formelen er også testet og gir som formel (1.19) et resultat uten siktekurve men med sannsynlige verdier for knusning av berget. Denne gir heller ikke et resultat for blokksprenghing.

Swebrec, ved Finn Ouchterloney, har i senere tid utgitt nyere formler for å beregne fragmenteringen bedre. Disse formelverkene tar hensyn til flere parametre og gir også et bilde av hvordan siktekurven vil se ut etter sprengning. Imidlertid vil disse formlene ta veldig mange sider å introdusere og langt lengre å forklare. Siden optimal fragmentering ikke er tema i oppgaven her tar jeg derfor ikke dette inn, men det kan være greit å vite at det finnes forskningsresultater som er prøvd og dokumentert gjennom mengder med forsøk i praksis. Jeg har testet for blokkspengning og de gir ikke et riktig bilde av det som skjer når berget bryter tungt. De har sitt virkeområde innenfor området grovhullsprengning i større salver.

All søken etter direkte formelverk for blokkspengning, også i utlandet, har ikke gitt resultater som kan sies å være brukbare.

2 Blokksprengring

2.1 Hva er blokksprengring

I forbindelse med utbygging av havner, moloer, dammer og erosjonshindrende fyllinger er det behov for at ytre del av fyllingene kan bindes sammen og bestå av så store blokker at disse ikke blir dratt ut av vannet. Slike anlegg finner vi mengder av i Norge. Oftest er det moler og sjøerosjon som stiller de største kravene til slike blokkanlegg. Diverse damanlegg benytter samme oppbygging i tillegg til at disse også skal være tette for gjennomtrengning av vann.

For å kunne utføre en slik fylling på en sånn måte at den består må det beregnes hvilke krefter som inntreffer ved de verste forhold som kan påregnes. Dette er et komplisert arbeid som noen få stykker i landet har spesialisert seg på. Dette gir at entreprenører som skal utføre en slik jobb får utdelt et anbudsdokument med krav til hvordan erosjonsverket skal oppbygges og med hvilke fraksjoner som skal anbringes i de forskjellige lag.

Dette fører igjen til at det må sprenges ut blokker ut fra de krav som er satt i anbudet. Dermed blir det opp til entreprenør å regne en pris for å få dette til.

Selve blokksprengringsfaget er nesten borte hvis en ser historisk på det. Tidligere ble det brent gryter i flere omganger før det kunne anbringes så mye sprengstoff i gryta at fjellet kom ut. Dette betinget at basen hadde førstehånds kjennskap til fjellet, sleper, og strøk som kunne influerer på sprengningen. Det sier seg selv at dette ikke var noen enkel oppgave og det var derfor mye forskjellige resultater under dette arbeidet. Mange omkom, eller ble varig skadet under utførelse av dette arbeidet. En periode var det for øvrig forbudt å brenne gryter, men i siste lovutkast er denne setningen blitt utelatt. Direktoratet for Sikkerhet og Beredskap begrunner dette med at det ikke lengre er noen fare for at noen vil gjøre en slik jobb i dag.

Et resultat av brenningen var at det ble mye blokkstein jo lengre unna ladningen fjellet brøt ut. Disse ble igjen sprettet ned ved bruk av svake ladninger, eventuelt kiler, og tilpasset den plassen der blokken skulle anbringes. Etter at steinen var kommet i posisjon var det ikke uvanlig å brenne bort nabber på blokken slik at den låste seg godt i fyllingen.

Etter at mer moderne borutstyr kom til ble det lettere å sprengre større salver, og der det krevdes mye blokk ble det laget rene brudd for blokksprengring. Her ble det sprengt en og en, og i enkelte tilfeller i godt berg, to rekker i samme salve. Fjellet ble nøye lest av basen for å oppnå mest mulig avkastning av salvene.

Men i takt med at det kom større og større maskiner og kravene til effektivitet økt drastisk så ble sprengningen utført mer og mer på vanlig salvemetode, og som i mange tilfeller førte til at det ble store mengder utkast av masser som var finfragmentert. Disse massene ble fylt ut til veier og industriområder med mer i tilknytning til moloen. I tillegg ble ofte også kjernen i selve moloen betraktelig volumøkt.

I en periode var det kun overflatearealet av sprengningsområdet som kunne påregnes å bli brukt til blokk ved at hullene ble ladet noe kortere opp, og hullarealet ble forminsket litt for å sikre utkast av salven. Dette førte til meget dårlig avkastning og enkelte anlegg gikk så dårlig at sprengningsentreprenør gikk konkurs grunnet at de måtte sprengne enormt med overfjell for å oppfylle kontraktens krav til blokk.

Blokkene klassifiseres normalt etter vekt, og delvis etter størrelse. Under har jeg satt inn en tabell med de fem størrelsene som benyttes og sånn cirka hvilken størrelse dette innebærer i m³.

Klasse	Tonn	M ³
I	20 – 35	7,2 – 13,2
II	10 - 20	3,6 – 7,6
III	4 – 10	1,5 – 3,8
IV	1,5 – 4	0,6 – 1,5
V	0,5 – 1,5	0,2 – 0,6

Tabell 9 Oversikt blokk-klasser.

2.2 Fallgruver innen blokkspengning

Det finnes flere veier å gå for å få blokk ut av en salve.

Som innen all annen sprengning så må en del ting defineres før en starter den praktiske delen av sprengningen. En del viktige punkter er:

1. Sikkerhet. Er det personer i nærheten av sprengningsstedet? Byggefelt etc.
2. Er det objekter som kan bli skadet eller ødelagt av sprut.
3. Er det objekter som kan bli skadet eller ødelagt av rystelser
4. Er det objekter som kan bli skadet eller ødelagt av luftsjokk.
5. Hvilken mengde blokk skal ut av prosjektert volum, altså avkastning.
6. Er fjellet egnet til å få ut blokk
7. Er klassifisering av blokk realistisk i forhold til anbuds dokumentasjon

Enhver sprengning av blokk medfører at en del av salven ikke skal skades av sprengstoffet, men bare brytes ut. Det vil si at deler av salven egentlig nesten er pilskutt. Dette medfører forhøyet sjans for sprut, luftsjokk og rystelser.

Punkt 1 er å sørge for at sikkerheten blir ivaretatt. Som skrevet over så øker blokkspengning sjansene for utkast som kan skade personer og objekter i forhold til en vanlig fragmenteringssalve. Dette gjør at det må nøye vurderes hvilke tiltak som skal sikre at sikkerheten er ivaretatt. Dette må tas inn som en del av overordnet sprengningsplan og i tilhørende konsekvensanalyse.

Punkt 2 er å sikre at ikke ukontrollert sprut kommer ut av salven. Her må berget grundig undersøkes i forhold til slepperetninger, fall og strøk og for motstandsevne mot

oppsprekking. Dette kan kollidere med sikkerhetsmessig fordelaktig sprengningsretning og må som over tas inn i planverket. Se Figur 11 Salve utenfor kontroll

Punkt 3 er å utføre en skikkelig dokumentasjon av omliggende objekter som kan skades av rystelser. Hvert objekt må om nødvendig måles inn, det må tas bilder og skrives rapport om tilstand. Sprekker og riss som blir oppdaget bør dokumenteres skikkelig før arbeidene starter opp. Det bør lages en database med personalia til de forskjellige eierne slik at disse lett kan nås dersom det skulle være behov. Avstand fra salvepunkter, fjellretninger, høydeforskjeller og mellomliggende grunnforhold bør kartlegges. Dette fremgår tydelig av NS 8141.

Punkt 4 er å kartlegge faren for ødeleggelser fra luftsjokk. Punkterte vinduer er en gjenganger i områder som har blitt utsatt for luftsjokk. Disse sjokkene kan imidlertid under ugunstige forhold bli så kraftige at de påfører bygninger skade direkte. I tillegg er et av argumentene som ofte blir benyttet mot sprengning at mennesker, og spesielt barn og eldre, blir skremt av høye smell. Ved sprenging som nærmer seg pilsalve er det lett for at det utvikler slike smell, og derfor er informasjon til berørte parter viktig.



Figur 11 Salve utenfor kontroll

Punkt 5 er å finne ut hvor mye som skal sprenges ut av hver klasse av blokk. Skal det sprenges store mengder fjell og det er lite blokk som skal til og fjellet ellers er av en sånn kvalitet at dette lar seg gjøre så er det ikke noe problem. Men er fjellet dårlig egnet, men dog slik at det kan brukes, og det er knapp margin, så kan det være en stor utfordring å få nok blokk. Her må geologien vurderes særdeles nøye. Sprekkeretninger, fall, og strøk må kartlegges og angrepspunkt og salveretninger må nøye vurderes sammen med sprengningsteknikken slik at avkastningen blir høyest mulig. Valg av metode må sammenfalle med sikkerhetskriteriene ellers. Se kapittel for geologi.

Punkt 6 blir som i punkt 5 en jobb for å få fjellet klarlagt godt nok. Geologien må vurderes opp mot sprengningsmetode for å klarlegge om fjellet tåler sprengningen. Enkelte fjellsorter er så dårlig egnet at selv om blokkene hadde blitt saget løs og løftet forsiktig på plass så ville vannet ødelagt dem etter relativt kort tid. Finnes det ikke nok god kompetanse på dette på stedet kan det lønne seg stort å søke konsulenthjelp innen geologi. De fleste geologer/ingeniørgeologer vil ha en meget klar oppfattning av hvilke belastninger berget vil tåle.

Punkt 7 blir som en fortsettelse av punktene over. All anbudsregning bestreber seg mot å prise jobben på en slik måte at bedriften både tjener penger, og kan utføre jobben som beskrevet. Når anbudet er levert og prisen er satt så er avtalen bindende dersom anbudet er antatt. Skulle anbyder på et senere tidspunkt finne ut at den prisen som er gitt er totalt feil så er det dennes problem så fremt spesifikasjonen i anbudet er riktig. Dette gir at anbudsregning innen blokksteinsproduksjon fort kan bli et skikkelig tapsprosjekt. Dette sprer seg i organisasjonen og kan føre til at grenser flyttes i negativ retning. Det vil si at risikovilje øker for at ikke tapet skal eskalere og dermed går sikkerheten ned. Ulykker og skader kan fort skje når det er dårlig økonomi i et prosjekt, og statistikken viser at det er overhyppighet med ulykker på anlegg med dårlig økonomi.

Dersom ett eller flere av disse punktene ikke følges opp og er kontrollert er det overveiende sannsynlig at det enten inntreffer uhell, eller at salve blir mislykket ut fra optimalisering.

2.3 Teknikker for sprengning av blokk

Det finnes flere veier å gå for å få et vellykket resultat innen blokkspengning. Dessverre finnes det enda flere for å ødelegge det samme resultatet. Hvis vi starter med et uttak der det ikke er noe å ta hensyn til utenom egen maskinpark og ansatte har vi et utall metoder å benytte.

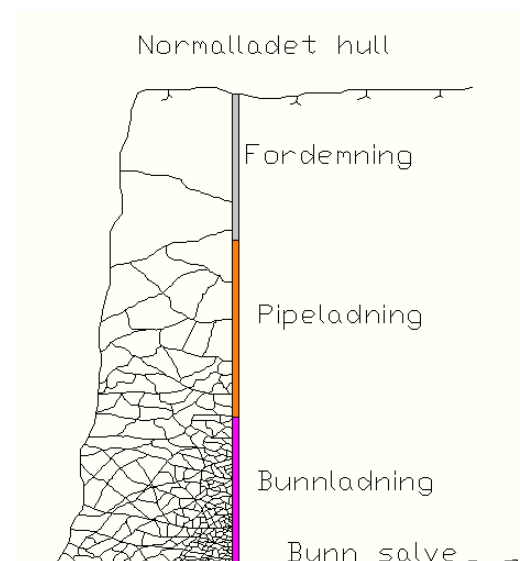
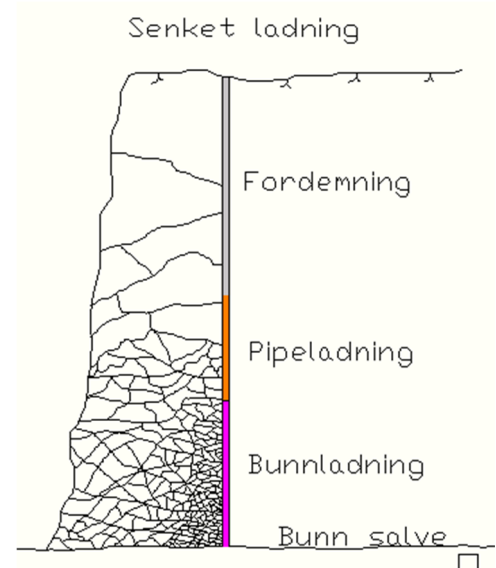
2.3.1 Normal sprengning med senket ladning

Salve sprenges på normal måte, mens pipeladning trekkes lengre ned i hull. Denne metoden forutsetter at hullareal må minkes litt for å oppnå nok ladning pr tonn berg. For at metoden skal være hensiktsmessig må det kontrolleres at slepperetning er av en slik art at det muliggjør stor nok blokkstørrelse.

Figur viser normalt ladet hull og skisserer hvordan normal rissdannelse vil opptre. I neste figur er pipeladning kortet noe ned for å få mer blokk i øvre del av salven. Denne måten å sprengne på gir som figurene viser kun blokk i topparealet. Det er derfor viktig å sjekke hvilken vei slepper går, og hvilken vinkel de har. Dette vil i stor grad avgjøre hvilken vei det kan sprenges, og om det vil bli en forventet avkastning av salven. En egen salveplan med inntegnet geologi der slepper og strøk med vinkler og retninger kommer frem er absolutt å anbefale ved all form for sprengning.

