

Studie av forinjeksjon i Strindheimtunnelen

Guro Isachsen

Tekniske geofag

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Krishna Kanta Panthi, IGB

Medveileder: Hlynur Gudmundsson, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for geologi og bergteknikk



Your ref.: MS/N23T33/IGB/GIKKP

Date: 20.01.2015

TGB4930-INGGEOL/BERGMEK-MSc thesis

for

Eng. geo. student Guro Isachsen

STUDY ON PRE-INJECTION GROUTING AT THE STRINDHEIM TUNNEL

Background

The Strindheim tunnel in Trondheim was completed construction and opened for normal traffic in April 2014. This tunnel consists two parallel tubes with standard cross section dimension of 71 m² (T9.5) and is 2.61 kilometer long. Out of total 2.61 km length, 2.15 km tunnel is excavated through solid rock mass from the east, 330 meter tunnel segment to the west (Mølenberg - Nyhavna) is constructed in quick-clay deposit using cut and cover principle and consists concrete tubes. Remaining length is open road cut through the rock mass outside eastern portal. In addition, two branch tunnels with a cross section 48 m² (T7) having length 367m (hill side) and 387m (valley side), respectively, connect main tunnel with the city at the eastern portal area. The lowest point of the tunnel is at 16 meters below sea level and a pumping cavern is built at 22 meters below sea level. Tunnels pass through densely built up area and series of strict requirements related to settlement, noise and ground vibration are set by the local authority. Tunnel construction was challenging in regards with engineering geological and construction aspects. Extensive use of pre-injection was the part of construction routine of the project to eliminate possible inflow of water into the tunnel.

There exists quite a lot of data record on the construction aspects of this tunnel including data on pre-injection grouting. The main supervisor and co-supervisor want to engage a student in carrying out in-depth analysis on the pre-injection grouting data of this tunnel as MSc thesis research. In addition, various construction aspect of this tunnel shall also be highlighted in the MSc thesis.

MSc Project task

Hence, the MSc thesis work shall focus in analyzing engineering geological and with injection grouting data records of Strindheim Tunnel with following focus:

- Review existing theory on the groundwater in the rock mass (rock mass permeability) and parameters affecting rock mass permeability. The importance and necessity of controlling water inflow into the tunnel, both within city area and outside.
- Review prevailing grouting technique used in controlling inflow into the tunnel and leakage out of the tunnel. Theory on established criterion and grout mass flow into the rock mass.
- Document and discuss about Strindheim tunnel and overall construction challenges and aspects.
- Collect and document fracture intensity in the rock mass, Q-value parameters, pre-injection grouting data, used pre-injection grouting criteria.
- Analysis overall grout consumption, look on the possible linkage between Q-parameters, grout consumption and used grout pressure.

Relevant computer software packages

Candidate shall use the *roc-science package* and other relevant computer software for the master study.

Background information for the study

- Relevant information about the project such as reports, maps, information and data will be provided by supervisor and co-supervisor at Statens Vegvesen.
- Data collected by the candidate while visiting to project site and from various other sources.
- Scientific papers, reports and books in Norwegian tunneling.
- Literatures in rock engineering, rock support principles and rock mechanics.

Cooperating partner

Statensvegvesen Trondheim is the cooperating partner. The co-supervisor and contact person at Statensvegvesen is **Mr. Hlynur Gudmundsson**.

The project work is to start on January 20, 2015 and to be completed by June 12, 2015.

The Norwegian University of Science and Technology (NTNU)
Department of Geology and Mineral Resources Engineering

January 20, 2015

Dr. Krishna K. Panthi

Associate Professor of geological engineering, main supervisor

Forord

Denne oppgaven er utført ved Institutt for geologi og bergteknikk ved NTNU, våren 2015. Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Statens Vegvesens Region Midt, avdeling Sør-Trøndelag. Medveileder fra Statens Vegvesen har vært Hlynur Gudmundsson, som også var kontrollingeniør under anleggsarbeidet.

Jeg vil takke Hlynur Gudmundsson spesielt for tilgang til grunnmateriale fra Strindheimtunnelen, i tillegg til raske og gode svar på de spørsmål jeg har stilt gjennom arbeidet med oppgaven. Jeg vil også takke hovedveileder ved NTNU, Krishna Kanta Panthi for hjelp med utformingen av masteroppgaven, litteratur og faglige råd.

Jeg ønsker også å takke Hans Olav Hognestad, Bjarne Ruud, Arnstein Aarset og Eivind Grøv for alle å ha bidratt med håndbøker, artikler og foredrag innenfor temaet berginjeksjon. Dette har vært veldig nyttig informasjon under utformingen av denne oppgaven.

Takk også til mine medstudenter på Tekniske Geofag for et utrolig godt klassemiljø på lesesalen, og for all faglig og praktisk input jeg har fått under arbeidet med oppgaven.

Til slutt vil jeg takke min far, Vemund Isachsen for korrekturlesning.

Guro Isachsen

Trondheim, 11. juni 2015

Sammendrag

Vann i bergmassen er en stadig utfordring ved underjordsdrift. I tillegg til at vanninntrengning under driving reduserer inndriften og arbeidsmiljøet på stuff, kan lekkasjene også medføre senkning av grunnvannstanden rundt anlegget. Det er derfor viktig å utvikle sikre metoder for å redusere omfanget av vanninnlekkasje under driving. Strindheimtunnelen er en toløps veitunnel som går mellom Møllenberg og Strindheim i Trondheim. Tunnelen er 2,5 km lang, hvorav 2,1 km fjelltunnel, og ble åpnet for trafikk i 2014. Tunnelen ble drevet under svært krevende forhold, med stedvis tynn overdekning, verneverdig bebyggelse og en kvikkleiresone som krysset det vestlige påhuggsområdet. Prosjektet er derfor kjent som et av de mest krevende i Norge så langt. For å overholde de strenge tetthetskravene, ble det gjennomført systematisk forinjeksjon av tunnelen med svært vellykket resultat.

I forbindelse med planleggingen av et tunnelprosjekt, er det viktig at man kartlegger og vurderer risiko og sårbarhet knyttet til natur og samfunn i en tidlig fase. Både geologiske, hydrogeologiske og biologiske undersøkelser bør inngå i denne kartleggingen. For å kunne estimere konsekvensene av en tunnellekkasje, må man kjenne til både tilførselen og utstrømningen av grunnvann i området. Når konsekvensene av en lekkasje er vurdert, blir disse brukt som grunnlag til å fastsette tetthetskrav langs tunnelen. Det finnes i Norge en del eksempler på prosjekter der tunnellekkasjene har fått store konsekvenser for omgivelsene. Romeriksporten er kanskje det mest kjente eksempelet, der tunnellekkasjene forårsaket både setningsskader på bebyggelse og drenering av et skogstjern.

For å kontrollere vanninnstrømningen i bergmassen under og etter driving, kan man benytte seg av dreneringssystemer, forinjeksjon, etterinjeksjon eller vanntett betongutforing. Av disse er det forinjeksjon som har gitt best resultat med hensyn til kvalitet og økonomi. Parametere som er av avgjørende karakter for resultatet av forinjeksjonen er skjermgeometri, pumpeprosedyre og valg av injeksjonsmiddel. Injeksjonsdata fra Strindheimtunnelen har i denne oppgaven blitt presentert og analysert. Det har spesielt vært forsøkt å finne en sammenheng mellom injeksjonsforbruk og kartlagte Q-verdier. Samme type analyser har også blitt gjort for Frøyatunnelen, noe som gjorde det mulig å sammenligne resultatene. Resultatene fra Strindheimtunnelen viste at det ikke var noen direkte sammenheng mellom kartlagte Q-verdier og injeksjonsforbruk, men da hver av Q-parameterne ble analysert isolert, ble det likevel funnet sammenhenger med injeksjonsforbruket for flere av parameterne.

Parameterne der det ble funnet en sammenheng var sprekkeparameterne RQD, Jn, Jr og Ja. Disse sammenhengene ble forsterket ved å se på forholdene mellom de ulike Q-parametrene. Det var imidlertid stor spredning i datasettene. Resultatene fra Strindheimtunnelen samsvarte med de som ble funnet for Frøyatunnelen, med noen få unntak.

Da mange av framtidens tunnelprosjekter kommer til å bli lagt i urbane strøk med svært strenge krav til innlekkasje, er det viktig at kunnskapen om forinjeksjon utvikles, da det i dag er flere prosesser man kan for lite om. Derfor vil videre forskning på området være vel investerte kroner.

Abstract

Ground water flow through rock has been a persistent challenge when it comes to underground constructions. Not only is water leakage causing problems and delays related to the work at the tunnel face, but the environmental consequences of tunnel leakage can be huge in terms of ground settlements and drawdown of the local water table. Developing reliable methods for handling this problem is therefore of great importance. The Strindheim Tunnel is a two tubed railroad tunnel under Trondheim city, Norway. The total tunnel length is of 2.5 km in which 2.1 km consist of hard rock tunnel. The tunnel was opened for traffic in 2014. The Strindheim project is known as one of the most challenging tunnel projects in Norway because of the combination of shallow rock cover, urban location and a zone of quick clay crossing through the western tunnel entrance. To deal with the strict leakage requirements, it was decided that the whole tunnel should be systematically pre- excavation grouted. This was done with great success.

When planning a new tunnel project, it's important to map the risks and vulnerability related to the society and environment at an early stage in the project. Geological, hydrogeological and biological surveys should all be executed during this phase. To be able to estimate the consequences of leakage, knowledge of the rate of groundwater flow in and out of the area affected by the tunnel is necessary. When the consequences are evaluated, they are used to define the leakage restrictions along the tunnel path. There are examples of projects in Norway where tunnel leakage has caused great damage to the environment, with "Romeriksporten" as the most famous one. In this case the tunnel leakage caused a lot of settlement damage to buildings above the tunnel, in addition to emptying a lake.

There are several known methods of controlling water inflow during and after excavation. These are drainage systems, pre-injection grouting, post- injection grouting and waterproof concrete lining. Pre-injection grouting has shown the best results with regards to the quality of the water proofing and the economics. Parameters that are of great importance to the injection results are the geometry of the injection fans, pumping procedure and type of material injected.

Injection data from the Strindheim tunnel has in this thesis been analyzed and presented. The focus has primarily been on the possible correlation between mapped Q-values and injection

consumption. The same type of analysis has been carried out for another Norwegian road tunnel, the Frøya tunnel, which made it possible to compare the results. The injection results from the Strindheim tunnel did not show any correlation between Q-values and grout consumption, but when each of the parameters in the Q-system was analyzed separately, several of the Q-parameters correlated. The parameters showing a correlation to grout consumption were RQD, J_n, J_r and J_a. These correlations were also enhanced by looking at the relationship between the different parameters. The variation in the data was however significant. The results from the Strindheim tunnel were the same as for the Frøya tunnel with a few exceptions. Because many future transport tunnels will be located in urban areas with extremely low leakage tolerance, the knowledge of the process of pre-injection grouting needs to be improved.