For at salven skal få tilført nok energi må bormønster trekkes sammen slik at ladning pr tonn i front er lik normalladning. Fra hullrekke to må det lades enda hardere for at sprengstoffet skal klare å løfte salven. Dette fordi det dannes færre riss i den øvre delen av salven og dette fjellet må derfor løftes av gassen. Det må vurderes fra salve til salve og fra bergtype til bergtype hvilket ladehøyde som kan brukes på ladningen. Ved for liten ladehøyde og høy ladningskonsentrasjon kan det forekomme voldsomt fremkast fra nedre del av fronten på salven. Rystelsene vil også være høye ved valg av denne metoden.

Metoden fører til mye fragmentert berg som kan brukes til kjernemasser eller annen fylling. Det vil medføre en del mer arbeid med spretting eller pigging av blokk som kan være vanskelig å få ut av salven og som er av en sånn størrelse at de ikke kan brukes direkte. Metoden gir lite styring med andel og størrelse på utsprengt blokk. Det fordrer lite forarbeid med planlegging og kartlegging, og gir derfor ikke et godt planleggingsverktøy for fremdriften. Det vil alltid være en avveining mellom hvilken mengde blokk som trengs, av hvilken størrelse og andelen av kjernemasser.



2.3.2 Splitting av fjell.

Splitting kan deles i to. Som ved presplitt for utslagssalver er prinsippet likt her ved at det kan velges både ren presplitt, eller kombinasjon av splitt og slettsprengning. Det mest vanlige tidligere var slettsprengningsteori der faktor mellom forsetning og hullavstand er under 1,0. Enda er det normalt ved vanlige fragmenteringssalver med et forholdstall på 1,25 mellom forsetning og hullavstand. Dette forutsetter at det sprenges rekker med utslag normalt på rekkene.

Dette vil da si at en slettsprengning utføres med et forholdstall for blokk på under 1, og gjerne ned mot 0,5 - 0,7. Bunnladning forsterkes slik at berg bryter ut nede mens det opp gjennom pipene er så svakt ladet at fjellet akkurat sprekker mellom hullene og gassen trykker fjellet forsiktig fremover.

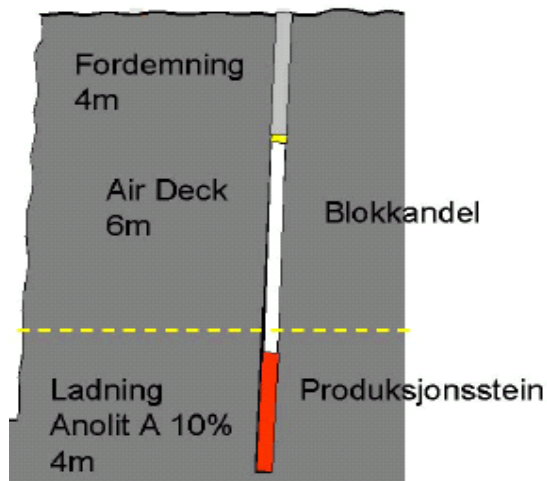
Denne måten å sprengre på medfører at det nesten sprenges pilsalve. Ved denne typen sprengninger blir det så lite fragmentert masse at det blir å regne som ren blokksprengring. Dette gjør at bruddet kan bli tungt å arbeide i og det vil kreve tilpassning i forhold til annen drift for optimalt utbytte. Skal sprengningen gi maksimalt utbytte må geologiske forhold nøye vurderes. Tektonikken vil gjøre at det sjelden er gode forhold for blokk over noe større lengde. Dette vil variere mellom de forskjellige salvene innen samme stuffvegg. Optimalt sett så burde en slik stuffvegg gjerne være opptil hundre meter lang og ha rikelig med plass foran for sortering og lagring av blokk.

Alternativt til kraftig bunnladning kan det sprenges horisontal splitt i bunnen av salven. Hullene bores inn i salven fra sålenivå og laddes som en vanlig presplitt. Presplitten kan også sprenges sammen med salven som en modifisert presplitt. De horisontale hullene nummereres da et nummer under de første vertikale. Det er ved denne typen sprenging fare for overslag mellom liggere og stendere og avstand mellom bunn stendere og liggere bør økes noe. Nøyaktig boring er en forutsetting.

I og med at bunnen av salven er kuttet løs må bunnladning reduseres betydelig i slike salver. Sentrisk sprengstoff gjennomgående u stenderhullene kan virke utmerket uten å risse blokkene unødvendig mye.

2.3.3 Air deck

Air deck vil si at en del av hullet står uladet under fordemningen og over sprengstoffet. Dette betinger imidlertid fri sprenging og grove hull. Anslagsvis fra 89 mm og oppover vil være mest fornuftig. På grunn av den store forsetningen må det lades med høy energi for å oppnå knusing og fremkast av bunnmassene.



Figur 12 Skisse av air deck hentet fra Phil og sønn, Melkøyarapporten.

Figur 10 viser hvordan lading foregår ved bruk av air deck metoden. Eksemplet viser et 14 meter langt hull hvor ladningen kun er 4 meter høy. Dette betinger at gassen må presse ut volumet av berg over ladningen nesten uten at det er slått riss. Derfor er det nødvendig med høyt energi innhold og gassvolum. Anolitt A10 er ikke normal salgsvare og må bestilles særskilt til slike formål. Dette vil på nytt si at det kun blir brukt på større anlegg.

Sprengstoff	Ladetetthet [kg/dm ³]	Detonasjonshastighet [m/s]	Gassvolum [l/kg]	Energi [MJ/kg]
Dynamitt	Ca 1,35	>3000	Ca 885	4,4
Anolitt A10	Ca 1,00	Ca 4000	Ca 860	5,7
Titan 7000	Ca 1,17	Ca 4300	Ca 780	3,2

Tabell 10 Egenskaper noen sprengstoffer egnet for blokkspengning. Oricas produktinfo

Denne formen for sprengning er ikke av gammel opprinnelse og det prosjektet der den er best utprøvd pr i dag er nok Melkøyaprojektet ved Hammerfest. Jeg tar med en tabell som viser eksempel på bormønster og ladningsmetode. Jeg poengterer at dette bare er et eksempel og at en slik tabell må produseres for hvert enkelt tilfelle.

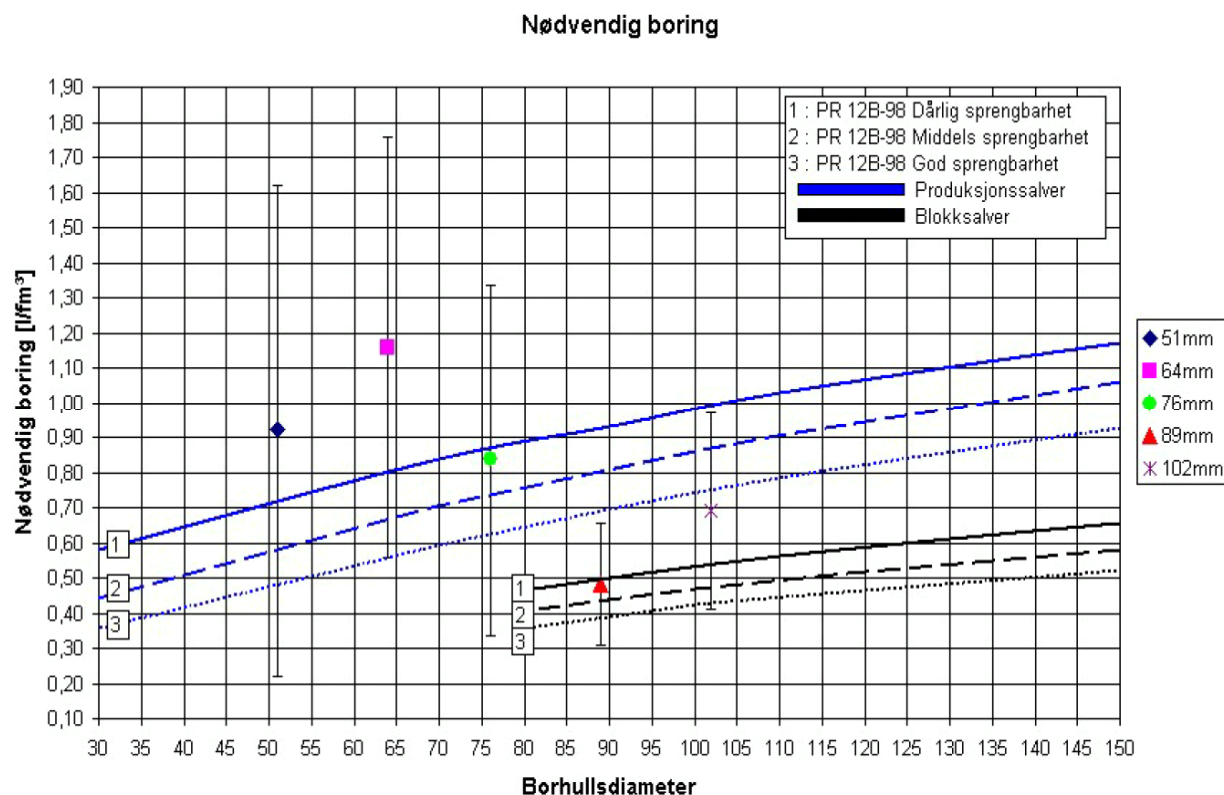
Pallhøyde [m]	13	14	15
V x E (4,5 x 3,5 = 15,75 m ²)	15,75	15,75	15,75
Ønsket ladetetthet [kg/fm ³]	0,2	0,2	0,2
Ladning meter [kg/bm]	8,2	8,2	8,2
Lengde bunnladning [m]	5,0	5,5	5,8
Anolitt A10 [kg]	41	45	48
Air deck [m]	4,0	4,5	5,2
Fordemning [m]	4,0	4,0	4,0

Tabell 11 Eksempel på ladetabell for airdeck sprengning

Det må brukes en tropp under fordemningen som ikke faller ned når det begynner å komme vekt av fordemningen. Det er utviklet spesielle airdeck plugger som fester seg godt i hullene. Disse leveres for den hulldimensjon det er snakk om. I tillegg bør det brukes knust materiale eller annen masse som er kantete i kornstrukturen slik at den låser seg i hullet.

Som ladningstabellen viser så er det lavt spesifikt sprengstoff-forbruk ved blokksprenghing. Et normalforbruk mellom 0,20 og 0,25 kg/fm³ må sies å være normalt.

Det er vesentlig forskjell på nødvendig antall bormeter på en blokksteinssalve og en salve boret for vanlig produksjon. Figur 13 viser forholdet mellom disse og intervall i liter utboret volum i forhold til kronediametre.



Figur 13 Nødvendig boring produksjonssalver og Blokkssalver. PR 12B-98, NTNU

3 Geologi

Kapitel for geologi inklusiv vedlegg baserer seg på det jeg har lest og tilegnet meg om emnet gjennom 18 år som skytebas. Men i hovedsak vil serien "*Ingeniørgeologi*" av Einar Broch og Bjørn Nilsen, samt "*ingeniørgeologi del 1*" av R. Selmer-Olsen være de verkene jeg har studert best og som omtaler det aktuelle stoffet best ut fra det oppgaven omhandler.

Sprengbarheten kan erfaringsmessig variere betydelig fra bergart til bergart. For å kunne planlegge sprengningsarbeidet og utarbeide tids- og kostnadsplaner vil det derfor være ønskelig å ha til rådighet prognoser for sprengbarhet på et tidlig stadium av planleggingen. I enkelte tilfeller gjennomføres prøvesprengninger for å fremskaffe informasjon om sprengbarhet. Her i landet er derimot unntaksvis slike tester blir utført på grunn av kostnadene. Mest vanlig benyttes empiriske verdier som prognosegrunnlag. De geologiske forhold som i største grad er funnet å ha betydning for resultatet er:

- ✓ Bergartens impedans
- ✓ Motstand mot nedknusing
- ✓ Dempningsevnen til berget
- ✓ Anisotropiforholdene
- ✓ Oppsprekningsgraden
- ✓ Strekkfasthet

Bergartens impedans er lik produktet av dens densitet og lydforplantningshastighet. Ladningens impedans er lik produktet av sprengstoffets detonasjonshastighet og densitet. Undersøkelser har vist at i bergarter med vesentlig høyere impedans enn i sprengstoffet vil de maksimale spenninger som induseres bli langt større enn i bergarter som gir lavere impedanseforhold, men den totale energi i støtbølgen vil være mindre. Motstandsevnen mot nedknusing har i denne sammenheng først og fremst relevans i forbindelse med faren for sintring.

Sintring kan i verste fall dempe støtbølgen så mye at enn ikke får dannet de riss som er nødvendige for at sprengningen skal bli vellykket. Bergarter med liten motstandsevne mot nedknusing er mest utsatt for sintring.

Sintring vil si at trykk og temperatur i berget rundt borehullet overstiger skapelsestemperatur- og trykk for berget og dermed forandrer krystallene form. Berget kan "brenne" helt opp og bli bare støv og dermed dempe støtbølgen så mye at sprengning blir mislykket.