Innhold

1	Innledning.....	1
1.1	Bakgrunn for oppgaven	1
1.2	Oppgaven.....	1
1.3	Grunnlagsmateriale.....	2
1.4	Begrensninger ved oppgaven.....	2
2	Strindheimtunnelen	3
2.1	Generelt om Strindheimtunnelen.....	3
2.2	Grunnforhold	4
2.2.1	Løsmasseforhold	4
2.2.2	Bergforhold	5
2.2.3	Bergmasseklassifisering	6
2.3	Grunnvannsovervåking og injeksjon	9
2.4	Bergsikring	11
2.5	Påhuggsområdene	13
2.5.1	Påhugg øst	13
2.5.2	Påhugg vest	14
2.6	Oppsummering	16
3	Grunnvann i bergmassen.....	17
3.1	Det hydrologiske kretsløpet.....	17
3.2	Infiltrasjon og nydannelse av grunnvann.....	18
3.3	Grunnvannsstrømning i berg	19
3.4	Konsekvenser av grunnvannsenkning	27
3.4.1	Risikovurdering og konsekvensutredning.....	27
3.4.2	Praktiske eksempler på konsekvenser av tunnellekkasje	28
3.5	Innlekkasjekrav.....	30
4	Injeksjonsmetodikk	39
4.1	Tetteteknikker	39
4.2	Injeksjonsprosedyre	39
4.2.1	Grunnleggende om injeksjon	39
4.2.2	Boremetode og mønster	40
4.2.3	Injeksjonsutstyr	42
4.2.4	Praktisk gjennomføring	48

4.3	Injeksjonsmateriale	49
4.3.1	Generelt	49
4.3.2	Sementbaserte injeksjonsmidler	49
4.3.3	Kjemiske injeksjonsmidler	54
4.4	Bergmasseegenskaper	56
4.5	Injeksjonstrykk	57
4.5.1	Valg av injeksjonstrykk	57
4.5.2	Trykkutvikling i bergmassen	59
4.5.3	GIN-metoden	61
4.6	Injeksjonsmengde	64
4.7	Bestandighet	65
5	Q-systemet og forinjeksjon	67
5.1	Q-systemet	67
5.2	Effekt av forinjeksjon på Q-verdiene	67
5.3	Bruk av Q-systemet for å predikere injeksjonsbehov	69
5.4	Oppsummering av resultatene fra Frøyatunnelen	75
6	Presentasjon av injeksjonsdata fra Strindheimtunnelen	77
6.1	Måling av innlekkasje	77
6.2	Injeksjonsomfang	78
6.2.1	Moderat injeksjonsomfang	79
6.2.2	Moderat pluss injeksjonsomfang	80
6.2.3	Moderat pluss 2 injeksjonsomfang	81
6.2.4	Omfattende injeksjonsomfang	82
6.3	Uønskede hendelser i forbindelse med injeksjonen av Strindheimtunnelen	85
6.4	Etterinjeksjon	87
6.5	Metode for analyse og presentasjon av data	87
6.6	Analyseresultater	88
6.7	Parametere som ikke kunne analyseres	100
6.8	Oppsummering av analyseresultatene	101
6.9	Usikkerheter og feilkilder ved analyseresultatene	103
7	Diskusjon	105
7.1	Effekten av forinjeksjon i Strindheimtunnelen	105
7.2	Sammenligning av resultatene fra Frøyatunnelen og Strindheimtunnelen	105

7.3	Tillempet Q-verdi	106
7.4	Estimering av injeksjonsforbruk basert på Q-parametere	107
7.5	Betydningen av gode anslag på injeksjonsforbruk	108
7.6	Forinjeksjon i framtiden	108
7.7	Forskningsbehov.....	108
8	Konklusjon	111
9	Litteraturliste	113
10	Vedlegg	119

Figuroversikt

Figur 2.1 Tunneltrasé Strindheimtunnelen (Kartverket, 2015).....	3
Figur 2.2 Geologisk lengdeprofil over Strindheimtunnelen (Panthi, 2014).....	5
Figur 2.3 Oversikt over strekningsvis innlekkasjekrav og målt innlekkasje (Gudmundsson, 2014).....	11
Figur 2.4 Flyfoto over Strindheimtunnelen utgang øst (Kartverket, 2015)	14
Figur 2.5 Prinsippskisse av byggegropa (Gylland, 2012)	15
Figur 2.6 Sideprofil over sikring av vestlig påhugg. Betongdrager er illustrert med.....	15
Figur 2.7 Prinsippskisse av pilarsikringen (Gylland, 2012).....	16
Figur 3.1 Det hydrologiske kretsløpet (Climate & Global Dynamics Division, 2012).....	17
Figur 3.2 Ulike sprekkeegenskaper (Hudson & Harrison, 1997).....	20
Figur 3.3 Ulike vinkler mellom sprekkeplan og grunnvannets strømningsretning. (a) Gradienten er orientert vinkelrett på sprekkeplanene (null strømning), (b) Gradienten er orientert parallelt (maksimal strømning). (c) Sprekkeplanene står skjevt på den hydrauliske gradienten (Scesi & Gattinoni, 2009).....	21
Figur 3.4 Prinsippskisse for Lugeontesting (Geotechdata, 2014).	24
Figur 3.5 Oversikt over hydraulisk konduktivitet for ulike løsmasser og bergartstyper.....	25
Figur 3.6 Puttjern før infiltrasjonstiltak er satt i verk (Bendiksen, m. fl., 2003).....	29
Figur 3.7 Bestemmende faktorer for omfang og størrelse på setningstrakten over en tunnel (Fillibeck & Vogt, 2012).....	31
Figur 3.8 Setningstrakten over de to undergrunnstunnelene U8 Los i Munchen (Fillibeck & Vogt, 2012).....	31
Figur 3.9 Målt grunnvannsenkning i relasjon til avstand til tunnel for utvalgt norske tunnelprosjekter (Karlsruud, m. fl., 2003).....	32
Figur 3.10 Målt poretrykksreduksjon i fjell, i relasjon til avstand fra	33
Figur 3.11 Sammenheng mellom lekkasje og poretrykksreduksjon ved fjell rett over tunnelanlegg	34
Figur 3.12 Influensavstand i relasjon til lekkasjenivå (Karlsruud, m. fl., 2001).....	35
Figur 3.13 Sammenheng mellom poretrykksreduksjon, fjelldybde og	36
Figur 4.1 Forinjeksjon og etterinjeksjon	40
Figur 4.2 Illustrasjon av boring til forinjeksjon (Hognestad, 2014).....	41
Figur 4.3 Eksempel på overlapp av injeksjonsskjermer (Hognestad, 2014).....	42
Figur 4.4 Pakker til injeksjon (TPH 2015).....	43
Figur 4.5 Pakkerfesting med kjetting ved Ringvei vest i Bergen.....	44
Figur 4.6 Standpipe (Hognestad, 2014)	45
Figur 4.7 Aktivatorblander (Atlas Copco, 2014)	46
Figur 4.8 Hydraulisk dobbeltvirkende stempelpumpe (Hegebarth, 2013).....	47
Figur 4.9 Oversikt over partikkelstørrelser for ulike sementtyper (Hognestad, 2014).	51
Figur 4.10 Injeksjonsmasse pumpet opp i dagen som et resultat av for høyt v/c tall	53
Figur 4.11 Injeksjon med polyuretan i Randolph Deep Mine (Ecogrout, 2012).	55
Figur 4.12 Oversikt over de fire bergartstypene. Øverst til venstre bergartstype A.	57
Figur 4.13 Trykkforløp for ulike vinkler mellom borehull og sprekk (Barton, 2004).....	58

Figur 4.14 Trykkoppbygningsgrafer for injeksjonstrykk, strømning, volum og penetrasjon er illustrert (Lombardi, G. & Deere, R., 1993).....	59
Figur 4.15 Loggerenheter som registrerte trykkutviklingen inne i borehullene ved hjelp av ¼ rør gjennom	60
Figur 4.16 Grafer fra injeksjonstester på tilløpstunneler til Follobanen. Pumpetrykket i borehullet og på injeksjonsriggen, samt strømningen av injeksjonsmasse er registrert som funksjon av tid for borehullene 22-25 (Tunbridge, m. fl., 2014)	61
Figur 4.17 Stoppkriterium ved GIN-metoden (Lombardi, G. & Deere, D., 1993)	62
Figur 4.18 Kurve som viser prinsipp for bruk av GIN-metoden ved ulike sprekketyper (Lombardi, G. & Deere, R., 1993)	62
Figur 4.19 Eksempler på ulike begrensende GIN-verdier (Lombardi, G. & Deere, R., 1993)	63
Figur 5.1 Q-verdier plottet mot injeksjonsforbruk for Frøyatunnelen (Bhasin, 2002).....	70
Figur 5.2 Sammenheng mellom RQD-verdier og injeksjonsforbruk på Frøyatunnelen (Bhasin, 2002).....	70
Figur 5.3 Sammenheng mellom Jn-verdier og injeksjonsforbruk på Frøyatunnelen (Bhasin, 2002).....	71
Figur 5.4 Sammenheng mellom Jr-verdier og injeksjonsforbruk på Frøyatunnelen (Bhasin, 2002).....	71
Figur 5.5 Sammenheng mellom Ja-verdiene og injeksjonsforbruket i Frøyatunnelen (Bhasin, 2002).....	72
Figur 5.6 Sammenheng mellom SRF-verdi og injeksjonsforbruk (Bhasin, 2002).....	73
Figur 5.7 Sammenheng mellom Jr/Ja og injeksjonsforbruk for Frøyatunnelen (Bhasin, 2002)	74
Figur 5.8 Sammenhengen mellom tillempet Q-verdi, Q_i og injeksjonsmengde, S_i (Bhasin, 2002).....	75
Figur 6.1 Geometri injeksjonsskjerm omfattende injeksjonsprosedyre (Feragen, 2011).....	84
Figur 6.2 Utgang av injeksjonsmasse ved en grunnvannsbrønn	86
Figur 6.3 Innlekkasjekrav og injeksjonsforbruk langs tunneltraseen.....	88
Figur 6.4 Injeksjonsforbruk langs tunneltraseen gitt i kg tørr sement pr løpemeter for hovedløp øst og vest.	89
Figur 6.5 Kartlagte Q-verdier plottet mot injeksjonsmengde.....	90
Figur 6.6 RQD-verdier plottet mot injeksjonsforbruk	91
Figur 6.7 Jn-verdier plottet mot injeksjonsforbruk	92
Figur 6.8 Jr verdier plottet mot injeksjonsforbruk	93
Figur 6.9 Ja verdier plottet mot injeksjonsforbruk.....	94
Figur 6.10 Forholdet Jr/Ja plottet mot injeksjonsforbruket.....	94
Figur 6.11 Jn/Ja plottet mot injeksjonsforbruket.....	95
Figur 6.12 Forholdet Jn/(Jr x Ja) plottet mot injeksjonsforbruket.....	96
Figur 6.13 Sammenheng mellom Jn/(Jr x Ja x RQD) og injeksjonsforbruk	97
Figur 6.14 Injeksjonsforbruk og SRF-verdier	97
Figur 6.15 GIN-verdier for de ulike injeksjonsomfangene beregnet fra stoppkriteriene i injeksjonsprosedyrene.	98
Figur 6.16 Stopptrykk og stoppvolum for de ulike injeksjonsomfangene.	99