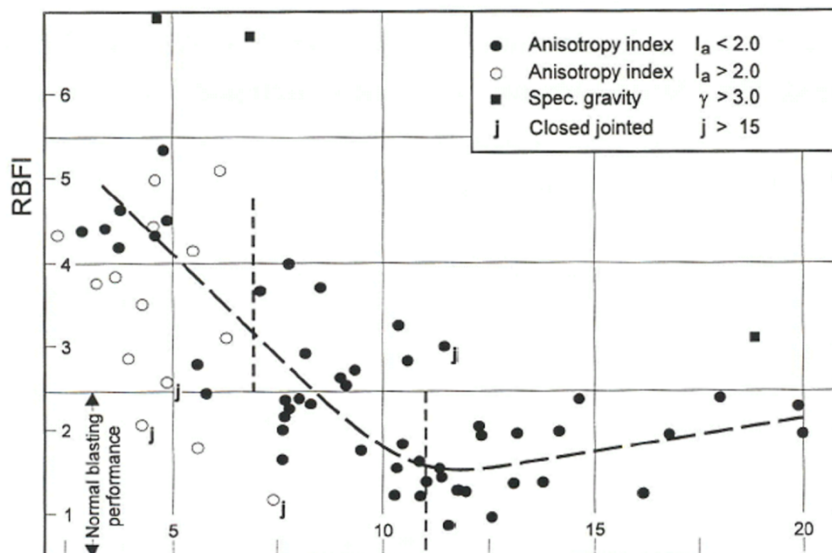
Demping av støtbølgen vil skje blant annet av geometriske årsaker og på grunn av absorpsjon av energi etter hvert som bølgen sprer seg utover. Eventuelle stikk og sprekker i bergmassen vil også dempe bølgen. Evnen til å dempe støtbølger varierer sterkt fra bergart til bergart. Det er funnet en sammenheng mellom en bergarts evne til å dempe støtbølgen, og bergartens lydhastighet. Lav lydhastighet indikerer generelt stor dempningsevne.

Bergartens strekkstyrke har direkte betydning for støtbølgens evne til å indusere riss rundt borehullet, og er følgelig en vesentlig parameter med tanke på sprengbarheten.

Det er funnet en viss grad av korrelasjon mellom punklaststyrke målt på 25 mm borkjerner boret normalt på bergartsfoalisjonen og sprengbarhetsindeksen RBFI.

Det fremgår at de beste sprengbarhetsegenskapene er oppnådd for bergarter med minste punklaststyrke mellom 9 og 14 MPa. Ved høyere punklaststyrke blir sprengbarheten merkbart dårligere.

Selv om spredning i diagrammet er stor, fremgår det at en likevel har de største sprengbarhetsproblemene i svake bergarter. Dette skyldes det tidligere omtalte problemet med sintring. Diagrammet viser for øvrig at bergarter med stor styrkeanisotropiindeks samt bergarter med stor densitet jevnt over har større sprengbarhetsindeks enn punktlaststyrken skulle tilsi, mens forholdet for sterkt oppsprukne bergmasser jevnt over er det motsatte.



Figur 14 Punktlaststyrke kontra sprengbarhetsindeks³

I bergarter som på et eller annet punkt avviker fra det gunstige variasjonsområdet vil sprengbarheten være dårligere. Følgende grupper av bergarter vil være typiske "problembergarter" med hensyn på sprengbarhet.

- ✓ Tunge og samtidig seige og sterke bergarter
- ✓ Spesielt anisotrope bergarter
- ✓ Massive Gabbrobergarter
- ✓ Visse typer Gneisbergarter
- ✓ Visse typer Glimmerskifer

³ Ingeniørgeologi E. Broch, Bjørn Nilsen.

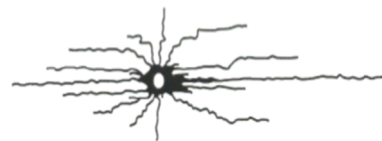
Foruten de forhold som her er diskutert er det klart at en del andre vanskelig kvantifiserbare forhold vil innvirke på sprengningsresultatet og redusere sikkerheten av prognosene i planleggingen. Av sprengningstekniske forhold nevnes spesielt borenøyaktighet og av bergtekniske forhold nevnes spesielt bergtrykk og småfolding. Et moderat bergtrykk vil gi økt innspenning og motvirke rissdannelse mens et høyt bergtrykk kan føre til at salven bryter utover det normale og planlagte. Småfolding gir generelt dårligere sprengbarhet.

Den fragmentering som oppnås ved fjellsprenghing vil avhenge av sprengningstekniske forhold som bormønster, sprengstofftype og ladningsmengde, men vil i stor grad også være bestemt av geologiske forhold som primær oppsprekningsgrad, bergartsstyrke og grad av anisotropi. Graden av innspenning kan også være sterkt utslagsgivende.

I lite oppsprukne, sterke og seige bergarter vil en ofte oppleve ujevn fragmentering og stor andel av grovblokk. Generelt kan en si at jo sterkere bergarten er, desto mer sprengstoff kreves for å oppnå et gunstig resultat, og jo mer vil fragmenteringen være bestemt av graden av primæropsprekning. I bergarter som er sterkt oppsprukket med stikk og sprekker i flere retninger, blir naturlig nok alt det utsprengte materialet småfallent og vil ikke kunne brukes.

Formen til sprengsteinen ("kornformen") vil i stor grad være bestemt av primæropsprekning og grad av anisotropi. I sterkt anisotrope skifre vil en vanligvis få sterkt flakig eller stenglig sprengstein, mens en i massive, isotrope bergarter vil få en stor andel av kubisk materials. Når hensikten er å oppnå størst mulig andel av grovblokk, f.eks. plastringsstein til dammer eller moloer bør en finne fram til mest mulig isotropt og sterkt, lite oppsprukket berg. Ladningen pr. kubikkmeter bør reduseres mest mulig, og om mulig bør ladningen fordeles i borehullsrastrer som faller parallelt med en markert svakhetsretning.

Figur 15⁴ viser hvordan sprekke dannedes i anisotropt berg. Lange sprekker på langs av sprekkeretning.



Figur 15 Anisotropt berg, sprekkemønster

I retning på tvers av planstrukturen som vist ovenfor vil en få sterk demping av støtbølgen samtidig som de tangentielle strekkspenninger må overvinne en høy strekkstyrke. Dette betyr at enn vil få liten rissdannelse. I retning langs planstrukturen vil støtbølgen bli mindre dempet, samtidig som strekkstyrken her er mindre i tangential retning. Rissdannelsen vil følgelig bli langt kraftigere langs planstrukturen, og det etterfølgende statiske gasstrykket vil

⁴ Ingeniørgeologi, E. Broch, Bjørn Nilsen

vesentlig gi sprekkeforplantning i denne retning. Ved stor grad av anisotropi kan resultatet bli som vist over, at enn får en kraftig sprekk langs lagene men liten eller ingen sprekkdannelse på tvers. Dersom borehullet settes på tvers av planstrukturen, vil forholdene være nær anisotrope, og resultatet bli betydelig bedre dersom det er best mulig fragmentering som er målet. I motsatt fall er det utmerket for blokksprenghing. Et av hovedmålene under sprenghingsprosessen er å indusere riss og bruddflater i bergmassen den eller de veier som vil gi den optimale fragmenteringen ut fra planleggingen. Den primære oppsprekkingen i berget har følgelig en vesentlig innvirkning på sprenghbarheten og resultatet. Dermed vil dette avsnittet være veldig viktig å forstå for å oppnå et blokk resultat.

Impedanseforholdet kan beregnes ved måling av spesifikk vekt og lydgjennomgangshastighet. Motstandsevnen mot nedknusing kan måles ved fallprøven, dempningsevnen ved lydgjennomgangstest og strekkstyrken ved punktlasttest. Anisotropiforholdene kan måles ved punktlasttest og/eller lydhastighetstest på tvers og langs planstrukturen. Dette utstyret finnes dessverre ikke tilgjengelig ved HiN og jeg har ikke fått utført praktisk tester innenfor denne oppgaven. Punktlastapparat og lydhastighetsmåler er ikke kostbart utstyr og burde egentlig vært tilgjengelig på ethvert anlegg av en viss størrelse da disse testene er meget enkle samtidig som de gir betydelig gevinst både i avkastning og økonomi.

For å få en dypere forståelse av de geologiske parametrene henviser jeg til vedlegg "Geologi" der jeg beskriver nærmere opprinnelsen, egenskapene og en del målemetoder som er et absolutt krav å kunne en del om dersom forståelsen for det sprenghingsfaglige skal kunne utnyttes optimalt.

4 Drøfting av tiltak

Sprengningsteknikken er gjennomgått og modellert for ulike typer sprengning og situasjoner hva angår geologi og sprengstoffer. Pr i dag er geologi nesten ikke et tema på kurs som fører frem til tidligere sprengningssertifikat kl A og nå "Bergsprenger" og "Bergsprengningsleder".

Dette gir et tomrom av informasjon som ikke kan fylles opp ved bare å studere sprengningsteori. Den årvåkne leser av denne oppgaven vil etter å ha lest både vedlegg for geologi og sprengningsteknikkdelen finne en rød tråd, altså en koppling, som går gjennom begge delene.

De forskjellige grafene og tabellene viser et utsnitt av et område enten det er på tidsaksen, avstanden eller nivå av ladning. Sammenholdes disse og helheten trekkes ut samt at tekstdelene forstås så vil følgende komme frem:

1. Detonasjonshastighet i et sprengstoff påvirker sterkt opprissingen i berget og dermed også hvilken fragmentering som kan forventes.
2. Hvordan sprengstoffet fyller hullet har stor innvirkning på nivå av oppsprekking i berget.
3. Sprengstoffets gassutvikling vil ha stor innvirkning på hvordan fragmentering og fremkast blir.
4. Måten sprengstoffet brukes på i forhold til type og tenning innvirker sterkt på resultatet.
5. Forståelse av tidsaksen innenfor detonasjonen og hvordan støtbølgen og rystelsene får frem resultatet vil kunne forandre arbeidsmetode til en langt mer effektiv metode.
6. Bergartstype, opprinnelse og kornformighet har avgjørende betydning for om blokk kan brytes ut.
7. Berg har uendelig mange variasjoner i forhold til styrke, seighet, densitet, kornfordelinger, permeabilitet, temperturgjennomgang og kohesjon. Det kan derfor ikke lages en liste over metoder sett i forhold til bergtype.
8. Sprekkesettene må logføres og beste retning for sprenging tas ut. Det må defineres hvilket sprekkesett som vil være det dominerende.
9. Utførelse har direkte korrelasjon til rammebetingelsene rundt sprengningen, dvs. geologi, frisprengring eller ikke og valg av metode.

Dette gir at både geologiske og sprengningstekniske forhold må forstås for å kunne få et godt resultat. Dersom et større kvantum blokk skal brytes vil det være god økonomi i å få en geolog/ingeniørgeolog til å forestå testingen av berget og beregne de nødvendige parametrene. De aller fleste skytebaser har for lite kunnskaper innenfor geologifeltet til at det vil gi et optimalt resultat.

5 Konklusjon

Fremgangsmetode for å få et optimalisert resultat innenfor blokksprenghing vil derfor bli:

1. Få en oversikt over hvilken bergart det er i området som skal brukes til steinbrudd.
2. Ta så mange kjerneprøver av berget at det gir et godt grunnlag for å bestemme parametrene med hensyn på isotropi/anisotropi, retninger, lagdelinger/stikk, kornfordeling og styrke, densitet, permeabilitet og temperaturledning. Prøvene testes slik at strekkfasthet, hardhet og retninger klart kommer frem. Her avgjøres det om berget er egnet eller ikke til blokk. Benytt nødvendig kompetanse.
3. Det velges sprengstoff og lademetode ut fra resultatet i pkt 2. Et svakt berg vil lett sprekke opp og trenger et sprengstoff med mye gass, mindre hastighet, og at ladning har betydelig mindre tverrsnitt enn hullet. Motsatt med et berg som har stor motstand mot oppsprekking.
4. Tennsystem optimaliseres. Det vil si at tennsystem må velges ut fra type berg, og hvor store avvik det er i tennøyeblikk. 100 % nøyaktighet ville vært optimalt men er umulig. Graden av unøyaktighet må ses i sammenheng med bergets motstand mot oppsprekking. Elektronisk tenning kan i enkelte tilfeller gjøre forskjellen på en vellykket eller mislykket salve da disse har veldig høy tenningsnøyaktighet.
5. Metode velges ut fra bergtype og krav til avkastning/økonomi. Det kan salvesprenges, sprenges en eller flere rekker samtidig, splittes, slettsprenges eller bare bunnlades, eventuelt air deck sprenges. Er det objekter som kan skades i området setter dette også begrensinger på valg av metode.
6. Retning salvene sprenges ses i sammenheng med pkt 2. Det er viktig at berget brytes ut den veien det er svakest for sprengstoff. Dette vil gi de minste rissdannelsene i de utsprengte blokkene og det beste resultatet. Selv om berget har tre til fire retninger i strukturen vil det ha en dominerende retning. Nærmest normalt dette akseplanet vil svakeste retning ligge. Salvene bør derimot sprenges med en liten vinkel fra denne aksene slik at ikke all energien fra "baksparket" sendes inn i bakenforliggende fjell men får en viss refleksjon sideveis.
7. Boreteknikk må optimaliseres. Det gjelder både valg av diameter, retninger, plassering av hull og om det må plasseres hjelpehull.

6 Vedlegg

6.1 Geologi

For å få en liten forståelse av kompleksiteten ved bergsprenghing skal vi ta en liten runde innom de mest vanlige definisjoner og forekomster av berg og deres opprinnelse.

En bergart kan defineres som et naturlig dannet aggregat av ett eller flere forskjellige mineraler. Den kan være dannet ved størkning av smeltet bergartsmasse (magma), ved herding eller sementering av løsmasser, eller ved omvandling av eksisterende bergarter. (metamorfose). Det finnes derimot pr i dag ingen definisjon av berg. Dette arbeidet er startet i Europeisk sammenheng og skal være avsluttet innen utgangen av 2012. Dette resultatet vil ha en innvirkning da det kommer en enhetlig standard som klassifiserer berg og det dermed kommer målbare kriterier som skal oppfylles. Dette vil føre til et enhetlig språk og anbudsprosjektering blir mer enhetlig og lik over et større område.

6.1.1 Opprinnelsen

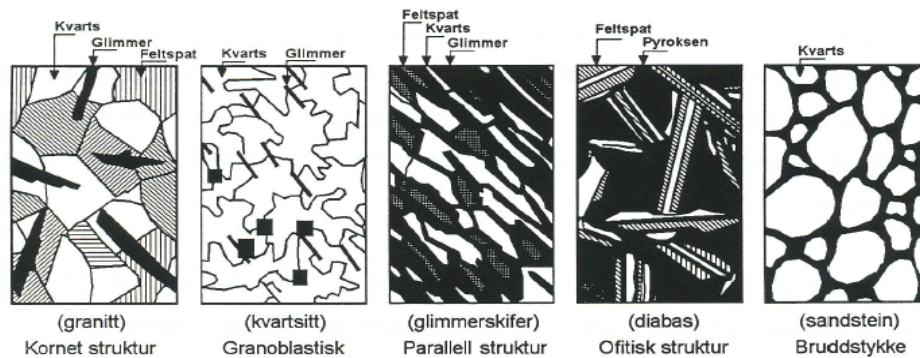
Bergartene gis først og fremst navn etter deres dannelsesmåte, mineralsammensetning og metamorfosegrad. Det er derfor naturlig at en vil registrere store spredninger i de forskjellige fysikalske og mekaniske egenskaper. Ikke bare mellom de ulike bergartstyper, men også innen en og samme gruppe av bergart. De forhold som innvirker på disse egenskaper vil nemlig være, i tillegg til dem som er nevnt, slike som mineralkornenes størrelse, form og orientering, samt sammenbindingen mellom kornene.

Disse forhold tas kun i liten grad i betraktning når bergartene gis navn. For å identifisere mineralene benytter en seg av en rekke fysikalske egenskaper så som farge, strek, glans, ripehårdhet, spalteriss, lysbrytningsevne, spesifikk vekt, magnetiske egenskaper osv. Enkelte av disse vil være retningsavhengige. Til sammen dekker mineralene et meget vidt spekter for flere av disse fysikalske egenskapers vedkommende, for eksempel ripehårdhet og spesifikk vekt. Også med hensyn til mekaniske egenskaper uttrykt ved elastisitet og styrke viser mineralene store innbyrdes variasjoner. Spesielt er det viktig for bergartens materialtekniske egenskaper at enkelte mineraler viser meget stor forskjell i elastisitet og styrke i ulike retninger. Dette vil være svært viktig for sprengningsretning ved blokksprenghing.

Bergarter som inneholder slike mineraler med samme orientering vil preges av større eller mindre grad av anisotropi i sine egenskaper. Bergarter bygges altså opp av en varierende mengde av mineraler med til dels store variasjoner i forskjellige egenskaper, egenskaper som for mange mineraler er retningsavhengige. En må derfor vente at bergarter som materiale kan spenne over meget vide registre, noe som også til fulle demonstreres i naturen. Enkelte bergarter er så svake at de kan brytkes med hendene, mens andre kan være vanskelig å dele

selv med slegge. Nå kan egenskapene hos enkelte mineraler være så særpregede at de til en viss grad kan prege hele bergartsgruppen hvor de inngår i særlige mengder.

Figur 16⁵ viser forskjellige finslipbilder



Figur 16 Finnslibilde av forskjellige bergarter

For eksempel preges en bergart sterkt av den mengde glimmer den inneholder. Graden av parallell-orientering av disse mineraler og deres fordeling i sammenhengende lag vil gi ytterligere utslag i særegne materialtekniske egenskaper i form av høy anisotropi og spesielle elastisitetsforhold. På grunn av dette vil glimmerskifrene ofte kunne skilles ut som egne grupper av berg.

Figur 16 burde egentlig vært gjengitt i farger da den viser tynnslib av bergartene. Tynnslib foregår ved å slippe ren en overflate av en kjernebit også limes denne til en glassplate. Deretter slipes kjernen så tynn at den kan gjennomlyses i mikroskop. Ved å benytte forskjellig lysfilter vil de forskjellige mineralene fremstå på ulike måter.

Enkelte mineraler som for eksempel glimmer kan i metamorfe bergarter være innvokst i ett eller flere andre korn av annen type og danne forankringer mellom disse. Da grensesonene ofte er av de svakeste forhold i bergarten, vil en mer kompleks form på denne vanligvis forbedre bergartens styrke. Dette er ofte ensbetydende med at styrken vil øke med finkornigheten. Det er utviklet bruddteorier for bergarter som er basert på antagelser om at brudd initieres i uhyre små riss eller åpninger som finnes langs mineralkorngrensene.

De eruptive bergartene har ofte en helt tilfeldig orientering av kornene, og er følgelig nær isotrope i sine egenskaper. I gabbro og diabas har vanligvis feltspatkornene liste eller plateform og ligger orientert i alle mulige retninger som fibre i en filt. Dette øker styrken ide spalteretningen i feltspaten ikke i særlig grad svekker bergarten. Samtidig er oftest både kornformen og korngrenseforholdene fordelaktige for styrken.

⁵ Ingeniørgeologi, R. Selmer –Olsen.

I de sedimentære og metamorfe bergartene er det ofte en god parallellorientering av mineralene, noe som gir disse bergartene typiske anisotrope egenskaper med en utpreget svakhetsretning. Under sedimentasjonen vil bladlige mineraalkorn bli liggende med sin største sideflate parallelt med bunnen. Komprimeringen vil øke parallellorienteringen. Under metamorfose vil mineralene vokse i plan som står normalt på største hovedspenningsretning. Glimmermineralenes meget anisotrope og elastiske karakter vil derfor gi de sedimentære og metamorfe glimmerrike bergarter sine særpregete materialtekniske egenskaper. Likeledes vil klorittmineralene gi de metamorfe, basiske eruptivbergarter noe av sin bløte og svake karakter med glatte stikk.

De fleste bergarter har fått utviklet svakhetsretninger eller såkalte kløyvretninger som en følge av de spenningsendringer de har vært utsatt for. Dette er et slags mikrobruddfenomen som er knyttet til bergartens forhistorie og vil følgelig veksle mellom bergart og sted. Det er opptil tre kløyvretninger hvorav den ene er sterkere enn de to andre. Langs disse retninger kløyver bergartene meget lettere enn langs andre retninger. Som regel vil de mest markerte kløyvretninger falle sammen med en av de retninger som fremgår av bergartens tekstur eller foliasjon, men den behøver ikke alltid å gjøre det. Enkelte ganger kan kløyv være utviklet så sterkt at det oppstår en synlig falsk skifrihet i bergarten. Det vil si en yngre skifrihetsdannelse som ikke faller sammen med den primære lagdeling eller annen eldre skifrihet. Oppsprekningsretninger i en bergmasse faller som oftest sammen med retningene for kløyven eller den falske skifrihet. Kløyveegenskapene er av de typiske ting som skiller bergarter fra andre mineraler, for eksempel betong.

I det ovenstående er det i korte trekk beskrevet hvordan bergarter er bygd opp. Det har forhåpentligvis klart fremgått at det er et meget komplekst og variert materiale det dreier seg om. For å beskrive det i teknisk henseende er det derfor nødvendig å foreta målinger av dets mange egenskaper. For dette formål brukes det en del vanlige materialtekniske målemetoder, men det har også vært nødvendig å utvikle metoder som er spesielle for bergarter. Et par slike skal jeg ta med når vi kommer inn på bergets borbarehet, blant annet en aggregatmetode for undersøkelser av innvirkningen fra kombinerte mekaniske påkjenninger, den såkalte fall- og slitasje prøven. Dette er en høyst aktuell prøve å ta ved en viss størrelse på et blokkanlegg.

For å få et visst innblikk i hvordan berg måles for å finne bergartenes fysikalske og mekaniske egenskaper vil jeg ta med en del om dette. Selv om det må innhentes informasjon fra geotekniker ved prosjektering av et sprengningsoppdrag mener jeg det må finnes et minstekrav til kunnskap angående bergmekanikken slik at de riktige spørsmålene i alle fall kan stilles videre. Jeg vil ta med en del måleresultater for norske bergarter, og en del forhold som influerer på disse.

6.1.2 Densitet.

Dersom en har regulært formede bergartsstykker, for eksempel tilsagede eller utborede kjerner kan volumet beregnes direkte. Densiteten bestemmes da etter veiing som vekten dividert på volumet. Er bergartstykkene tilfeldig formet for eksempel i form av pukk brukes vanligvis pyknometermetoden for å bestemme densiteten. Som et enkelt og greit pyknometer kan et halvliters norgesglass brukes. Kantene planslipes og en glassplate brukes som kork. Densiteten bestemmes som

$$\rho = \frac{W_s \times \rho_w}{W_s - W_1 + W_2} \quad (0.21)$$

Hvor W_s = Vekt av bergartsprøven

W_1 = Vekt av pyknometer + vann + prøve

W_2 = Vekt av pyknometer + vann

ρ_w = densitet vann

Densiteten for norske, ikke malmholdige bergarter varierer fra 2,60 til 3,25 kg/dm³.

Eksempler på målte verdier er vist i tabellen under.

Bergartstype	kg/dm ³
Gabbro og amfibolitt	3,15
Anorthositt og klorittskifer	3,00
Grønnstein	2,85
Glimmerskifer og dolomitt	2,80
Kalkstein og syenitt	2,75
Trondhemitt	2,70
Granitt og kvartsitt	2,65

Tabell 12 Densitet i en del bergtyper

6.1.3 Porøsitet og permeabilitet.

Porøsitet er definert som volumet av porer i prosent av massens totale volum. Med en bergarts effektive porøsitet forstås den prosentvise andel av porer som lar seg fylle med vann, eller det vannvolum i prosent av total masse som kan måles med en porøsitetstest. Det finnes flere metoder for måling av porøsitet i bergarter, fra relativt enkle og grove til mer kompliserte og vanligvis mer nøyaktige. For måling av porevolumet veies vanligvis prøven først med luft i porene, dvs. i fullstendig uttørket tilstand. Deretter erstattes luften i porene med vann, hvorefter prøven veies på ny og porevolumet kan beregnes. Problemene med målingene vil som regel være i første omgang å få alt vann ut, dernest å være sikker på at all luft virkelig blir erstattet med vann. For best mulig å oppnå dette evakueres luften, og vann tilsettes mens prøven fremdeles befinner seg under lavt trykk. Det kan også gjøres ved at prøven legges i vann og kokes en tid.

Ved å bruke endekappede borkjerner som prøvestykker, forenkles beregningen av massens volum. For å fjerne ekstra vann som er bundet på overflaten, trilles de våte kjernene over et håndkle.

Permeabiliteten er et mål for en bergarts evne til å transportere vann under et gitt trykk. Den avhenger således av tilstedeværelsen av strømningskanaler eller strømningsrør i materialet. Permeabiliteten beskrives ofte ved hjelp av den såkalte permeabilitetskoeffisienten, k , som er proporsjonalitetsfaktoren mellom hastighet og hydraulisk gradient i Darcy's ligning. Dette forutsetter en viss forståelse av hydraulikk og jeg skal ikke gå så dypt inn i det temaet. Det er imidlertid for forståelsen greit å sammenligne berget med trevirke og se på hvordan det oppfører seg forskjellig i tørr, og fullt vannmettet tilstand. Et vannmettet trevirke kan bøyes og er mye mer fleksibelt enn ett tørt virke som lett brekker. Vått trevirke har lav trykkfasthet og vannet vil synlig klemmes ut under litt belastning.