Tabelloversikt

Tabell 2.1 Bergmasseklasser og tilhørende sikringsklasser (Vegvesen, 2014a).....	7
Tabell 2.2: Antatt prosentvis fordeling av bergmasseklasser etter forundersøkelsene (Aarset, 2009).....	8
Tabell 2.3: Sammenligning mellom antatt og faktisk fordeling av bergmasseklasser langs tunneltraseen (Gudmundsson, 2014).....	8
Tabell 2.4 Oversikt over anbefalte tetthetskrav langs tunneltraseen (Aarset, 2009).....	10
Tabell 2.5 Tetthetskrav og målt innlekkasje for ulike deler strekninger av tunnelen (gjelder samlet for alle tunnellop, profilnummer gjelder østgående hovedløp) (Gudmundsson, 2014).....	11
Tabell 2.6 Oversikt over sikringsmengde angitt i kontrakt og utført ved bygging for rampeløp (Gudmundsson, 2014).....	12
Tabell 2.7 Oversikt over sikringsmengde angitt i kontrakt og utført ved bygging for hovedløp (Gudmundsson, 2014).....	12
Tabell 3.1 Klassifisering av ulike sprekkåpninger (Barton, 1973).....	22
Tabell 4.1 Oversikt over ulike boremetoder for boring av injeksjonshull (NFF, 2002).	41
Tabell 4.2 Finhetsgrad for ulike sementtyper (Garshol, 2011).....	50
Tabell 4.3 Relative reaksjonshastigheter for ulike temperaturer (Klüver & Kveen, 2004).	52
Tabell 5.1 Oversikt over ulike parametere som kan bli forbedret.....	68
Tabell 6.1 Sammenheng mellom Lugeonverdi og konduktivitet i bergmassen (Nilsen & Palmstrøm, 2000).	77
Tabell 6.2 Oversikt over aktuelle injeksjonsomfang (Feragen, 2011).....	78
Tabell 6.3 Injeksjonsprosedyre for moderat injeksjonsomfang. Modifisert etter (Feragen, 2011).....	79
Tabell 6.4 Injeksjonsprosedyre moderat pluss injeksjonsomfang. Modifisert etter (Feragen, 2011).....	80
Tabell 6.5 Oversikt over v/c tall og injeksjonsvolum for skjærmer med og uten lekkasje moderat.....	81
Tabell 6.6 Injeksjonsprosedyre moderat pluss 2 injeksjonsomfang. Modifisert etter (Feragen, 2011).....	82
Tabell 6.7 Injeksjonsprosedyre omfattende injeksjonsomfang pel 500-400. Modifisert etter (Feragen, 2011).....	83
Tabell 6.8 Oversikt over v/c tall og injeksjonsvolum for skjærmer med og uten.....	83
Tabell 6.9 Injeksjonsprosedyre omfattende injeksjonsomfang pel 400-295. Modifisert etter (Feragen, 2011).....	85
Tabell 6.10 Oversikt over de observasjoner som ble registrert under analyse av injeksjonsdata fra Strindheimstunnelen.....	101
Tabell 6.11 Sammenligning av resultatene fra Frøyatunnelen og Strindheimstunnelen.....	102

1 Innledning

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Vann i bergmassen er en stadig utfordring ved underjordsdrift. I tillegg til at vanninntrengning under driving reduserer inndriften og arbeidsmiljøet på stuff, kan lekkasjene også medføre senkning av grunnvannstanden rundt anlegget. Denne grunnvannsenkningen kan blant annet medføre setningsskader, tørrlegging av brønner og utilsiktet drenering av tjern og dammer på overflaten. Da stadig flere underjordsprosjekter gjennomføres i bynære omgivelser med mye sårbar infrastruktur, blir kravene til innlekkasje og påfølgende grunnvannsenkning i forbindelse med underjordsdrift vesentlig strengere. Det er derfor viktig at man har sikre og pålitelige metoder for å håndtere grunnvann i fjell.

Drivingen av Romeriksport-tunnelen er et godt eksempel på konsekvensene av å ikke ta tilstrekkelig hensyn til innlekkasjeproblematikken. Som et resultat av problemene knyttet til dette prosjektet, ble det opprettet et forsknings- og utviklingsprosjekt kalt "Miljø og samfunnstjenlige tunneler". Prosjektet pågikk i perioden 2000-2003, og var støttet av Norsk Forskningsråd. Formålet med prosjektet var å utvikle metoder for å unngå lekkasjer i forbindelse med tunnelbygging. Prosjektet var delt inn i tre hoveddeler; forundersøkelser, samspill med omgivelsene og tetteteknikk (Lindstrøm & Kveen, 2004). I forbindelse med dette prosjektet ble det gjennomført mye verdifull forskning på temaet forinjeksjon og sammenhengen mellom tetthetskrav, forinjeksjon og bergmassekvalitet. Etter at dette prosjektet ble avsluttet i 2003, har det vært gjennomført flere prosjekter der forinjeksjon har blitt benyttet for å sikre mot innlekkasjer i tunnelen. Da fremtidens tunnelprosjekter vil bli gjennomført under stadig mer krevende forhold, er det viktig at kompetansen på berginjeksjon utvikles for å kunne håndtere også de vanskeligste driveforholdene.

1.2 Oppgaven

Denne oppgaven vil fokusere på underjordsdrift i områder som av ulike grunner stiller ekstra strenge krav til tetthet rundt anlegget. Målene med oppgaven er å:

- Presentere eksisterende teori innenfor feltet grunnvannstrømning i bergmasse (bergmassepermeabilitet). Diskutere betydningen og nødvendigheten av å kontrollere vannlekkasjer til tunnelanlegg, i og utenfor urbane områder.

- Presentere rådende injeksjonsteknikker for kontroll av innlekkasje og utlekkasje fra tunnel.
- Gi en grunnleggende beskrivelse av Strindheimtunnelen og spesielle utfordringer ved prosjektet.
- Innhente og dokumentere parametere som oppsprekningsgrad, Q-verdiparametre, forinjeksjonsdata og injeksjonskriterier for Strindheimtunnelen.
- Analysere injeksjonsforbruket for Strindheimtunnelen, og sette dette i sammenheng med kartlagte Q-verdiparametere og anvendt injeksjonstrykk.

1.3 Grunnlagsmateriale

Grunnlagsmateriale inkludert ingeniørgeologiske rapporter og injeksjonsdata fra drivingen av Strindheimtunnelen, er skaffet til veie av Statens Vegvesen ved veileder Hlynur Gudmundsson. Hans Olav Hognestad i GARSHOL Norge har bidratt med artikler, håndbøker og presentasjoner på temaet forinjeksjon. Bjarne Ruud i Mapei har også bidratt med sin kunnskap om injeksjon og injeksjonsmaterialenes blandingsforhold. Professor Eivind Grøv ved SINTEF/NTNU har også bidratt med flere ferske artikler på injeksjonsmetodikk og injeksjonstrykk. Hovedveileder fra NTNU, Krishna Kanta Panthi har også bidratt med flere artikler innenfor temaet injeksjon. I tillegg til disse kildene har det blitt benyttet flere rapporter fra Statens Vegvesen som er publisert på internett. NTNUs søkedatabaser har også vært benyttet til å skaffe til veie flere internasjonale artikler og publikasjoner som har blitt benyttet i oppgaven.

1.4 Begrensninger ved oppgaven

Strindheimtunnelen ble åpnet for trafikk i april 2014, følgelig hadde injeksjonsarbeidet vært ferdigstilt en god stund før oppstart av oppgaven. Oppgaven er derfor helt og holdent basert på de rapportene og notatene som ble utført under drivingen av tunnelen. Det har heller ikke vært gjennomført befaring av tunnelen i forbindelse med oppgaven. Dette ble vurdert til å ikke være hensiktsmessig, da arbeidet med tunnelen likevel var ferdigstilt. Da oppgaven kun strekker seg over 5 måneder, har dette naturlig nok begrenset omfanget og størrelsen på datagrunnlaget og teorien som har vært benyttet.

2 Strindheimtunnelen

Dette kapittelet vil presentere Strindheimtunnelen, hovedsakelig med tanke på de ingeniørgeologiske forholdene ved prosjektet. Kapittelet er basert på ingeniørgeologiske rapporter fra henholdsvis NGI og Statens Vegvesen.

2.1 Generelt om Strindheimtunnelen

Strindheimtunnelen er en toløps vegtunnel mellom Nyhavna og Strindheim i Trondheim. Tunnelen er 2,5 km lang, derav 2,1 km fjelltunnel, og er blitt betraktet som et av Norges mest utfordrende vegprosjekter. Formålet med tunnelen har vært å avlaste Innherredsveien for trafikk inn og ut av Trondheim sentrum, og er en del av prosjektet E6 Trondheim-Stjørdal. Tunnelprosjektet førte med seg flere utfordringer, blant annet sprengning under flere tusen beboere, tynn overdekning, kvikkleiresoner i traséen samt tung trafikk tett inntil anlegget. Tunnelen ble åpnet for trafikk 24.6.2014 (Vegvesen, 2014c). Tunneltrasé er vist i figur 2.1.



Figur 2.1 Tunneltrasé Strindheimtunnelen (Kartverket, 2015).

Fra påhugget i vest starter tunnelen med en ca 330 m lang betongtunnel, som til dels går gjennom kvikkleire og under verneverdig bebyggelse, fra jernbanen fram til påhugg bergtunnel ved profil 281 mellom Gamle Kongevei og Nedre Møllenberg gate. Tilnærmet hele tunnelen er drevet fra Strindheim i øst til Møllenberg i vest, bortsett fra ca 12 m som er drevet fra det vestlige påhugget. I tillegg til hovedtunnelene er det også drevet to rampetunneler på henholdsvis 367 m og 387 m, for kobling mot Strindheimskrysset.

Hovedtunnelene er forbundet med tverrtunneler med ca 250 m avstand, som skal benyttes som rømningsveier i en nødssituasjon (Gudmundsson, 2014).

Drivingen av rampetunnelene startet i uke 23/2010, og var ferdig i januar/februar 2011. Drivingen av hovedtunnelene startet i uke 34/2010, og ble avsluttet med gjennomslag i østgående løp 30.10.2012, og i vestgående 01.11.2012. Total drivetid for hovedtunnelene var 104 uker. Betongtunnelen og de første 12 m fjelltunnel som ble drevet fra Møllenbergsiden, utgjorde én entreprise som ble drevet av NCC. Resten av tunnelen ble drevet som én entreprise der Skanska Norge AS var hovedentreprenør, Entreprenørservice AS var underentreprenør på sprøytebetongsikring og Johs. J. Syltern AS var underentreprenør på massetransport. Reinertsen AS var hovedkonsulent på entreprisen, med NGI som underkonsulent på ingeniørgeologi. I tillegg krever NS 3480 ”skjerpet kontroll, eller kontroll som er utført av person eller organisasjon som er uavhengig av bergteknisk prosjekterende”, for anlegg som havner i geoteknisk prosjektklasse 3 (Nilsen, 2012). Strindheimtunnelen ligger i denne prosjektklassen, og det var derfor påkrevd en ekstern uavhengig kontroll. Tredjepartskontrollen ble utført av Sweco AS, både under prosjektering og bygging (Gudmundsson, 2014).

2.2 Grunnforhold

Det ble gjennomført flere ulike typer grunnundersøkelser i forbindelse med prosjektplanleggingen. Undersøkelsene er utført både før og etter traséendringene i reguleringsplanen av 02.06.2006. Undersøkelsesmetodene som ble benyttet var blant annet forstudier, grunnboringer i løsmasser, kjerneboring i berg, geofysiske undersøkelser og laboratorieundersøkelser (Aarset, 2009). Formålet med undersøkelsene var å avdekke potensielle problemsoner ved å kartlegge løsmassetykkelse, løsmassekarakteristikk og fjellkvalitet langs traseen.

2.2.1 Løsmasseforhold

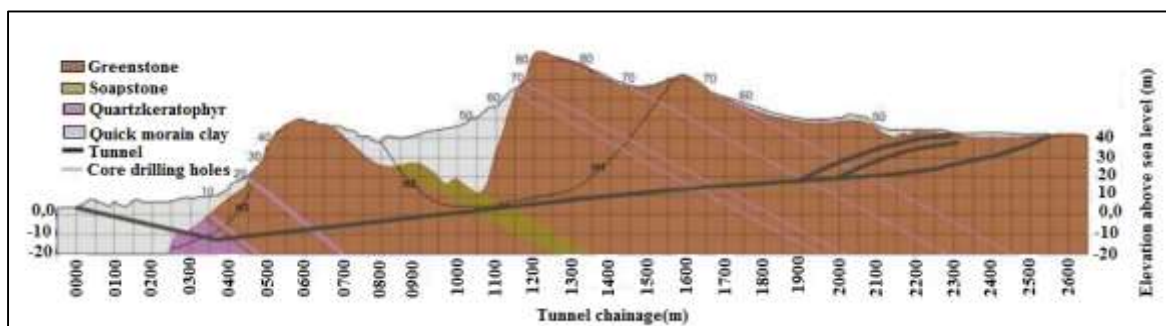
Undersøkelsene avdekket en varierende løsmassetykkelse over tunneltraseen. Fra det østlige påhugget rundt profil 2200, varierer tykkelsen fra 0-10 m de første 1050 meterne av tunnelen. Løsmassematerialet består i dette området av sterkt overkonsolidert silt og leire. På Bakkaunet, i området mellom profil 950-1100, er det en nord-sørgående dyprenne som krysser tilnærmet vinkelrett på tunnelaksen. I denne renna er løsmassemektingen opp mot 40 m. Materialet i renna består hovedsakelig av vekselvis fast og overkonsolidert leire og silt/sand (Gudmundsson, 2014).

Langs strekningen mellom Statsingeniør Dahls gate og Weidemanns vei, er det et tynt og usammenhengende løsmassedekke. Mellom profilnummer 400 og 281, Øvre Møllenberg til vestlig påhugg, består grunnen av bløt leire. På et stort, relativt flattliggende område fra Møllenberg/Buran i vestre ende av tunnelen og videre nord for tunneltraseen, langs nordsiden av Gamle Kongevei og frem til Stavne - Leangenbanen, er det et sammenhengende mektig lag med bløt og stedvis kvikk leire (Aarset, 2009).

2.2.2 Bergforhold

Bergartstype

Hovedbergarten langs tunneltraséen er grønnstein/grønnskifer som har blitt omdannet under den kaledonske fjellkjededannelsen. Strukturen varierer fra en putelavastruktur til en mer sedimentær struktur. Grønnskiferen, og delvis også putelavaen, har en utpreget foliasjon med strøkretning omtrent nord-nordøst og 20-35° fall. Det forekommer også flere ganger/lag eller utstrakte linser av kvartskeratofyr. Mektigheten på gangene varierer fra mindre enn 1 meter til over 10 meter, og følger hovedsakelig grønnsteinens foliasjonsretning. Under dyprenna som er beskrevet tidligere i kapittelet, befinner det seg en kropp av kleberstein. Ca. 100 m av tunneltraseen går i klebersteinen. Det var forventet større stabilitets- og lekkasjeproblematikk i klebersteinssonen, blant annet på grunn av de glatte og utholdende sprekkeplanene som kan forekomme i kleberstein. I tillegg er bergoverdekningen mindre i denne sonen, og bergoverdekningen var etter grunnboringer i området estimert til å være på mellom 10 og 15 meter for denne sonen. Berggrunnen rundt det vestre påhugget består av en blanding av kvartskeratofyr og en breksje med gneisstruktur. Rett øst for klebersteinssonen, finnes det en ca 80 m lang strekning med metagabbro/dioritt (Aarset, 2009). Geologisk lengdeprofil over Strindheimtunnelen er vist i figur 2.2.



Figur 2.2 Geologisk lengdeprofil over Strindheimtunnelen (Panthi, 2014).

Oppsprekningsgrad

Vedrørende oppsprekningsgrad av bergmassen, registrerte NGI under sin kartlegging to til tre ulike sprekkese sett langs tunneltraseen. Det mest markerte sprekkese settet følger bergartens foliasjon, og har et svakt fall på 20-40° mot ØSØ. Gjennomsettende mer steile sprekker forekommer langs traseen med varierende frekvens. Enkelte av gangene av kvartskratofyr har også en høy grad av oppsprekning. Sprekkene har varierende grad av sprekkedyll, fra ufylte sprekker til sprekkedyll av glatt kloritt (Aarset, 2009). Stereoplott av sprekkplanene er gitt i vedlegg A1.

Sprekkeorientering

Sprekkes orientering i forhold til tunnelaksen er avgjørende for stabiliteten i tunnelen. Hovedsprekkese settet som følger foliasjonen, skjærer tunnelen med en stor vinkel (>45°). Fallet er som nevnt på 20-40° mot ØSØ. Dette gjør at de flattliggende sprekke ne har potensial til å skape lokale problemer i hengen, spesielt dersom de kombineres med andre sprekkese sett. I tillegg til foliasjonssprekkene, er det et steiltstående sprekkese sett som krysser tunnelaksen med en liten vinkel (0-30°). Disse sprekke ne går stedvis parallelt med tunnelaksen, og kan skape stabilitetsproblemer i vegger og vederlag (Aarset, 2009).

Overdekning

Bergoverdekningen er ved vestlig påhugg på mellom 5 og 10 m de første hundre meterne. Deretter ligger overdekningen på mellom 30 og 50 m fram til dyprenna rundt profil 1000. Etter dyprenna, der bergoverdekningen som tidligere nevnt ligger på mellom 10 og 15 m, er bergoverdekningen på mellom 40 og 60 m fram til områdene med avgreiningene for rampetunnelene (nær profil 1800). Den østre delen av tunnelen har en bergoverdekning på 10 til 15 m med unntak av påhuggsområdene. Den største totale overdekningen over tunnelen er på 75 m. Rampetunnelene har en overdekning på 15-35 m (Aarset, 2009).

2.2.3 Bergmasseklassifisering

Bergmassen ble klassifisert i henhold til Q-systemet og tabell 7.1 i håndbok 021 (oppdatert utgave kom i 2014 og har nummeret N500), både som et ledd i forundersøkelsene og under drivingen av tunnelen. Tabell 2.1 er hentet fra håndbok N500. Tabellen plasserer bergmassen i ulike bergmasseklasser basert på Q-verdier, i tillegg til at den oppgir tilhørende sikringsklasser med anbefalt sikring for de ulike bergmasseklassene. NGI presenterte etter forundersøkelsene en prognose på prosentfordeling av bergmasseklasser langs hovedtunnelen, som er illustrert i tabell 2.2.

Tabell 2.1 Bergmasseklasser og tilhørende sikringsklasser (Vegvesen, 2014a)

Bergmasse-klasse	Bergforhold Q-verdi⁽¹⁾	Sikringsklasse Permanent sikring
A/B	Lite oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand > 1m. Q = 10 – 100	Sikringsklasse I - Spredt bolting - Sprøytebetong B35 E700 tykkelse 80 mm, ned til 2 m over såle
C	Moderat oppsprukket bergmasse. Midlere sprekkeavstand 0,3 – 1 m. Q = 4 – 10	Sikringsklasse II - Systematisk bolting (c/c 2 m), endeforankrete, forspente, gyste - Sprøytebetong B35 E700, tykkelse 80 mm, sprøytes ned til såle
D	Tett oppsprukket bergmasse eller lagdelt skifrig bergmasse. Midlere sprekkeavstand < 0,3 m. Q = 1 – 4	Sikringsklasse III - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 100 mm eller mer. - Systematisk bolting (c/c 1,5 m), endeforankrete, endeforankrete som gyses i ettertid, eller gyste
E	Svært dårlig bergmasse. Q = 0,1 – 1	Sikringsklasse IV - Forbolting ved Q < 0,2, ø25 mm, maks. c/c 300 mm - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,5 m, gyste - Armerte sprøytebetongbuer ved Q < 0,2, buedimensjon E30/6 ø20 mm, c/c 2 – 3 m, buene boltes systematisk, c. 1,5 m, lengde 3 – 4 m. (2) - Sålestøp vurderes
F	Ekstremt dårlig bergmasse. Q = 0,01 – 0,1	Sikringsklasse V - Forbolting, c/c 200 – 300 mm, ø32 mm eller stag (selvborende). - Sprøytebetong B35 E1000, tykkelse 150 – 250 mm. - Systematisk bolting, c/c 1,0 – 1,5 m, gyste. - Armerte sprøytebetongbuer, buedimensjon D60/6+4, ø20 mm, c/c 1,5 – 2 m, buene boltes systematisk, c. 1,0 m, lengde 3 – 6 m ⁽²⁾ - Armert sålestøp, pilhøyde min. 10 % av tunnelbredden.
G	Eksepsjonelt dårlig bergmasse, stort sett løsmasse, Q < 0,01	Sikringsklasse VI - Driving og permanent sikring dimensjoneres spesielt

(1) Q-verdiene er gitt for uniaxial compressive strength, UCS = 100 MPa

(2) For krav til materialer, metoder og løsninger henvises til Teknologirapport nr. 2538: Arbeider foran stuff og stabilitetssikring i vegtunneler.

Tabell 2.2: Antatt prosentvis fordeling av bergmasseklasser etter forundersøkelsene (Aarset, 2009)

Bergmasseklasse	%	Lengde (m)
A/B	10	210
C	15	320
D	25	540
E/F	45	960
G	5	110
Sum	100	2140

Etter at drivingen av tunnelene var ferdig, presenterte byggherre Statens Vegvesen en sammenligning mellom den antatte og faktiske fordelingen av bergmasseklasser langs tunnelen. Denne sammenligningen er presentert i tabell 2.3.

Tabell 2.3: Sammenligning mellom antatt og faktisk fordeling av bergmasseklasser langs tunneltraseen (Gudmundsson, 2014).

		Estimert i geologisk rapport	Faktisk fordeling	Avvik i %-poeng
Bergmasseklasse	Q-verdi	%-andel	%-andel	
A/B	10-100	10%	0%	-10%
C	4-10	15%	25%	+10%
D	1-4	25%	65%	+40%
E/F	0,01-1	45%	10%	-35%
G	<0,01	5%	0%	-5%
SUM		100	100	

Da både NGI og Statens Vegvesen har rapportert grundig fra sine kartlegginger, er det mulig å sammenligne kartleggingsresultatene fra kartleggingen i dagen og på stuff. Det er da mulig til å finne ut hvilke parametere som varierer mest, og avdekke systematiske avvik som kan skyldes andre forhold enn endring i bergmassekvalitet fra overflaten og ned til tunnelnivå. En åpenbar forklaring på forskjeller i parameterverdiene mellom de ulike kartleggingene, er at det er forskjellige personer som har utført kartleggingene. Da flere av parametrene i Q-systemet er basert på personlige tolkninger av bergmassekvaliteten, kan ulike kartleggere komme fram til ulike tolkninger. Dette gjelder spesielt spenningsfaktoren, SRF, der man skal tolke spenningsbildet på tunnelnivå. Kartleggingsrapportene fra henholdsvis NGI og Statens

Vegvesen, viser at NGI konsekvent har satt spenningsfaktoren til 1 langs hele tunneltraséen med unntak av en lokasjon i dyprenna, mens Statens Vegvesen ofte har satt spenningsfaktorer på 2,5 og 5 i de samme områdene. Statens Vegvesen har konsekvent satt SRF faktoren til 2,5 i områder der overdekningen er mindre enn 20 m. ”I henhold til Q-systemet er det også foreslått at når dybden av hengen under overflaten er mindre enn spennet på bergrommet, økes SRF fra 2,5 til 5” (Gudmundsson, H. Personlig kommunikasjon 29.04.15).