Porøsiteten hos norske bergarter er gjennomgående meget lav, oftest under 1,0 %. Enkelte forvitrete kalkspatholdige bergarter har noe høyere porøsitet. Den høyeste effektive porøsitet som så vidt vites er målt på en norsk fastlandsbergart, er ca. 7,5 %. Den ble målt på en Brumunddalsandstein av permisk alder. Hos unge sedimentære bergarter på kontinentalsokkelen er det målt så høye porøsiteter som ca. 30 %

Bergart	Effektiv porøsitet	Lengdeutvidelseskoeffisient	
		Av fuktighet	Av temperatur (c)
Basalt (perm)	0,11 %	4×10^{-5}	$8,5 \times 10^{-6}$
Larvikitt	0,61 %	8×10^{-5}	$4,9 \times 10^{-6}$
Trondhemitt	0,84 %	10×10^{-5}	$7,2 \times 10^{-6}$
Gneis par. foliasjon	0,75 %	8×10^{-5}	$5,7 \times 10^{-6}$
Gneis norm. foliasjon	0,69 %	8×10^{-5}	$8,8 \times 10^{-6}$
Kvartsitt	1,09 %	11×10^{-5}	$12,1 \times 10^{-6}$
Marmor	0,48 %	28×10^{-5}	$6,3 \times 10^{-6}$
Kalkstein	0,58 %	28×10^{-5}	$5,0 \times 10^{-6}$
Sandstein Devon par.	0,22 %	12×10^{-5}	$11,0 \times 10^{-6}$
Sandstein Devon norm.	0,27 %	16×10^{-5}	$10,9 \times 10^{-6}$

Tabell 13 Porøsitetstabell for noen norske bergarter

6.1.4 Lydhastigheter målt med pulsgenerator

Måling av lydhastigheter gjøres for å skaffe generelle opplysninger om bergartenes egenskaper. Flere av de påkjenninger bergarter utsettes for ved anleggsdrift er av dynamisk natur, f.eks. boring og sprengning. Det er derfor rimelig å anta at de dynamiske parametere i noen grad vil være korrelert med resultatene fra slike påkjenninger. Målemetoden har ellers vist seg hensiktsmessig når det gjelder å uttrykke bergartenes anisotropiforhold. Undersøkelsesmetoden har den store fordel at den er nondestruktiv, d.v.s. at den ikke ødelegger prøvestykket slik at det undersøkte materialet også kan brukes i andre tester, f.eks. punktlasttesten, eller for trykkprøving. Utstyret er i dag såpass rimelig at det er innenfor rekkevidde for de fleste som jobber en del innenfor dette feltet. Dette kan også utføres som en felttest på mange prøver som vil gi et rimelig bra resultat som vil ha verdi for utførselen av blokksprenghing

6.1.5 RQD - systemet ⁶

RQD (Rock quality designation) er en mye brukt metode for karakterisering av oppsprekkingsgraden i utborede kjerneprøver. Selv om den vanlige RQD hovedsakelig indikerer kvaliteten på fjellmassen, gir beregningen også en god karakteristikk av oppsprekkingsgraden. RQD betraktes som en indirekte bestemmelse av blokkstørrelse og er definert som følger:

RQD = Summen av lengden (mellom naturlige sprekker) av alle deler i en kjerneprøve som har lengde lenger enn 10 cm, uttrykt i prosent av total kjerneprøvelengde.¹²

⁶ Dr. scient Arild Palmstrøm, Dr. Ing O.T. Blindheim og Professor E.Broch

RQD vil dermed bli et tall mellom 0 og 100. En økning av antall sprekker i fjellmassen vil generelt gi en lavere RQD.

RQD brukes blant annet som en inputparameter for klassifisering av blokkstørrelse eller sprekketetthet. RQD er endimensjonal, uten støtte fra andre metoder.

Et spesielt forhold ved RQD er at RQD er lik 0 om kjernebitene er 1cm eller 9cm lange, og tilsvarende er RQD lik 100 om kjernebitene er 10 cm eller 100 cm lange. Den klassiske RQD dekker derfor bare et begrenset område av oppsprekkingen. Ved å benytte en RQD_{100} som en midlere verdi vil den angi prosentandel av blokk i berget med sprekkeavstand større enn 1,0 meter. Foliasjonen vil endre seg mye også innenfor et og samme bruddet så det må jevnlig tas prøver dersom dette skal være et godt verktøy.

RQD_t vil angi den minste avstanden mellom sleppene som kan være for å ha mulighet til å få ut den type blokk som er ønskelig. De andre sleppesystemene må da ha adskillig lengre avstander. Dette vil være en geologisk vurdering som må legges til grunn før arbeidene settes i gang og følges opp ettertiden. Når målinger og retninger er satt kan verdien legges inn i en tabell som igjen kan danne grunnlaget for bormønstre.

			Sprekkeavstand i sprekkeseett med eksempelvis høyde/bredde forhold 2,5 m			RQD _t
Klasse	Tonn	m ³	Sett 1 [m]	Sett 2 [m]	Sett 3 [m]	t [cm]
I	20 - 35	7,4 - 13	1,3	3,3	3,3	130
II	10 - 20	3,7 - 7,4	1,1	2,8	2,8	110
III	4 - 10	1,5 - 3,7	0,9	2,3	2,3	90
IV	1,5 - 4	0,6 - 1,5	0,7	1,8	1,8	70
V	0,5 - 1,5	0,2 - 0,6	0,5	1,3	1,3	50

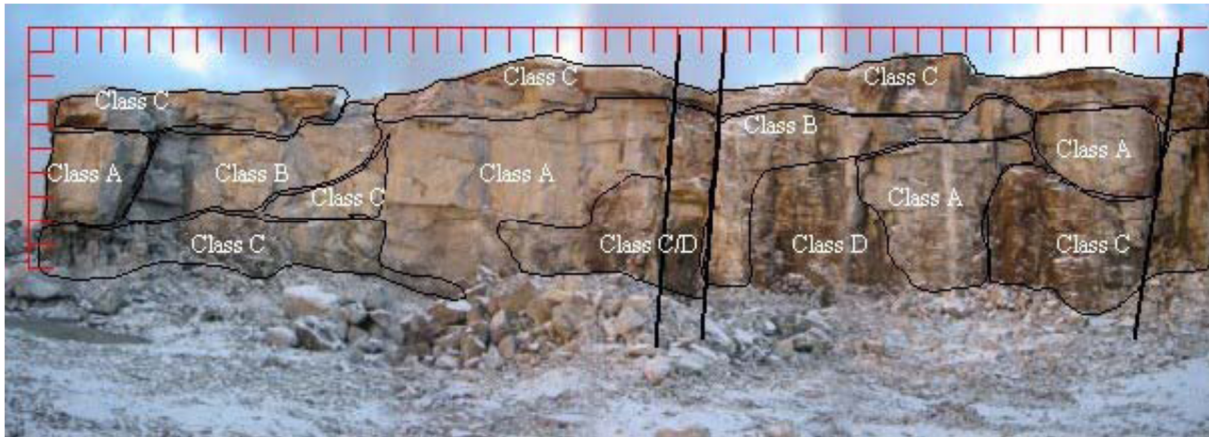
Tabell 14 Eksempel på RQD tabell i forhold til avstander sprekkeseett

Som tabellen viser vil sleppeavstandene avgjøre en del av hvilken fasong blokkene som kommer ut av salvene vil ha. Den sier derimot ikke noe om vinkelen. Dette må måles med klinometer og settes inn i en annen tabell.

Det er videre viktig at de antagelser som blir gjort før sprenging følges opp og evalueres i røysa etter sprengning slik at tabellene optimaliseres etter hvert som arbeidet går fremover.

En måte å effektivisere dette på er å ta bilde av stoffen etter at salva er rensket ut og sålen ryddet. Hvis bildet legges inn i for eksempel Auto Cad og skaleres riktig kan det tegnes inn hovedsprekkesystemer og bormønstre og foreventet sprengningsresultat kan legges frem før boring tar til. Dette vil effektivere arbeidet og fungerer utmerket der det lar seg gjøre å ta bilder. Det kan for eksempel være vanskelig i den mørke årstid eller at sleppesystemene ikke trer godt nok frem etter sprengning.

Slik kan et slikt bilde vises i Auto Cad etter påtegning av blokk-klassene⁷



Figur 17 Eksempel på klassifisering av blokk via bildetaking.

Metoden kan vise seg spesielt nyttig ved arbeid for å få ut blokker klasse I og II som ofte er de vanskeligste å få til da geologien setter sine begrensninger.

6.1.6 Fukteutvidelse.

Når bergarter fuktes, vil de utvide seg noe eller "svelle", eller omvendt når fuktige bergarter tørkes ut, vil de krympe. Figur 14 viser resultater fra lengdeutvidelser målt på kjerner av norske bergarter. Utvidelsen gjelder fra fullstendig uttørket til fullstendig vannmettet tilstand. Målingene er foretatt med en nøyaktighet på 1 μm på ca 10 cm lange kjerner, og viser at lengdeutvidelseskoeffisienten varierer mellom 4×10^5 til 28×10^5 . Det fremgår tydelig av tabellen at kalkspatholdige bergarter utvider seg særlig mye ved oppfukting. Dette viser at det ikke er store ekstra spenninger tilført berget grunnet tilførselen eller fjerning av vannet. Dermed er det andre parametre som for eksempel grad av rystelser og oppsprekking som vil forandre seg under befuktning. Da bergarter in situ som regel er vannmettede bør all styrketesting forgå på vannmettede prøver. Ved å bruke resultater fra laboratorieundersøkelser på tørre prøver vil en ellers kunne overvurdere et materiales styrke ganske betydelig på grunn av at prøven er tørket ut.

6.1.7 Varmeutvidelse.

Som det fremgår av figur 14 ligger varmeutvidelseskoeffisienten hos våre bergarter mellom $0,5 \times 10^5$ og $1,2 \times 10^5$. Et spenn på 15 m vil utvide seg 2,7 mm ved en temperaturstigning på 15°C. En slik beskjeden utvidelse har vanligvis liten betydning for stabiliteten i et anlegg, men den kan komme til å gi et tilskudd til et på forhånd høyt bergtrykk og fremskynde avskallinger. Det samme kan sies om den utvidelse en tørr

⁷ Melkøyarapport, Siv. Ing. J.A. Kristoffersen, Dr. Ing. Vegard Olsen

bergart får når den gjennomfuktes. Jeg finner det rimelig sannsynlig at generelle tektoniske forhold vil bidra mer i en eller annen retning når det gjelder bergets brukbarhet til blokk enn varmeutvidelse og fuktutvidelse.

Den gamle fyrsetningsmetoden for å ta ut berg var basert på bergartenes utvidelse ved varmpåkjenninger. Det kan tenkes aktuelt å nyttiggjøre seg samme effekt for en detaljutforming av massiv gneis eller granitt e.l. for å oppnå spesielle arkitektoniske virkninger. En jetbrennemetode er nyttet for forming av steinblokker, for brenning av slisser og for boring av storhull. Metoden bygger på store temperaturforskjeller innen små områder. Det nyttes jetfluidum og surstoff. Varmeutvidelseskoeffisienten hos bergartens mineraler, deres sprøhet, varmeledningsevne og smeltepunkt blir utslagsgivende for den effekt som oppnås. Dette vil imidlertid neppe kunne anvendes industrielt i dag med de krav som settes til effektivitet.

6.1.8 Varmeledningsevne.

Varmeledningsevnen vil ikke bare variere fra mineral til mineral, men vil også for hvert enkelt mineral være avhengig av i hvilken retning i forhold til krystallaksene varmen ledes. Nedenfor er satt opp gjennomsnittlige varmeledningstall for en del viktige bergartsdannende mineral. Tallene i parentes gir spredningsområdet.

Bergtype	kcal/time grader celsius
Feltspat	1,7 (1,5 – 2,0)
Glimmer	1,8 (1,5 – 2,3)
Anorthositt	1,95
Gabbro og Syenitt	2,25
Trondhemitt	2,5
Hornblende	2,5 (2,3 – 2,6)
Grønnstein	2,7
Fauskemarmor	2,85
Kalkspat	3,1
Ranagneis	3,2
Sandstein	3,4
Pyroksen	3,7 (3,3 – 4,3)
Kvartsitt	4,05
Kloritt	4,3 (3,4 – 5,2)
Kvarts	6,6
Pegmatittkvarts	7,25

Tabell 15 Varmeledningstabell for noen bergarter

For hovedtyngden av bergarter vil varmeledningsforholdene i stor grad preges av deres kvartsinnhold, idet dette mineralets varmeledningsevne er omtrent tre ganger større enn for så viktige mineraler som feltspat, glimmer og hornblende.

Kjennskap til varmeledningsevnen er av betydning når bergarter skal brukes som kulde og varmeisolerende materiale. Det spiller også en rolle for forståelsen av frost- og teleproblemer. Blokker uttatt i berg med stor temperaturledningsevne i tillegg til høy porøsitet vil lett kunne fryse i stykker og vil ha en gjennomgående større erosjons evne enn blokker med mindre temperaturledningsevne. I tillegg kan det være et stort problem hvorvidt borehullene fryser igjen på vinteren, eller i kalde perioder ellers.

6.1.9 Bølgeforplantningsevne - lydhastighet.

Som jeg var innom i del for sprengningsteknikk skiller en mellom flere bølgetyper. De to viktigste er longitudinalbølger, også kalt støtbølger eller primærbølger (P-bølger), hvor partikkelsvingningen foregår parallelt forplantningsretningen, og transversalbølger, også kalt skjærbølger eller sekundærbølger (S-bølger), hvor partikkelsvingningen foregår normalt forplantningsretningen. Se kapittel for rystelser.

Den vanligste laboriemetode for måling av bølgeforplantningshastigheter i bergarter er basert på bruk av ultralyd. En kort puls av høyfrekvente svingninger sendes gjennom et prøvestykke,

som oftest en tilkappet borkjerne, og

gangtiden måles. Ved å sende

henholdsvis longitudinal- og transversalsvingninger gjennom prøvestykket får en longitudinal bølgehastigheten V_P og transversal bølgehastigheten V_S for bergarten i måleretningen. På grunnlag av målingene av V_P og V_S kan de dynamiske verdier for elastisitetsmodul og tverrkontraksjonskoeffisienten (Poissons forhold) finnes fra følgende formler.

$$E_{\text{DYN}} = \frac{V_S^2 \times \rho \left(3(V_P / V_S)^2 - 4 \right)}{(V_P / V_S)^2 - 1} \quad (0.22)$$

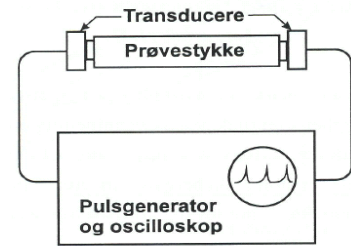
$$V_{\text{DYN}} = \frac{(V_P / V_S)^2 - 2}{2(V_P / V_S)^2 - 1} \quad (0.23)$$

ρ er vannets densitet.