Det kan ut ifra de gitte opplysningene tyde på at Statens Vegvesen har tatt større hensyn til spennvidden på anlegget under sin vurdering, og derfor konkludert med en høyere SRF-verdi. En lavere spenningsfaktor vil gi en høyere Q-verdi, noe som kan forklare hvorfor NGI hadde satt opp 10% av tunnallengden i klasse A/B. Langs strekningen der både NGI og Statens Vegvesens kartleggere brukte SRF faktoren 1, endte Statens Vegvesen opp med noe høyere Q-verdier enn det som var forutsatt etter kartleggingen i dagen. Dette førte til at det var mindre av tunnelen som havnet i de to dårligste bergmasseklassene, som vist i tabell 2.3.

2.3 Grunnvannsovervåking og injeksjon

Hele Strindheimtunnelen ligger under det naturlige grunnvannsspeilet. NGI poengterte derfor i sin geologiske rapport at lekkasjer i tunnelen måtte forventes, spesielt i forbindelse med sprekkesoner og områder med liten overdekning. På grunn av den omfattende bebyggelsen langs traseen, måtte det settes spesielt strenge tetthetskrav av hensyn til omgivelsene. Mye av bebyggelsen over tunnelen er fundamentert på leiravsetninger, noe som gjør at konsekvensene av en eventuell grunnvannsenkning, vil være ekstra alvorlige. Etter å ha vurdert forhold som løsmassenes setningsømfintlighet, mektighet, poretrykk og avstand fra tunnelen til løsmasseområdene med bebyggelse, presenterte NGI en oversikt over anbefalte tetthetskrav langs tunnelen (Aarset, 2009). Denne oversikten er vist i tabell 2.4.

Tabell 2.4 Oversikt over anbefalte tetthetskrav langs tunneltraseen (Aarset, 2009)

Tunnelstrekning fra - til		Anbefalt krav til maksimal innlekkasje(l/min/100m)
300	400	6
400	500	8
500	600	10
600	1000	13
1000	1300	10
1300	1400	13
1400	2100	18
2100	2400	16

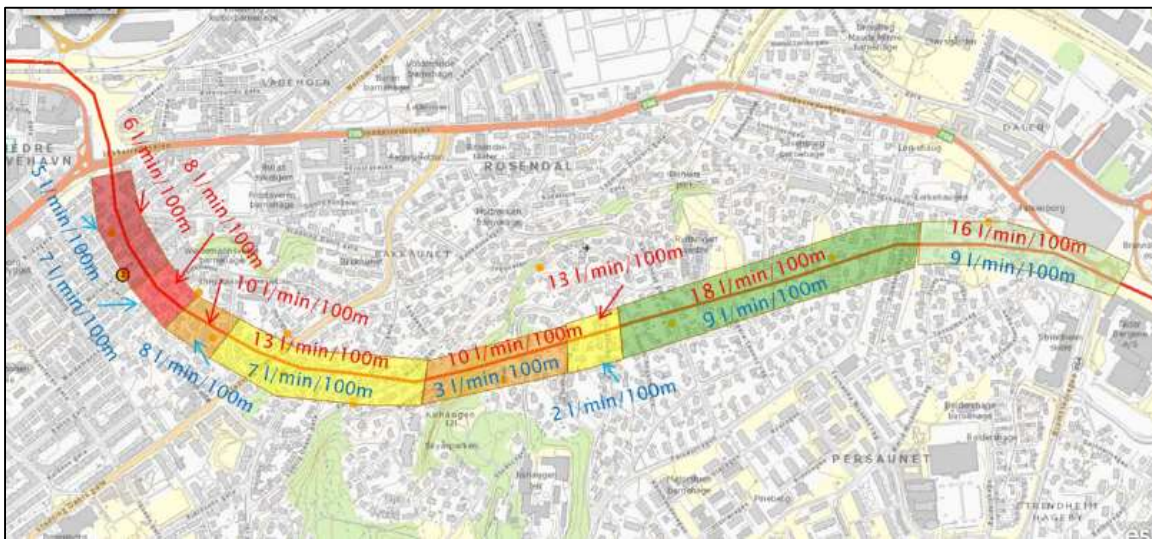
Et av de viktigste suksesskriteriene for Strindheimtunnelen var at den skulle være tett. Det ble bestemt at hele tunnelen skulle forinjiseres, og målet var å oppnå en tilstrekkelig tett tunnel etter en injeksjonsomgang. Det var også et stort fokus på injeksjon gjennom hele anleggsperioden. Byggherre Statens Vegvesen sto for overvåking av poretrykk og grunnvannstand samt setningsmålinger. Grunnvannstanden ble overvåket ved hjelp av 13 poretrykksmålere i fjell som ble plassert langs tunneltraseen. Det ble også plassert flere poretrykksmålere i løsmasser, spesielt på Bakkaunet og på Møllenberg. Avlesningen av målerne ble gjort automatisk to ganger i døgnet, og presentert på en egen web-portal. Dette gjorde at man hadde mulighet til å overvåke grunnvannstanden kontinuerlig, og sette inn tiltak dersom det ble registrert betydelige endringer i grunnvannstanden (Gudmundsson, 2014).

Skjermgeometrien og lengden på overlapp mellom injeksjonsomgangene ble tilpasset tunnelens innlekkasjekrav, bergforhold og geometri. Typisk skjerm lengde var 24 m med ca 5-7 m overlapp mellom injeksjonsskjermene (3-4 salver mellom hver skjerm). I sonene med ekstra strenge innlekkasjekrav, ble skjerm lengden redusert og overlappen økt. Skjerm lengden ble da satt til rundt 21 m, og overlappen til 9-12 m. Antall hull i skjermen varierte fra 32 til 54, avhengig av injeksjonsomfanget. Byggherren sendte prosedyre for injeksjon til entreprenør for hver injeksjonsomgang. Prosedyren inneholdt informasjon om skjermgeometri, antall hull og stoppkriterier. Totalt ble det injisert 318 ganger, og brukt over 3 millioner kg sement til injeksjon. Injeksjonsmaterialet som ble brukt var hovedsakelig Mikrofin 20 sement fra Mapei, men det ble også brukt industrisement. Injeksjonsmengden tilsvarte ca 604 kg pr løpemeter tunnel. Det totale tidsforbruket var 4141 timer for hele tunnelen, fordelt på ca 13 timer per injeksjonsomgang (Gudmundsson, 2014).

Tettingen av tunnelen med forinjeksjon var svært vellykket. Kravene til innlekkasje ble oppnådd for alle strekningene av tunnelen, se tabell 2.5 og fig. 2.3. Forbruket av injeksjonssement endte også på rundt halvparten av det som ble estimert i konkurransegrunnlaget, og arbeidet med injeksjonen ble også mindre enn forutsatt (Gudmundsson, 2014). Injeksjonsdata fra tunnelen vil bli grundigere presentert i kapittel 6, "Presentasjon av injeksjonsdata fra Strindheimtunnelen".

Tabell 2.5 Tetthetskrav og målt innlekkasje for ulike deler strekninger av tunnelen (gjelder samlet for alle tunnellop, profilnummer gjelder østgående hovedløp) (Gudmundsson, 2014)

Tunnelstrekning		Krav til maksimal innlekkasje(l/min/100m)	Målt innlekkasje(l/min/100m)
Fra	Til		
300	400	6	5
400	500	8	7
500	600	10	8
600	1000	13	7
1000	1300	10	3
1300	1400	13	2
1400	2100	18	9
2100	2400	16	9



Figur 2.1 Figur 2.3 Oversikt over strekningsvis innlekkasjekrav og målt innlekkasje (Gudmundsson, 2014).

2.4 Bergsikring

Bergmassen langs tunneltraséen ble som nevnt kartlagt både før og under driving. Skjemaet i tabell 2.1 ble brukt som utgangspunkt for å angi sikringskrav til de forskjellige bergmasseklassene. I tillegg til tabell 2.1, ble også tverrsnittene langs traséen lagt til grunn når sikringen skulle fastsettes. Sikringsfilosofien var at den permanente sikringen ble bestemt fortløpende, og at arbeidssikringen inngikk i den permanente sikringen. Vedlegg A2 viser det

utarbeidede skjemaet med sikringsmengder for de forskjellige tverrsnittene (Gudmundsson, 2014).

Som man kan lese av tabell 2.3, var bergmassekvaliteten stort sett bedre enn antatt i forundersøkelsene. De dårligere bergmasseklassene, klasse E,F og G utgjør omtrent 10% av tunnallengden, mot forventet 50%. Dette resulterte i at anvendt sikringsmengde var langt mindre enn det som var planlagt i kontrakten. Tabell 2.6 og 2.7 viser oversikt over planlagt og utført sikring av henholdsvis hovedløpene og rampeløpene (Gudmundsson, 2014).

Tabell 2.6 Oversikt over sikringsmengde angitt i kontrakt og utført ved bygging for rampeløp (Gudmundsson, 2014)

	Rampetunneler					
	Enhet	Kontrakt	Pr. m	Utført	Pr. m	Diff
Forbolter	stk	4200	5,7	781	1,0	-81%
Bolter, alle typer¹⁾	stk	5350	7,2	5666	7,5	6%
Bånd	m	2500	3,4	495	0,7	-80%
Sprøytebetong	m ³	4700	6,3	2990,7	4,0	-36%
Sikringsbuer¹⁾	stk	128	0,2	68	0,1	-47%
Betongutstøpning	m	60	0	0	0	-100%

1) Inkl. sikring ved og bak stuff

Tabell 2.7 Oversikt over sikringsmengde angitt i kontrakt og utført ved bygging for hovedløp (Gudmundsson, 2014)

	Hovedløp					
	Enhet	Kontrakt	Pr. m	Utført	Pr. m	Diff.
Forbolter	stk	17 200	4,1	2066	0,5	-88%
Bolter, alle typer¹⁾	stk	24 800	5,9	36 947	8,7	49%
Bånd	m	15 000	3,6	1 125	0,3	-93%
Sprøytebetong	m ³	20 500	4,9	18 037	4,2	-12%
Sikringsbuer¹⁾	stk	645	0,2	194	0,0	-70%
Betongutstøpning	m	60	0	0	0	-100%

1) Inkl. sikring ved og bak stuff

Forbolting ble kun benyttet i påhuggsområdene, samt ved liten overdekning under Strindheimkrysset. Årsaken til at det ble benyttet 88% mindre forbolter enn anslått for hovedløpet og 81% mindre enn anslått for rampeløpet, skyldes at kun en liten del av tunnelen ligger i bergmasseklasse E eller dårligere. I tillegg er det drevet forsiktig, med korte og/eller

delte salver gjennom de dårligste områdene. Som det framgår av tabell 2.6 og 2.7, ble det brukt henholdsvis 6 og 49% flere bergbolter for rampe og hovedtunnel enn det som var anslått i kontrakten. Det finnes flere årsaker til dette. Hovedårsaken er at det var en langt større andel av bergmasseklasse D enn forventet, i tillegg til at det ikke ble registrert bergmasseklasse A/B. I tillegg ble det også på enkelte strekninger registrert bergmasseklasse D, men boltesikringen ble utført som for klasse E. Dette skjedde i partier av tunnelen som lå på grensen mellom bergmasseklassene. Boltetypen som ble benyttet var i hovedsak kombinasjonsbolter(CT-bolt M20 fra VIK Ørsta). Det ble i gjennomsnitt benyttet 8,7 bolter/lm for hovedløpene, og 7,5 bolter/lm for rampeløpene (Gudmundsson, 2014).

Veggene og hengen ble sikret med sprøytebetong for hele tunnelens lengde. Den minste tykkelsen på sprøytebetongen er 8 cm, men stort sett er det brukt 10 cm tykkelse med unntak av områder i bergmasseklasse E. Energiabsorpsjonsklassene som ble benyttet var E700 og E1000, med fibertype Steelfibre DE 35/0,55N. Det ble i gjennomsnitt benyttet 4,2 m³/lm for hovedløpene og 4,0m³/lm for rampeløpene. Grunnet et mindre omfang av bergmasseklasse E og F enn antatt i konkurransegrunnlaget, ble det også benyttet mindre sprøytebetong. Av samme årsak ble det også brukt langt færre sprøytebetongbuer enn antatt. Sprøytebetongbuer har blitt benyttet tett inntil påhuggene, og i områder med liten overdekning og dårlig bergmassekvalitet. Det ble ikke utført noen betongutstøpning, til tross for at det etter forundersøkelsene var antatt et behov på 60 m full utstøpning i hovedløpene og 60 m i rampeløpene (Gudmundsson, 2014).

2.5 Påhuggsområdene

Strindheimtunnelen utmerket seg som et spesielt krevende prosjekt, blant annet på grunn av at begge påhuggsområdene ligger i tett bebygde områder. I tillegg til å ligge i tett bebyggelse, er det også liten bergoverdekning i påhuggsområdene. Dette ga ekstra utfordringer knyttet til sprengningsarbeider, plassering av påhuggene, trafikkdirigering, sikring av påhuggene og midlertidig infrastruktur under byggefasen.

2.5.1 Påhugg øst

Det østlige påhugget til hovedtunnelen, samt påhuggene til de to rampetunnelene ligger på Strindheim. Figur 2.4 viser et flyfoto over tunnelinngangene, der hovedløpet går ut under rundkjøringen i østlig retning, mens de to rampetunnelene går ut i henholdsvis nordlig og sørlig retning. Trafikken er fordelt i tre plan der det øverste er trafikk i dagen, det midterste er

for inn- og utkjøring av rampetunnelene og det nederste er for inn- og utkjøring av hovedtunnelen.



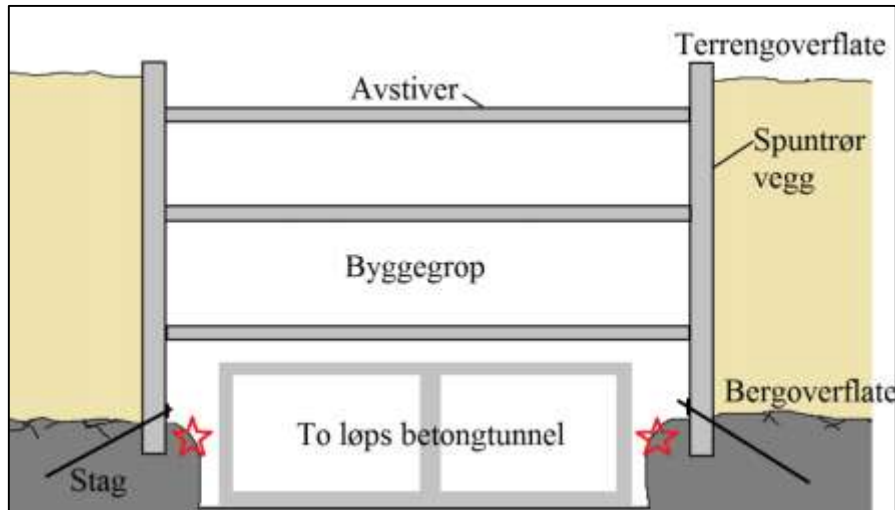
Figur 2.4 Flyfoto over Strinheimtunnelen utgang øst (Kartverket, 2015)

På Strindheim er overdekningen i påhuggsområdet for hovedløpet 2-3 m. Avstanden mellom tunnellopene i påhugget er ca 2 m. Påhuggene for hovedløpene ble sikret med 6 m lange forbolter i tre raster. Enden av fjellboltene ble hengt sammen med fjellbånd og noen kortere bolter lengre opp i forskjæringen. Påhugget ble deretter forsiktig drevet med delte korte salver. Ved påhugget til rampetunnelene overlapper de teoretiske sprengningsprofilene hverandre. Avstanden mellom løpene øker deretter gradvis innover. For de første 50 m av rampetunnelene, er løpene skilt med en betongskillevegg. Den minste overdekningen over rampetunnelene i påhugget er 2-3 m. Rampepåguggene ble sikret med 6 m lange forbolter i tre raster, samt fjellbånd. Disse ble siden hengt opp med bolter og fjellbånd. Det ble etablert en sprøytebetongbue for hvert løp på påhuggsflaten før første salve ble sprengt. For rampetunnelene ble det òg drevet veldig forsiktig med korte delte salver (Gudmundsson, 2014).

2.5.2 Påhugg vest

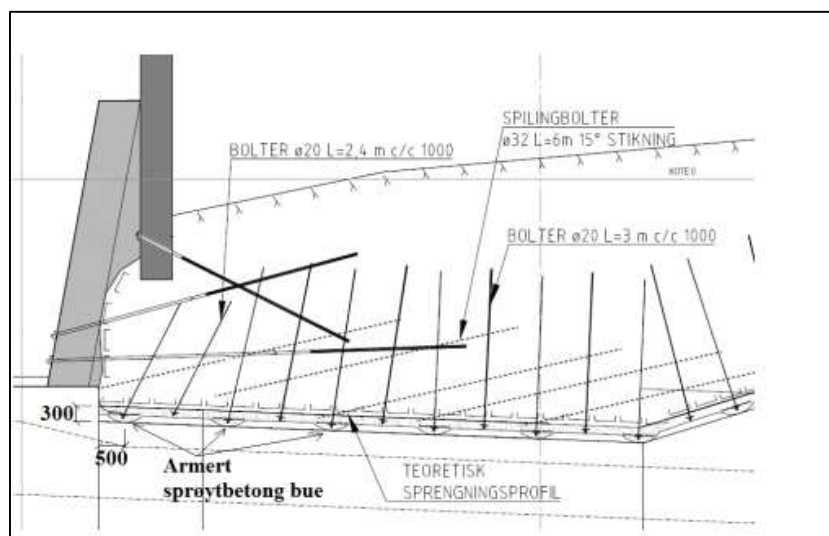
Det vestlige påhugget ligger på Møllenberg. Påhugget, samt de første 12 m av begge hovedløpene ble drevet av NCC. Overdekningen i påhuggsområdet er på 1,5-3 m, i tillegg til at løsmassene over påhuggsområdet består av kvikkleire. Over påhuggsområdet ligger det

også verneverdige bygårder i tre. Det vestlige påhugget var derfor et svært komplisert og utfordrende prosjekt. For å sikre byggegropa foran påhugget mot kreftene fra løsmassene rundt gropa, ble det etablert vegger av spuntrør. Disse veggene var i seg selv ikke sterke nok til å stå imot de horisontale kreftene fra løsmassene, og det ble derfor installert avstivere på tvers av byggegropa. Figur 2.5 viser en prinsippskisse av byggegropa (Gylland, 2012).



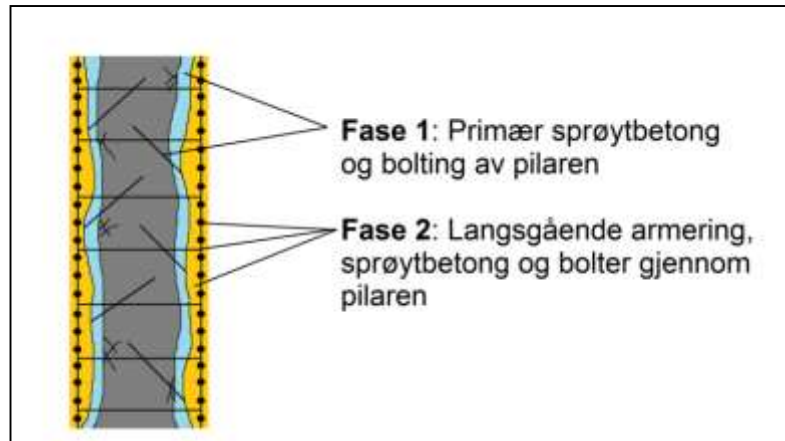
Figur 2.5 Prinsippskisse av byggegropa (Gylland, 2012)

For å sikre selve påhugget ble det etablert en utstøpt betongdrager som ble stagforankret til berget. Tykkelsen på betongdrageren var i gjennomsnitt 1 m, og den var ca 5,5 m høy. Formålet med betongdrageren var å sikre en bærende trykkbue over tunnelene, som ville hindre ras i tunnelhengen. Det ble også etablert lange spilingbolter/forbolter for å sikre påhugget ytterligere. For hver rast med spilingbolter ble det etablert en armert sprøytebetongbue fra såle til såle. Sprøytbetongbuene var festet til berget med radielle bolter (Gylland, 2012). Figur 2.6 viser sideprofil over sikringen av påhuggsområdet.



Figur 2.6 Sideprofil over sikring av vestlig påhugg. Betongdrager er illustrert med lys grå og spuntrør i mørk grå (Gylland, 2012)

Bergstabben mellom de to tunnellopene ble beholdt av hensyn til stabiliteten. Det var estimert at denne pilaren var helt essensiell for stabiliteten av påhugget. Det var forventet at dersom pilaren gikk i brudd, ville også tunnelhengene kollapse. Bergpilaren bestod etter ferdigstillelse av tilnærmet 1,5 m berg og sikring. Sikringen av pilaren bidrar til å skape et omslutningstrykk som øker bruddstyrken til pilaren (Gylland, 2012). Figur 2.7 viser sikringen av bergstabben.



Figur 2.7 Prinsippkisse av pilarsikringen (Gylland, 2012)

I tillegg til den grundige sikringen av påhuggsområdet, ble det også sprengt korte og små salver for å unngå skader på fjell og minimere rystelser på bebyggelsen over (Gudmundsson, 2014).

2.6 Oppsummering

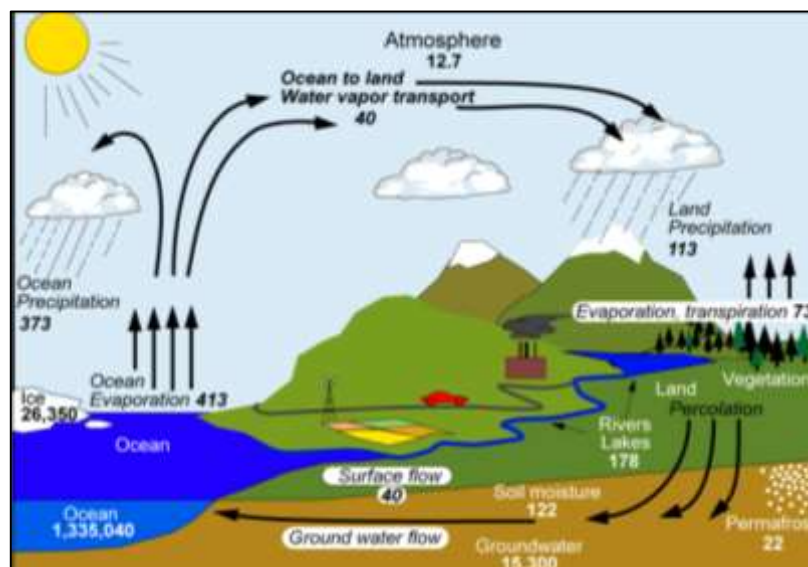
Strindheimtunnelen var et utfordrende prosjekt med tanke på traséens og påhuggenes beliggenhet, den til tider tynne overdekningen og alt av krav og hensyn som måtte tas til omgivelsene i forbindelse med drivingen. Forinjeksjon ble brukt til tetting av tunnelen med stor suksess. Det ble brukt mindre tid og ressurser til forinjeksjonen enn estimert, men tunnelen lå likevel innenfor tetthetskravene langs alle sonene. Tunnelpåhuggene lå i områder med tett bebyggelse og liten overdekning, men også disse forholdene ble taklet på en god måte. Målinger i tunnelen har vist små deformasjoner, noe som indikerer at det valgte sikringsnivået har vært riktig (Gudmundsson, 2014). Strindheimtunnelen har vært et banebrytende og på mange måter unikt prosjekt, men det er ventet at man i fremtiden vil gjennomføre flere prosjekter i tilsvarende vanskelige forhold. Erfaringene fra drivingen av Strindheimtunnelen vil derfor være svært viktige for fremtidens prosjekter. Ved hjelp av erfaringer, ny teknologi og kunnskap, vil man utvikle framtidens tunneldrift til å kunne beherske forhold som tidligere ble sett på som uhåndterlige.