Eksperimenter viser at den dynamiske E-modul vanligvis er større enn den statiske E-modul, men forholdet varierer betydelig fra bergart til bergart. Forskjellen mellom statisk og dynamisk E-modul kan variere mellom 0 og 100 %.

Ved Institutt for Geologi og Bergteknikk, måles utelukkende forplantningshastigheten for longitudinalbølger, V_p . Denne refereres til som bergartens lydshastighet. For anisotrope bergarter måles lydshastighet på kjerner boret både parallelt og normalt strukturen, den første gir maksimal lydshastighet, V_{maks} , og den andre minimal, V_{min} .

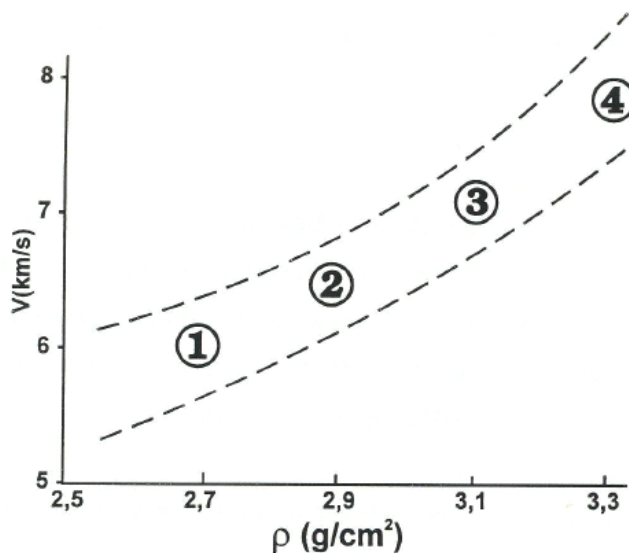
Forholdet V_{maks}/V_{min} betegnes lydshastighetsanisotropien.



Figur 18 Pulsgenerator/oscilloskop prinsipp

Figur 18⁸ viser en prinsippskisse av et måleapparat for måling av lydshastighet i bergkjerner. På den ene side er en transduser for å sende en lydbølge mens en mottaker er montert på andre siden. Resultatet avleses på Oscilloskopet.

Som figur 19⁹ viser øker lydshastigheten med økende tetthet av bergartene og dermed også med minkende surhet. Resultatene i diagrammet refererer til målinger på fullstendig vannmettet materiale.



Figur 19 Lydshastighet kontra tetthet

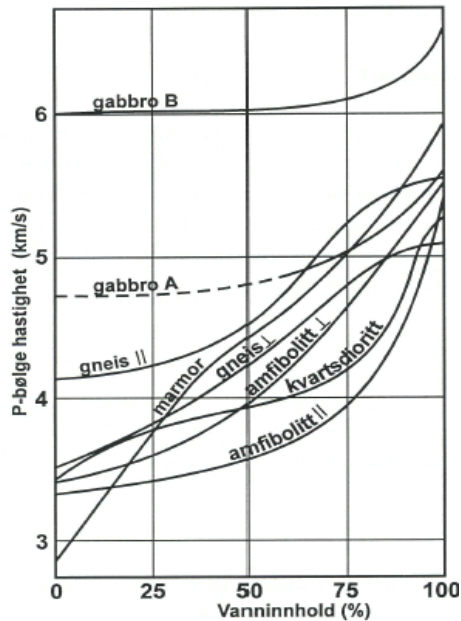
Graden av vannmetning har en markert innvirkning på bergarters lydforplantningsevne. I figur 18 er vist lydshastighet som funksjon av vannmetningen for en del norske bergarter. Det fremgår at det er særlig ved de høye vannmetningsprosentene at

⁸ Ingeniørgeologi Del 1, R. Selmer Olsen.

⁹ Ingeniørgeologi Del 1, R. Selmer Olsen.

variasjonene i lyd hastigheter er store. Da bergarter in situ, i alle fall under grunnvannsspeilet, er vannmettete, bør testing normalt foretas på fullstendig vannmettete prøvestykker.

Figur 20¹⁰ viser lyd hastigheten som funksjon av vanninnhold.



Figur 20 Lyd hastighet som funksjon av vannmetning

Måling av lyd hastigheter gjøres for å skaffe generelle opplysninger om bergartenes egenskaper. Flere av de påkjenninger bergarter utsettes for ved anleggsdrift er av dynamisk natur, f.eks. boring og sprengning. Det er derfor rimelig å anta at de dynamiske parametre i noen grad vil være korrelert med resultatene fra slike påkjenninger. Målemetoden har ellers vist seg hensiktsmessig når det gjelder å uttrykke bergartenes anisotropiforhold. Undersøkelsesmetoden har den store fordel at den er nondestruktiv, d.v.s. at den ikke ødelegger prøvestykket slik at det undersøkte materialet også kan brukes i andre tester, f.eks. punktlasttesten eller for trykkprøving.

¹⁰ Ingeniørgeologi Del 1, R. Selmer Olsen.

6.2 BERGARTERS ELASTISITET OG STYRKE.

6.2.1 Elastisitetsmodulen. E.

En vanlig måte å studere bergartenes mekaniske egenskaper på er ved aksial sammentrykning av en sylinder hvis lengde er 2 til 3 ganger dens diameter. Dersom de til enhver tid sammenhørende aksiale spenninger, σ , og tøyninger, τ , måles, kan disse plottes i et $\sigma\tau$ - diagram og en spennings-/tøyningskurve kan trekkes opp.

For de fleste bergarter har denne en omtrentlig lineær form som ender med et brudd ved F, se figur 19. Dette kan uttrykkes ved ligningen:

$$\sigma = E \times \tau \quad (0.24)$$

hvor konstanten E er kalt elastisitetsmodulen.

Et materiale beskrives som lineært elastisk dersom det nøyaktig følger denne ligning.

Et materiale sies å være perfekt elastisk dersom det følger ligningen:

$$\sigma = F(\epsilon) \quad (0.25)$$

Denne funksjon behøver ikke å være lineær, se figur 19.

Perfekt elastisitet betinger at materialet ved pålasting og etterfølgende avlasting følger den samme linje gitt ved ovenstående ligning, altså all energien som lagres i prøvestykket under pålasting utløses igjennom avlasting. Det er for dette tilfelle ingen bestemt E-modul, men for enhver verdi av σ , svarende til et punkt P, kalles helningen PQ av kurvetangenten $d\sigma/d\epsilon$ tangentmodulen.

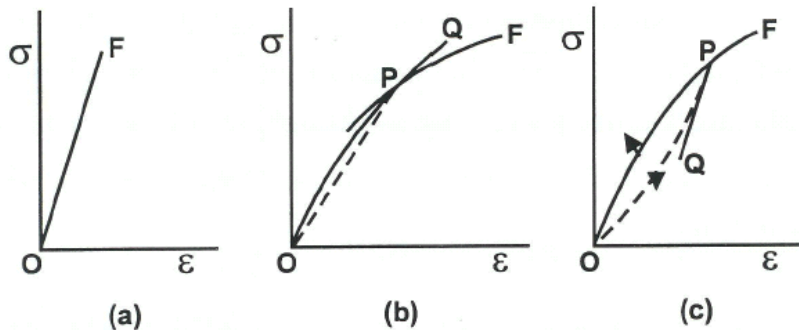
Helningen av sekanten OP som er σ/ϵ kalles sekantmodulen.

Et materiale betegnes elastisk dersom deformasjonen etter pålasting og etterfølgende avlasting til nullspenning går tilbake til null, muligens langs en annen kurve, se Figur 19 c. Denne effekt kalles hysteresen"

Helningen PQ av tangenten til avlastingskurven i ethvert punkt P er avlastingsmodulen tilsvarende denne spenning.

Det finnes altså ingen entydig elastisitetsmodul for bergarter og dette er det viktig å merke seg. Dette gjør at det ikke kan settes en lineær funksjon for et detonasjonsforløp og det kan dermed ikke settes opp en liste over bergarter og si at i disse kan en forhåndsbestemt sprengningsmetode brukes. Det må utarbeides en spesifikk modell for hvert brudd, og kanskje flere innen samme brudd dersom dette har en viss størrelse.

Ved undersøkelser av bergarternes elastiske parametere i forbindelse med måling av spenninger i berg brukes ofte sekantmodulen ved det aktuelle spenningsnivå. Enkelte laboratorier bruker sekantmodulen tilsvarende en bestemt spenning, f.eks. 20 MPa.

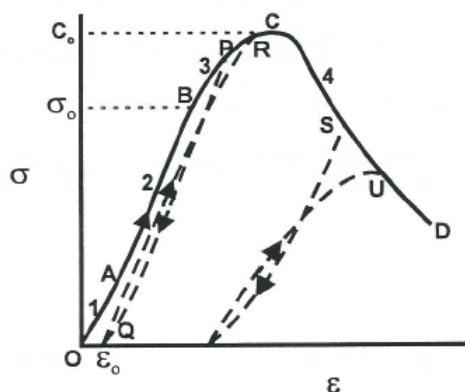


Figur 21 Elastisitettskurver¹¹

- a. lineær elastisk materiale
- b. Perfekt elastisk materiale med tangentmodul PQ og sekantmodul OP
- c. Elastisk materiale med hysteres, på- og avlastningskurve

6.2.2 Den totale spennings-/tøyningskurve.

De idealiserte materialer i figur 19 oppfører seg alle elastisk på forskjellig måte inntil et plutselig brudd finner sted ved et punkt F. Den måten virkelige bergarter oppfører seg på under enakset trykk, kan bedre beskrives ved denne totale spennings-/tøyningskurve som er vist i figur 20.



Figur 22¹² Den totale spennings-/tøyningskurve for en bergart

¹¹ Geologi, T. Prestvik, S. O. Johnsen

¹² Geologi, T. Prestvik, S. O. Johnsen

I de to første områder OA og AB oppfører bergarten seg nær elastisk, en liten hysteresis kan forekomme. Men på- og avlasting fører ikke til irreversible forandringer i bergartens struktur eller egenskaper.

I det tredje område BC som vanligvis begynner ved spenninger i størrelsesorden $2/3$ av maksimalverdien C, induseres irreversible forandringer i bergarten. Påfølgende på- og avlastinger vil følge forskjellige kurver. En avlasting, PQ, vil føre til en permanent tøyning to, og ny pålasting, QR, vil følge en kurve som ligger under OABC, men til slutt falle sammen med denne.

I det fjerde område CD som begynner ved maksimumsverdien C, er spennings-/tøyningskurven karakterisert ved en negativ helning. En avlasting fører oftest til en stor permanent tøyning, og den påfølgende pålastingskurve vil falle sammen med CD ved en lavere spenning enn den opprinnelige S. Området er karakterisert ved at bergarten oppfører seg sprøtt, men er vanligvis totalt forstyrret i en test pga. den ustabilitet i maskin/prøvestykket systemet som fører til brudd nær punkt C. Det er først med de senere års utvikling av de såkalte stive testmaskiner at en har lyktes med å kunne oppta denne siste del av spennings-/tøyningskurven. Det er viktig at en er oppmerksom på det forhold at en bergart selv etter at tøyningene er større enn det den egentlige bruddlast tilsier, kan oppta visse spenninger. Eksempelvis ved vurdering av boltesystemer i tunneler med høye bergtrykk.

Et materiale sies å være duktilt dersom det kan utholde permanente tøyninger uten å tape sin evne til å motstå en last, BC. Det sies å være sprøtt dersom evnen til å motstå last avtar med økende tøyning, CD. Maksimumsordinaten på kurven, C, som markerer denne overgang, er kjent som den enaksete trykkstyrke og betegnes ofte σ_c .

Dette kan virke veldig teoretisk og til dels som unødvendig informasjon all den tid dette dreier seg om blokksprenghing. Men som tidligere skrevet, så vil resultatet være avhengig av mange parameter. Å ha en forståelse av hvordan spenningene i berg opptrer, hvordan de følger anisotropien og hvordan spenninger kan inntreffe av andre forhold enn de som opptrer i sprengningsøyeblikket vil være viktig for å optimalisere resultatet og det er nettopp det denne oppgaven søker å gjøre. Spenningsforholdet er et komplekst konglomerat og det må i de fleste tilfeller tilnærmes en idealisert situasjon for å kunne løses. Men når dette blir tatt hensyn til og utført etter empiriske beskrevne metoder vil det gi seg utslag i forhøyet avkastning. Hvilke tiltak som iverksettes må vurderes fra anlegg til anlegg. Det er også verdt å merke seg at toppfjell ofte har spenninger i seg grunnet tektonikken. Dette kan påvirke senere nedpallinger og føre til et totalt annet resultat enn det som var i første pallen.