3 Grunnvann i bergmassen

Når man skal vurdere risikoen for vanninnlekkasje i et underjordsanlegg, er det viktig å ha den nødvendige kompetansen om grunnvann og grunnvannsstrømning. Dette kapitlet vil gi en grunnleggende innføring innenfor dette fagfeltet. Teorien er basert på håndbøker publisert av NFF og Statens Vegvesen, samt bøker og vitenskapelige artikler publisert i anerkjente geologiske tidsskrifter.

3.1 Det hydrologiske kretsløpet

Det hydrologiske kretsløpet danner basisen for vannets oppførsel og bevegelse både over og under grunnen. Komponentene som inngår i det hydrologiske kretsløpet er evapotranspirasjon, nedbør, overflatevann og grunnvann (AWWA, 2014). En illustrasjon av det hydrologiske kretsløpet er vist i figur 3.1. Vannets oppholdstider i de ulike reservoarene er svært forskjellig, og kan variere fra noen uker i elvene, til mange tusen år i havet og dype grunnvannsmagasin (Karlsrud, m. fl., 2003).



Figur 3.1 Det hydrologiske kretsløpet (Climate & Global Dynamics Division, 2012)

Dersom man ser på et isolert område, f. eks et nedbørsfelt til en elv, vil det gjennom et visst tidsrom være en balanse mellom de vannmengder som tilføres området, og den vannmengden som føres ut av området. Denne balansen kan illustreres ved hjelp av likning 3.1, kalt vannbalanselikningen:

$$P = E + Q + \Delta R \quad (3.1),$$

der

P: Nedbør

E: Evapotranspirasjon(summen av evaporasjon og transpirasjon)

Q:Avrenning

ΔR : Endring i områdets vannmagasin fra starten til slutten av en gitt periode.

Vannbalanseligningen kan brukes til å regne ut et av leddene forutsatt at de andre er kjent. Forskjellige områder vil ha forskjellige verdier på de ulike leddene i ligningen, avhengig av forhold som klima, topografi, geologi og vegetasjon (Grepstad, 2002). ”Vannbalansen er en nøkkel til å sette de enkelte hydrologiske delprosessene inn i en lokal helhet, og den er et nødvendig grunnlag for å vurdere virkninger av menneskelige inngrep i vannets naturlige kretsløp” (Tollan, 1977).

Menneskelige inngrep kan endre de naturlige forholdene i et nedbørsfelt og forstyrre likevekten i området. Inngrepene kan blant annet påvirke vannets strømningsveier og oppholdstider. Dette vil igjen påvirke vannets kjemiske sammensetning (Karlsruud, m. fl., 2003).

3.2 Infiltrasjon og nydannelse av grunnvann

Nedbør som treffer jordoverflaten vil delvis gå til avrenning og delvis til infiltrasjon. Hvor mye som går til avrenning og hvor mye som går til infiltrasjon, varierer stort og er avhengig av følgende forhold:

- Type, varighet og intensitet på nedbør.
- Klima.
- Landbruk.
- Løsmasstype og –mektighet.
- Topografi (Seiler & Gat, 2007).

Med infiltrasjon menes alt vann som siger ned i grunnen. Dersom vannet når helt ned til grunnvannssonen, kalles dette for nydannelse. Da nedbørsmengden varierer i ulike deler av landet, vil infiltrasjon og nydannelse av grunnvann også variere stort. Nydannelsen av grunnvann vil være et sted mellom 2-50% av nedbørsmengden, og vil være avhengige av de

overnevnte faktorene. Det finnes flere metoder å måle infiltrasjonen i et nedbørsfelt på, både direkte og indirekte, men det er store usikkerheter ved alle metodene. Dette skyldes først og fremst graden av kompleksitet i infiltrasjonsmediet. Det er også avgjørende å velge riktig måleområde og tidsperiode for målingene for at resultatene skal bli representative (Karlsruud, m. fl., 2003).

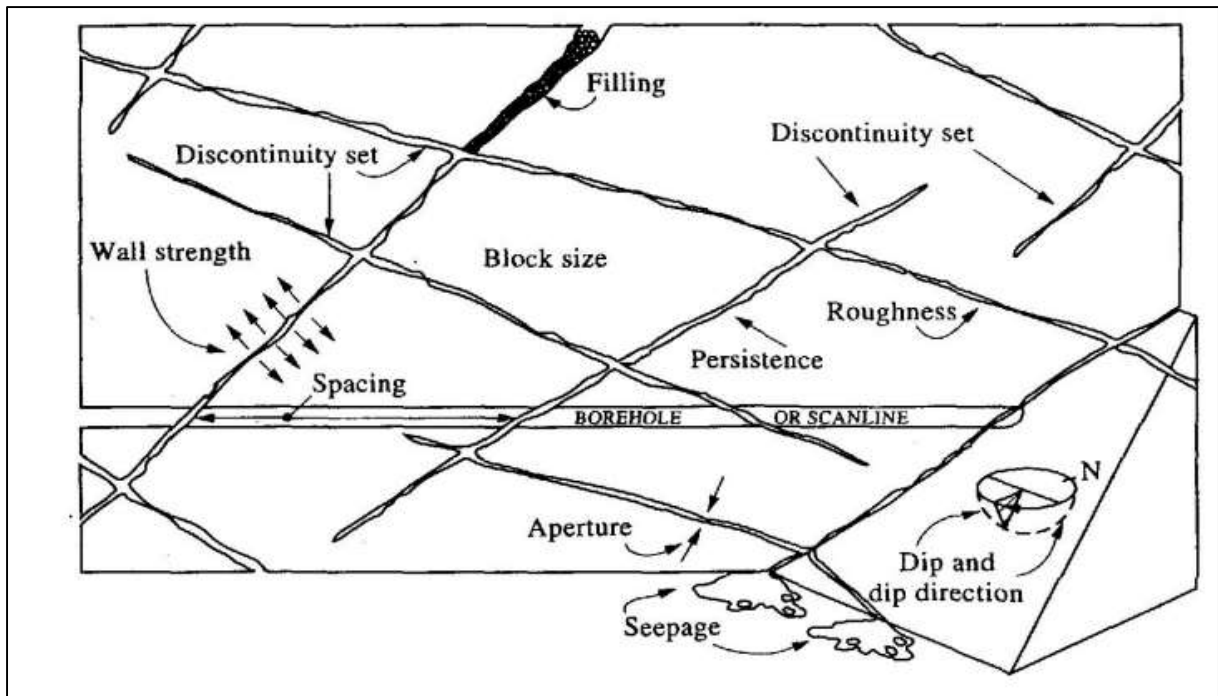
Grunnvannssonen, også kalt den mettede sonen, er det området hvor porene er fylt 100% med vann. Grensen mellom umettet og mettet sone kalles grunnvannsspeilet, og er definert ved at vanntrykket er lik atmosfæretrykket på dette nivået. Grunnvannsspeilet vil i all hovedsak følge overflatetopografien. Strømningen i grunnvann i løsmasseavsetninger er laminær, og følger Darcys lov, gitt i likning 3.2:

$$v = k \times I \quad (3.2)$$

Her er v grunnvannets strømningshastighet, k kalles permeabilitetskonstanten og angir hydraulisk ledningsevne, og I er grunnvannspeilets helning (Tollan, 1977).

3.3 Grunnvannsstrømning i berg

For de fleste bergarter er den hydrauliske ledningsevnen svært lav, og tilnærmet neglisjerbar. Strømningsforholdene i berg følger derfor sjelden Darcys lov, men et komplekst strømningsmønster som funksjon av retning på sprekke, sprekkebredde og sprekkekarakter (Brattli, 2011). Vannstrømningen gjennom bergmassen går gjennom sprekker og kanaler som har blitt dannet under mekaniske, termiske og kjemiske påvirkninger (Hudson & Harrison, 1997). Vannledningsevnen til bergarten vil være avhengig av den hydrauliske konduktiviteten til den enkelte sprekk, samt sprekkenes forbindelsesgrad (NFF, 2010). Figur 3.2 viser et utsnitt av en oppsprukket bergmasse med ulike sprekkekarakteristikker.

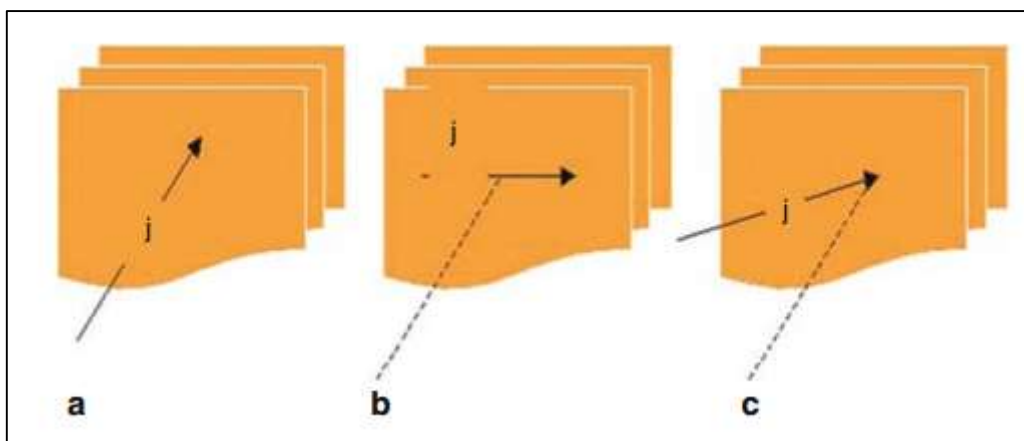


Figur 3.2 Ulike sprekkeegenskaper (Hudson & Harrison, 1997)

En oversikt over de sprekkeegenskapene som er mest avgjørende for den hydrauliske konduktiviteten til en bergmasse er gitt under.

Sprekkeorientering

Strøk og fall på sprekkesettene er avgjørende for grunnvannstrømningen. Dersom sprekkeplanene er orientert vinkelrett på den piezometriske gradienten til grunnvannet, vil strømningen være lik null. Dersom sprekkeretningen er orientert parallelt med grunnvannets piezometriske gradient, vil strømningen være maksimal, og den tilsynelatende permeabiliteten vil bli lik den effektive permeabiliteten til sprekkesettene. For sprekker som står skjevt på den piezometriske gradienten, vil strømningen ligge et sted mellom de to overnevnte tilfellene, avhengig av skjæringsvinkelen med strømningsgradienten (Scesi & Gattinoni, 2009). Figur 3.3 illustrerer de tre tilfellene.