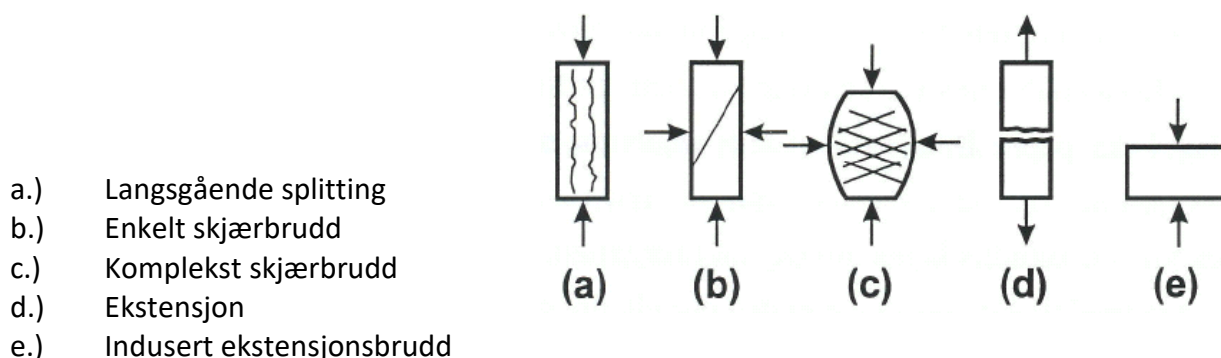
Figur 22 kan også sammenholdes med formel (1.17) der vi har de ukjente α og β . β vil med stor sannsynlighet kunne forklares med det som skjer i figur 20 der β vil ha sin laveste verdi rundt topp-punktet til funksjonen.

6.2.3 Bruddtyper og hvorfor disse oppstår.

Ved all diskusjon av brudd i sprø materialer er beskrivelse av bruddflaten av stor interesse. Figur 23 viser en del prinsipielle bruddtyper ved varierende omslutningstrykk.

- Ved rent enakset trykk og ingen friksjon på endeflatene er en langsgående splitting det normale.
- Påføres et lite side-, eller omslutningstrykk, eller friksjon oppstår på endeflatene, vil disse langsgående brudd bli erstattet av en enkel bruddflate som står med en vinkel mindre enn 45° til retningen av hovedspenning. Dette er det typiske brudd under trykkspenninger og beskrives vanligvis som et skjærbrudd. Karakteristisk er en skjærforskyvning langs bruddflaten.
- Økes omslutningstrykket slik at materialet blir fullt duktilt, oppstår et nett av Skjærbrudd fulgt av plastisk deformasjon av de enkelte krystaller.
- Den annen hovedtype av brudd er ekstensjonsbrudd. Det er typisk ved enakset strekk og er karakteristisk ved en ren separasjon mellom bruddflatene.
- Dersom et prøvestykke påføres to motsatt rettete punkt- eller linjelaster, vil dette resultere i et ekstensjonsbrudd mellom lastene (Punktlasttesten).

Figur 23¹³ viser bruddtyper i berg.



Figur 23 Bruddtyper i berg

¹³ Ingeniørgeologi Del 1, R. Selmer Olsen.

6.3 METODER FOR BESTEMMELSE AV BERGARTERS STYRKE.

6.3.1 Enakset trykkforsøk.

Det enaksete trykkforsøk hvor sylindere (borkjerner) eller prizmer av bergarter påføres et trykk parallelt deres lengdeakse, er en av de eldste og mest anvendte metoder for å bestemme mekaniske egenskaper hos bergarter. For dette forsøk, som for alle andre styrkeundersøkelser av bergarter, vil resultatet være avhengig av forsøksbetingelsene. De viktigste faktorer er, når en ser bort fra vanninnholdet i prøvestykket, prøvestykkets lengde-/diameterforhold, L/D, og friksjonsforholdene mellom prøvestykkets endeflater og lasthodene.

Dersom ekstremt høye eller ekstremt lave pålastingshastigheter benyttes, vil også dette i noen grad influere på resultatet.

Bruddannelsen hos prøvestykker som er korte i forhold til diameteren, vil påvirkes sterkt av kontakten med lasthodene. Selv om prøvestykkets endeflater er plane og parallelle, vil stivheten av stålbakkene motvirke en lateral ekspansjon av prøvestykkets endeflater. Det vil si at prøven ikke får ekspandere fritt fra sentrum og radielt ut alle veier.

Det blir således påført en ekstralast rettet normalt på og inn mot hovedlasten. Denne friksjon endeflate/lasthode kan reduseres ved smøring med fett, grafitt eller lignende, eller det kan legges inn et mellomlag, f.eks. papir.

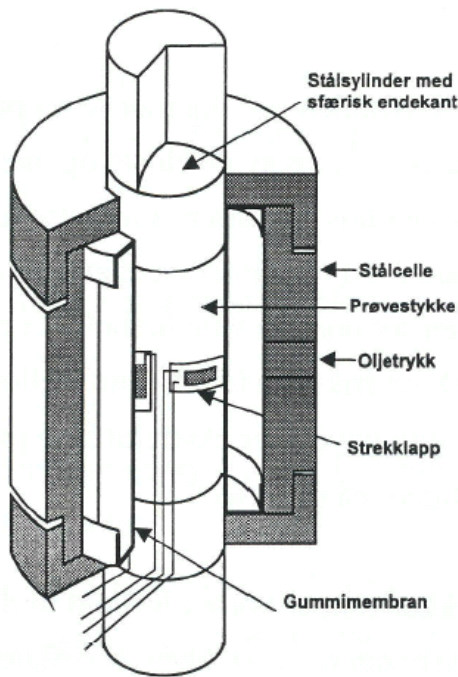
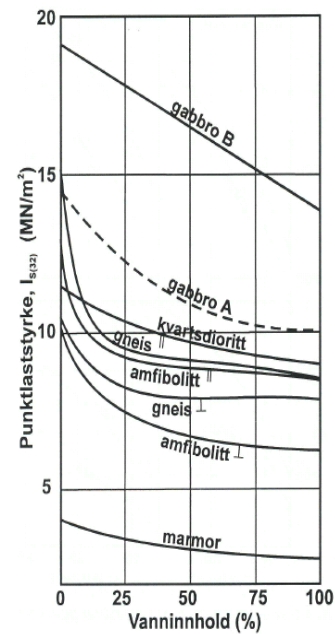
Imidlertid vil dette smørende mellomlag i større eller mindre grad bli skviset ut, noe som fører til ekstralaster rettet normalt på og ut fra hovedlasten. Dessuten vil smøremidlet kunne trenge inn i bergarten.

I det første tilfelle er resultatet vanligvis skrå bruddflater som tangerer den ene eller begge endeflaters omkrets. Splitting av prøvestykket parallelt sylinderaksen inntreffer vanligvis i det andre tilfelle. For i størst mulig grad å redusere de uheldige innflytelser fra lasthodene på spenningstilstanden i prøvestykket, er det i dag vanlig å bruke prøvestykker med lengde-/diameterforhold fra 2 til 3. Den enaksete trykkstyrke for bergartssylindere varierer på følgende måte med L/D:

$$C_0 = C_1 \left[0.778 + \frac{0.222}{\frac{L}{D}} \right] \quad \text{Hvor } C_1 \text{ er lastfasthet når } L/D = 1 \quad (0.26)$$

C_1 finnes ved forsøk før de resterende forsøk utføres.

Videre er det vanlig å bruke lasthoder med samme diameter som prøvesylinderen istedenfor brede stålbakker. Ofte er det ene lasthodet delt med et sfærisk sete slik som vist på figur 21. Dette er for å unngå bøyemoment på sylinderen dersom ikke endeflatene skulle være parallelle.

Figur 25 Triaksial prøvesylinder¹⁴

Figur 24 Punktlaststyrke i forhold til vanninnhold

6.3.2 Triaksialforsøk.

Dersom bergartssylinderen overtrekkes en elastisk membran, for eksempel av gummi, og påføres et isostatisk omslutningstrykk $\sigma_2 = \sigma_3 < \sigma_1$, fås prinsippet for triaksialforsøket.

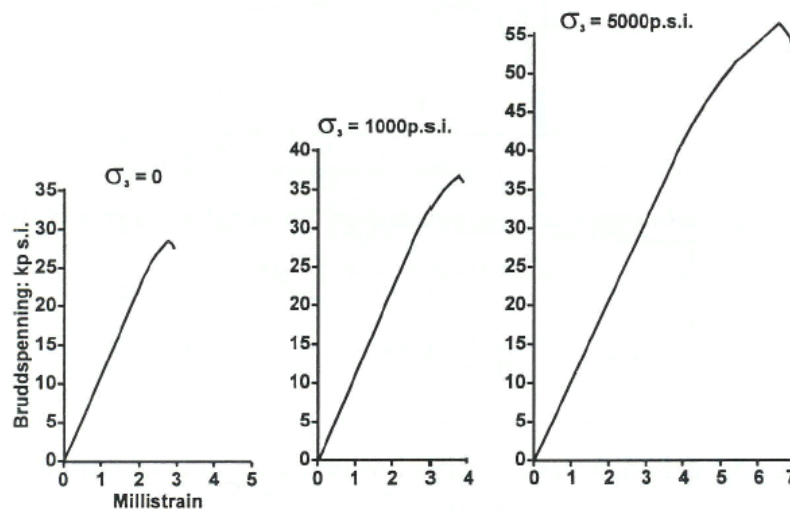
I bergmekanikk regnes trykkspenninger som positive og strekkspenninger som negative. σ_1 representerer største trykkspenning og σ_3 minste trykkspenning, eventuelt en strekkspenning.

Figuren over viser en gjennomskåret triaksialcelle hvor omslutningstrykket påføres ved hjelp av olje. Prøvestykket er påklisset strekkklapper for registrering av aksial og lateral tøyning. Fordelen med denne spesielle cellen er at prøvestykket kan skyves ut og nytt settes inn uten at selve cellen demonteres. Ferdig montert celle med prøvestykke settes inn i en trykkpresse for påføring av aksiallast (σ_1). Resultatene fra triaksialforsøk vil påvirkes av forsøksbetingelsene på samme måte som resultatene fra det enaksete trykkforsøk. På grunnlag av måleresultatene fra triaksialforsøk kan bergartenes skjærfasthetsparametere beregnes, så som indre friksjonsvinkel og "kohesjon" eller "egenskjerfasthet". Videre kan bruddvinkelen for forskjellige spenningstilstander måles eller beregnes. Triaksialforsøket har kanskje vist seg å være den nyttigste test for studium av bergarters mekaniske egenskaper over et vidt spektrum av spenninger og ved forskjellige temperaturer. For porøse bergarter kan om ønskelig poretrykk innføres.

Grunnen til at denne testen kan beskrives som den viktigste testen er at kohesjon her kan måles bedre. Altså bergartens egen indre evne til å motstå nedknusning ved påført aksial last. Det er denne lasten vi påfører ved å trenge sprenggasser inn i riss under sprengningen.

¹⁴ Ingeniørgeologi Del 1, R. Selmer Olsen. Figur 24 og 25.

Denne kurven vil i likhet med figur 20 ha et topp-punkt der berget er maksimalt utnyttbart for blokk. Ved å sammenfatte disse kurvene vil vi finne egenskaper som utgjør hovedessensen i det vi leter etter i forbindelse med blokksprenghing.



Figur 26 Innvirkning av sidetrykk på en bergarts bruddspenning og tøyning¹⁵

6.3.3 Punktlasttesten.

Direkte strekkforsøk på bergarter formet som sylindre eller prizmer har vist seg å gi upålitelige resultater. Det vanlige er derfor å finne strekkfastheten på indirekte måter ved gjennom spesielt formete trykkklaster å indusere strekkspenninger på ønskete steder i et prøvestykke. En slik indirekte metode er den såkalte punktlasttesten. Se figur 27.

Som styrketest byr punktlasttesten på enkelte klare fordeler. Da strekkstyrken for bergarter bare er i størrelsesorden ca 1/20 av trykkstyrken, krever den relativt liten bruddlast, og enkle, bærbare testapparater er derfor utviklet. Videre er testen enkel og hurtig å utføre, slik at lange testserier med rimelig arbeide kan gjennomføres. Metoden gir et mål for bergartens strekkstyrke, ofte kaldt den induserte strekkfasthet. Den såkalte punktlaststyrkeindeksen er definert som

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (0.27)$$

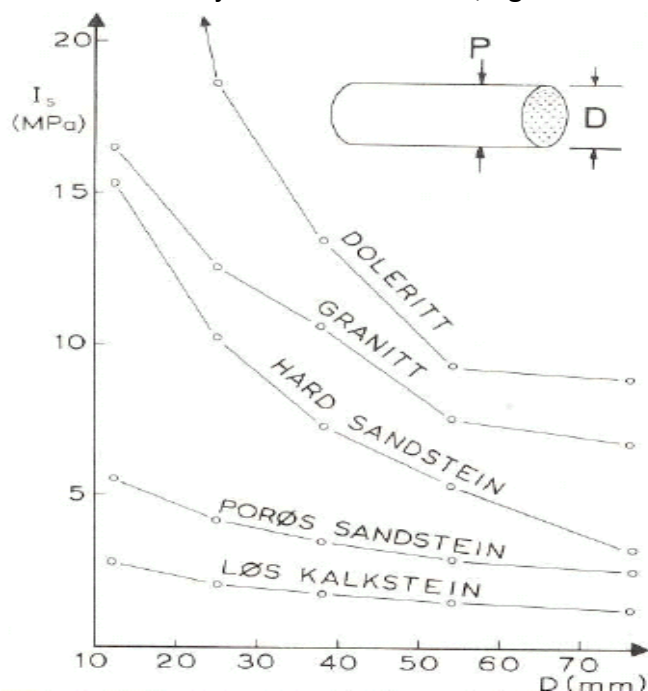
hvor P er den påførte last og
 D er avstanden mellom lasthodene i bruddøyeblikket.

¹⁵ Ingeniørgeologi Del 1, R. Selmer Olsen.

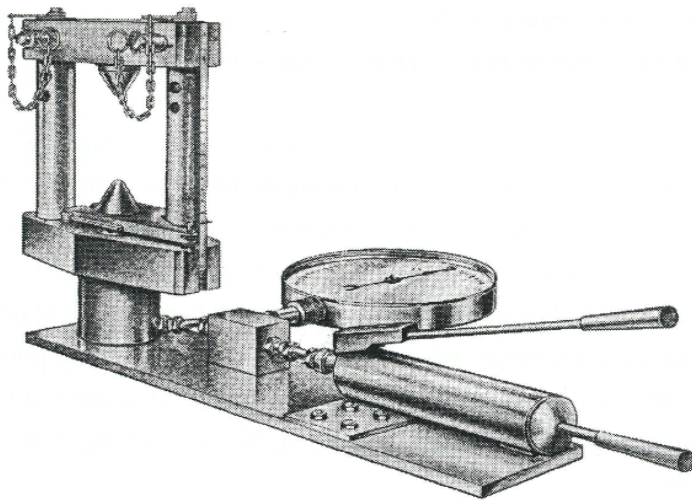
Det øvre lasthodet er montert på en bevegelig bjelke som er fastlåst under målingen. Det nedre lasthodet er montert på en hydraulisk sylinder med kjent tverrsnitt. Trykket i denne pumpes opp med en håndpumpe og leses av på et manometer. Med kjent trykk og sylindertverrsnitt kan punklasten P beregnes. Avstanden mellom punktlasterne D avleses på en millimeterskala.

I prinsippet kan prøvestykker av enhver form benyttes. Mest anvendt er imidlertid borkjerner idet disse har en definert form. Brukes andre former på prøven bør resultatene regnes om til diametral belastning av borkjerner ved hjelp av formfaktorer. Det samme gjøres når små kjernestykker testes parallelt sylinderaksen. Prøvestykkets form og størrelse må angis idet disse faktorene har innvirkning på bruddspenningene. For diametral punklasttesting av borkjerner er det i figur 27 vist hvordan bruddspenningene avtar med økende størrelse på prøvestykket. Det fremgår også at denne størrelseseffekten er mer markert desto sterkere bergarten er. Ved testing av kjerner brukes her i landet vanligvis 32 mm kjerner som referansediameter. For borkjerner mellom 25 og 50 mm kan følgende formel benyttes for omregning til referansediameter:

d er den målte kjernediameter i mm, og r er den valgte referansediameter.



Figur 27 Bruddspenninger i forhold til diameter på kjerner



Figur 28 Punklastapparat¹⁶

6.3.4 Styrkeanisotropi

Dette er en egenskap som i større eller mindre grad finnes nær sagt hos alle våre bergarter. Bergartens dannelsesbetingelser og forhistorie under høye spenninger og/eller høye temperaturer har ført til orienterte mikrostikk ved avkjøling og spenningsavlastning. Dertil har de fleste bergartsdannede mineraler en spaltbarhet i en eller flere retninger. Enkelte mineraler har særlig god spaltbarhet og ligger oftest parallellorientert i bergarten, for eksempel glimmer og kloritt. Dette gir bergarten en foliasjon (planstruktur). Det er slike svakhetsretninger som gir styrkeanisotropien.

Når bergartens styrke skal vurderes er det i mange tilfeller viktig å teste bergarten i den retningen den senere vil bli påkjent, i andre tilfeller å vite forholdet mellom styrken i sterkeste og svakeste retning, den såkalte styrkeanisotropi. Dette er meget viktig for å kunne forutsi virkningen av sprengningen og hvor mye skade blokken vil få av dette arbeidet.

Det siste kan enklest oppnås på borkjerner utboret vinkelrett foliasjonen idet en da kan ta punklasttest diametralt og deretter aksialt på de avklipte kjernebiter. Som eksempel på betydningen av å teste styrke i riktig retning i forhold til ventet påkjenning kan det nevnes at borsynken vanligvis er større ved slagboring tvers på parallellstrukturen enn langsetter denne. En tunnelsprengning går også bedre tvers på foliasjonen enn langsetter denne.

Bergarters styrkeanisotropiforhold kan med punklasttesten (figur 28) måles med et lite forbruk av prøvemateriale. Enklest gjøres dette ved at bergartskjerner, som fortrinnsvis bør

¹⁶ Ingeniørgeologi Del 1, R. Selmer Olsen.

bores normalt foliasjonen, først testes ved at lasten påføres diametralt på kjernen. Deretter kan de avklippede kjernebitene belastes aksialt og styrken i to retninger normalt på hverandre er funnet. Som ved alle styrketester for bergarter påvirkes også resultatene fra punktlasttesten av forsøksbetingelsene, prøvens størrelse og dens form.

I stedet for å bruke en variabel form og størrelsesfaktor defineres i tillegg forsøks-, og beregningsprosedyren.

Ved diametral belastning på bergartskjerner skal avstanden fra belastningspunktene og ut til nærmeste frie ende være minst $0,7 D$ for at uønskede endeeffekter skal unngås.

Ved aksial belastning bør det brukes kjernebiter med et lengde-, diameterforhold på $1,1 + 0,05$ dersom korrigering av resultatene på grunn av form og størrelse skal unngås. Både ved diametral og aksial belastning på kjerner bør et minimum av 10 tester utføres for hver prøve. Dersom uregulære håndstykker brukes bør antallet tester pr prøve fordobles dersom en rimelig nøyaktighet og representativitet skal oppnås. Som representativ verdi for en prøve skal brukes medianverdien av de oppnådde testresultater, idet denne verdi er mindre følsom for ekstreme resultater enn middelerdien.

Dersom en enn vil sammenligne punktlaststyrkeindekser som er oppnådd på prøvestykker av forskjellige størrelser, for eksempel kjerner med forskjellige tykkelser må disse indekser korrigeres eller omregnes til en felles referanse. Som internasjonal standard er valgt en punktlastavstand (kjernediameter) på 50 mm, mens vi i Norge har benyttet 32 mm diameter som kjernemål. For kjernediameter forskjellig fra 50 mm finnes diagrammer for størrelseskorreksjonsfaktor, F , som den målte punktlaststyrkeindeks multipliseres med for å få sammenlignbare resultat med den internasjonale standard. For kjerner mellom 25 og 50 mm kan formel (1.28) for omregning benyttes:

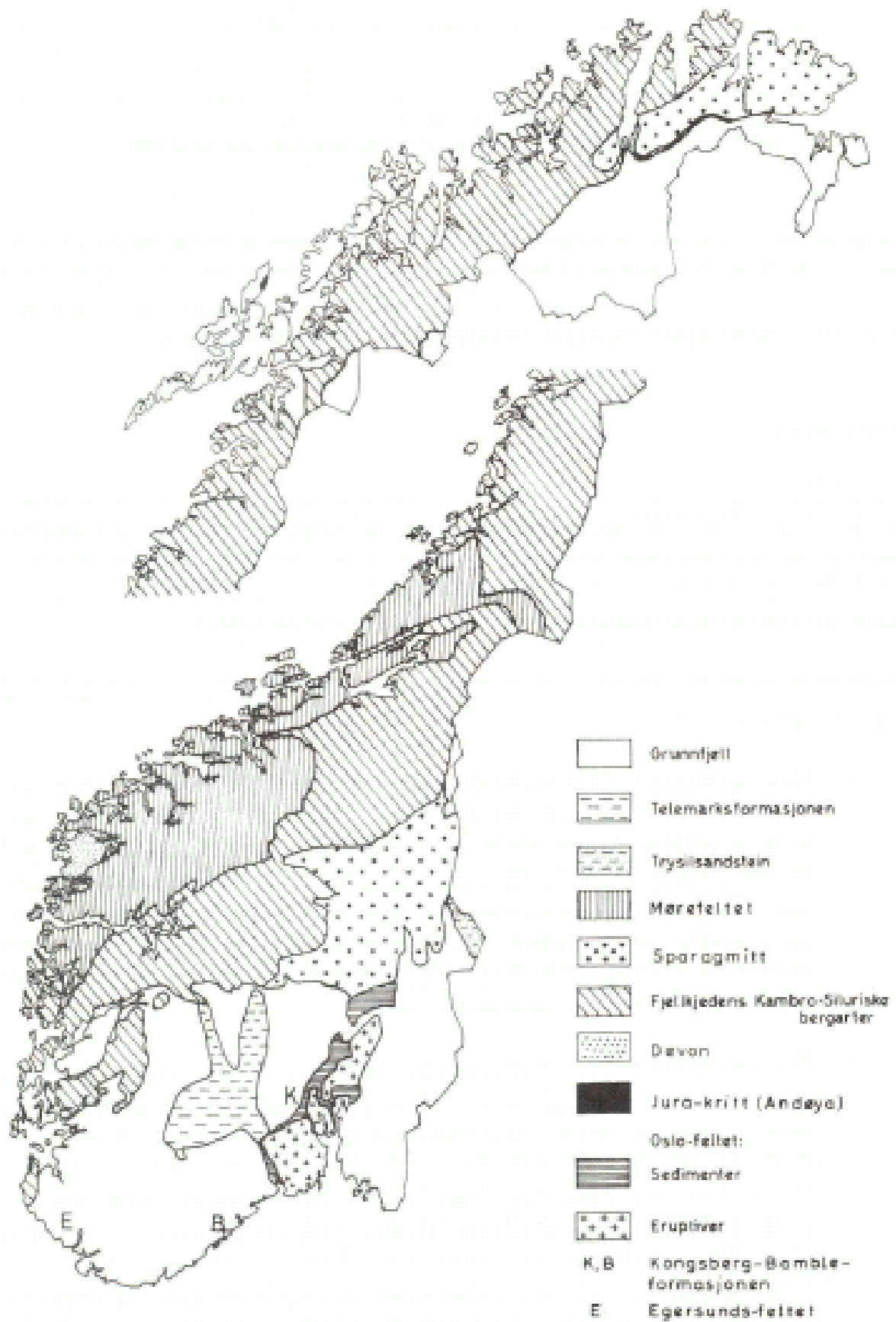
$$I_{s(r)} = I_{s(d)} \left(\frac{85-r}{85-d} \right) \quad (0.28)$$

Strekfastheter for en del forekommende bergarter i Norge.

Bergart/lokalitet	I _s for 32 mm. MN/m ²	
	Parallelt	Normalt
Nordmarkitt fra Gjelleråsen	7,6	7,8
Granitt fra Drammen	8,5	6,7
Trondhemitt fra Søren	8,9	-
Oppdalitt fra Ulsberg	10,4	11,5
Gabbro fra Solør	10,0	-
Kvartsporfyrr fra Sylane	23,2	22,3
Rombeporfyrr fra Holsfjorden	8,0	5,2
Basalt fra Steinskogen	20,1	16,8
Svartskifer fra Slemmestad	9,6	8,8
Siltstein fra Sundvollen	12,4	7,8
Sandstein fra Svelgen	18,7	17,2
Sparagmitt fra Tretten	17,5	6,3
Kalkstein fra Ringerike	5,1	6,3
Glimmerskifer fra Tydalen	11,4	2,0
Gneisgranitt fra Lensvik	12,1	8,5
Kvartsitt fra Ringeby	15,5	15,4
Marmor fra Fosen	2,7	-

Tabell 16 Strekkfastheter for noen bergarter normalt og parallelt

For å gi en liten oversikt over hvor de forskjellige hovedpartiene av berg ligger i Norge har på neste side limt inn utklipp fra Ingeniørgeologi Del som viser en slik oversikt.



7 Litteraturliste

Armourstone Production and Construction of Breakwaters- Vegard Olsen (2009) NTNU

Egne notater 1992-2010.

Fjell, Keith Lye, Universitetsforlaget AS (1993)

Fjellsprenghningsdagene 2003 og 2005

Fjellsprenghningskonferansen 1984 – Fjellsprenghningsteknikk

Geologi, Stein, mineraler, fossiler og olje. Haakon Fossen, Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS (2008)

Geologi, Tore Prestvik og Sverre Ola Johansen Vett og Viten AS (1990)

Geologi, Tore Prestvik, Sverre Ola Johnsen, Vett & Viten, (1990)

Influence of blasting on the size distribution and properties of muckpile fragments, a state-of-the-art review. MiniFo project (2003)

Ingeniørgeologi – fjell, Einar Broch, Bjørn Nilsen, NTNU 1999

Ingeniørgeologi del 1, R. Selmer-Olsen, Tapir AS (1976)

Lineamenter, brudd og seismisitet, Morgan Ganerød, Candidatus Scientiarum oppgave Institutt for geovitenskap, Universitetet i Bergen mai 2003.

Lislerud, Arne – Fjellsprenghningsteknikk, Doktor ingeniøravhandling, NTH 1990

McGill, Michael D, Sieger, Don, Turner, J.L. – Air-Deck, an update. Proceedings of the Annual Conference on Explosive and Blasting Technique, 1991

NIF og NFF seminar. Kompendium. – Sprenging over og under jord – Ny teknologi og nye rammebetingelser, Februar 2001.

Norsk Steinbok, Torgeir T. Garmo, Universitetsforlaget (1983)

Prosjektrapport 12B-98 Steinbruddsdrift – Sprengningsplaner, NTNU

Prosjektrapport 12C-00 Pallboring, NTNU

Rock fragmentation by blasting – Sanchidrián (ed), (2010) Tayler & Francis Group, London.

Rock Quarrying, Vegard Olsen (2009) NTNU

Society for Experimental Mechanics – Fragmentation by blasting

Sprengningslære, 3. utgave (1991) Arne Harstad og Lars Juterud, Universitetsforlaget AS (1978)

Top Hammer Products, Sandvik Tamrock Tools, Sandviken (2000)