Figur 3.3 Ulike vinkler mellom sprekkeplan og grunnvannets strømningsretning. (a) Gradienten er orientert vinkelrett på sprekkeplanene (null strømming), (b) Gradienten er orientert parallelt (maksimal strømming). (c) Sprekkeplanene står skjevt på den hydrauliske gradienten (Scesi & Gattinoni, 2009).

Oppsprekningsgrad

Permeabiliteten i en bergmasse vil øke med oppsprekningsgraden. Bergmasse med ekstra høy oppsprekningsgrad oppstår som regel i forbindelse med skjærsoner der man har hatt større deformasjoner, og tykkelsen på sonen er begrenset sammenlignet med lengden (Ramsay & Huber, 1987). Strukturer i bergarten som foldninger og forkastninger kan gi lokalt større oppsprekning, noe som vil gi en mye høyere hydraulisk konduktivitet i disse sonene. Forkastninger kan imidlertid være både vannførende og forseglende, avhengig av oppknusningsgrad og andelen finmateriale i sprekkeplanene (NFF, 2010). Det er vanlig at oppsprekningsgraden i en bergmasse varierer i ulike retninger, og også i ulike områder av samme bergmasse. Dette skyldes at spenningspåkjenningene ofte er anisotrope, og spenningsregimet vil også kunne variere internt i et område (Walsh & Brace, 1984).

Utholdenhetsgrad

Utholdenheten til sprekkeplanene vil være avgjørende for forbindelsesgraden mellom ulike sprekkesett. Dersom utholdenheten er liten, vil forbindelsesgraden mellom sprekkeplanene også være liten, og strømmingen i bergmassen vil bli hindret og isolert. Dersom utholdenhetsgraden er større, vil man få et større sammenhengende sprekkenettverk hvor grunnvann kan strømme fritt (Scesi & Gattinoni, 2009).

Sprekkeåpning

Sprekkeåpningen til en sprekke er definert som avstanden mellom de to planene på hver sin side av sprekken. Sprekkeåpningen kan måles ved hjelp av en caliper, eller andre tilsvarende

måleapparater. Det er viktig å være klar over at sprekkeåpningene målt i dagen som regel er videre enn sprekkeåpningene på større dyp grunnet spenningsavlastning og forvitningsprosesser på overflaten (Scesi & Gattinoni, 2009). En klassifisering av sprekkenes åpningsgrad for ulike åpningsbredder er gitt i tabell 3.1:

Tabell 3.1 Klassifisering av ulike sprekkeåpninger (Barton, 1973)

Aperture (mm)	Classification
<0.10	Very tight
0.10-0.25	Tight
0.25-0.50	Partly open
0.50-2.50	Open
2.50-10.00	Moderately wide
>10	Wide

Sprekkefyll

Prosesser som forvitring og hydrotermal utfelling kan føre ulike typer materiale inn i sprekkenes. Nær overflaten består sprekkefyllet som regel av fin sand, silt eller leire, som også kan inneholde organisk materiale. På større dyp er sprekkenes fylt med mineraler som er fraktet med grunnvannet, som regel ulike typer leirmineraler. Da sprekkefyllet bidrar til å tette sprekkenes, vil også den hydrauliske konduktiviteten i bergmassen reduseres (Warner, 2004).

Sprekkeruhet

Sprekkeruheten er gitt som gjennomsnittshøyden på ujevnheter relativt til den gjennomsnittlige spalteåpningen til en sprekke. Sprekkeruheten reduserer den effektive sprekkeåpningen, og vil derfor redusere den hydrauliske konduktiviteten langs sprekkeplanet. Effekten av sprekeruheten vil øke med minkende sprekkeåpninger (Bandis, m. fl., 1985).

Spenningsforhold

Vannføringssevnen til en sprekke vil være avhengig av spenningssituasjonen i bergmassen. Teoretisk sett vil sprekker som er orientert tilnærmet parallelt med den største hovedspenningen, ha størst vannføringspotensiale. Dette er også bekreftet i praksis, der en doktorgradsanalyse utført på seks norske tunnelprosjekter avdekket en korrelasjon mellom vannledningsevne og sprekkeorientering (Holmøy & Nilsen, 2014).

Basert på teoretiske studier av strømning på sprekker er det utviklet regnemodeller for beregning av vannstrømning gjennom bergmasser. De fleste av disse bygger på

parallellplateprinsippet. Dette prinsippet går ut på at hver sprekk blir representert av en plan åpning mellom to parallelle plater. Den hydrauliske konduktiviteten (K_s) på en enkelt sprekk kan da regnes ut ved hjelp av likning 3.3:

$$K_s = \frac{ge^2}{12v} \quad (3.3)$$

Der

g: Tyngdeakselerasjonen

e: Sprekkeåpning, dvs. avstand mellom platene(m)

v: Væskens kinetiske viskositet

Den ekvivalente hydrauliske konduktiviteten(K_b) i en bergmasse med et sett av flere plane parallelle sprekker kan beskrives ved hjelp av likning 3.4:

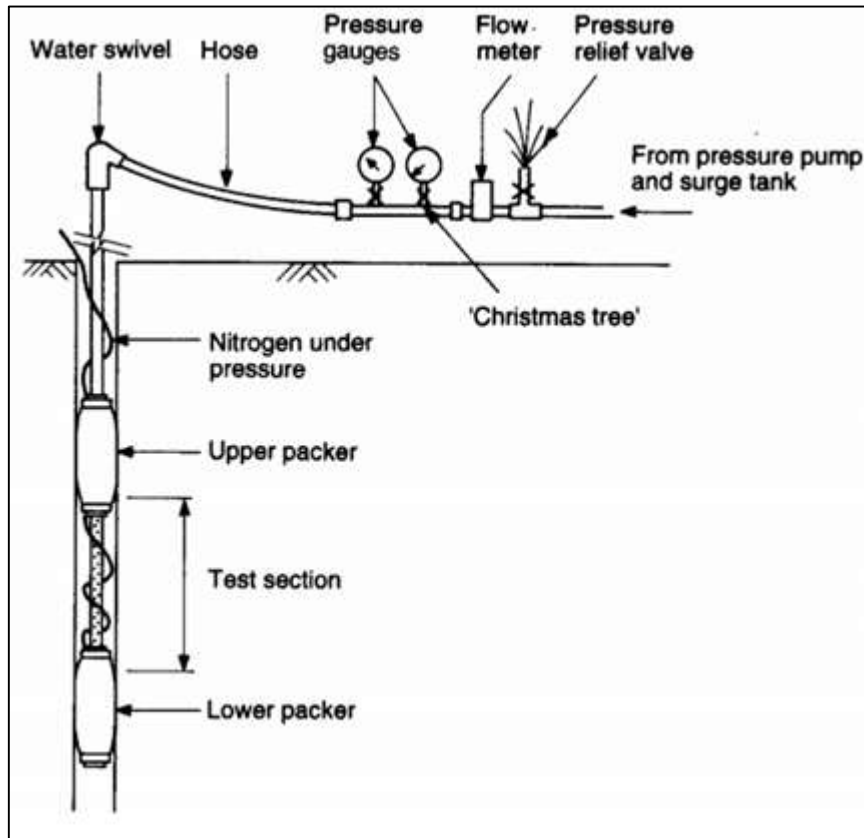
$$K_b = \frac{e}{s} \times K_s = \frac{ge^3}{12vs} \quad (3.4)$$

Der s= avstand mellom sprekkene(m).

Denne formelen illustrerer at sprekkåpningen, e, er av avgjørende betydning for konduktiviteten. Generelt kan det sies at ved å doble sprekkåpningen økes strømningshastigheten med en faktor på 8 (Nilsen & Pamlmstrøm, 2000).

Disse ligningene bør ses på som en forenkling av virkeligheten, og vil nesten aldri gi et riktig bilde av vanngjennomstrømningen i en sprekk. De kan derimot bidra til å øke forståelsen av vannstrømningen i berg. For å skape seg et bedre bilde av den hydrauliske konduktiviteten til et sprekknettverk, er det vanlig å benytte seg av empiriske testmetoder. Ved hjelp av pumpe- eller vanninnpresningsforsøk i borehull, er det mulig å få et visst inntrykk av den lokale konduktiviteten. Testene kan gjennomføres enten som utpumpingsforsøk eller innpresningsforsøk (Brattli, 2011). Vanninnpresningstesten kalles for Lugeontesten, der Lugeonverdien, l, er et mål på bergmassens hydrauliske konduktivitet. Lugeontesten utføres i en avgrenset seksjon av et borehull, forseglet med pneumatiske pakkere. Vann presses inn i den isolerte delen av borehullet, og vanntrykket og strømningsrate blir lest av ved hjelp av målere. Lugeontesten utføres ved et 10 bars (1MPa) overtrykk, der man måler vanntapet i liter pr minutt pr meter borehull. 1 lugeon tilsvarer erfaringsmessig en konduktivitet på $K= 10^{-7}$ m/s (Geotechdata, 2014).

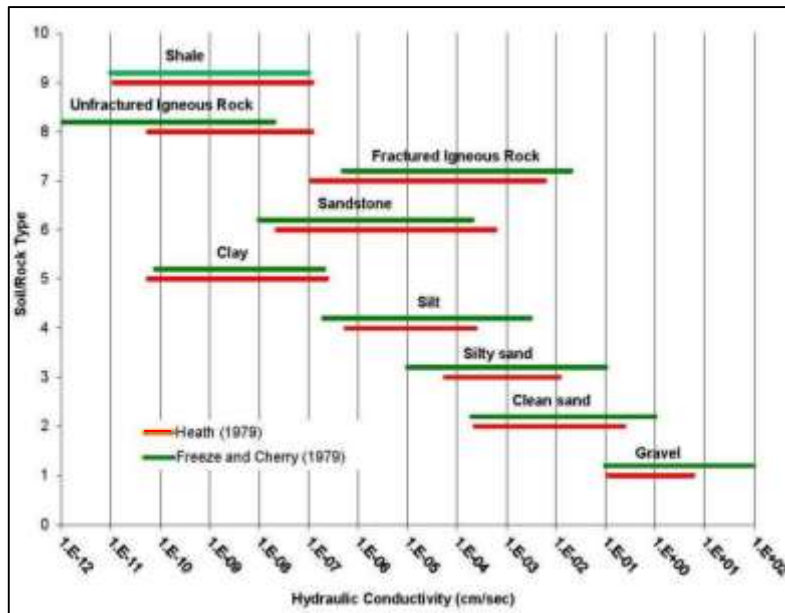
Det er imidlertid viktig å være klar over at testresultatene vil være avhengig av hva slags type sprekker man treffer på i borehullet, og det er derfor knyttet en viss usikkerhet til resultatene fra et enkelt borehull. Det bør derfor utføres flere tester i ulike borehull for å oppnå en mer representativ verdi (Brattli, 2011). Figur 3.4 illustrerer en prinsippskisse for Lugeontesting.



Figur 3.4 Prinsippskisse for Lugeontesting (Geotechdata, 2014).

Studier viser at for borehullstester i vertikale borehull er det de horisontale sprekken som får størst betydning for resultatet, mens det i virkeligheten vil være de vertikale sprekken som er mest avgjørende. Det høye vanntrykket under testingen kan også bidra til å åpne sprekken, noe som resulterer i for høye lugeonverdier. Den viktigste feilkilden er likevel størrelsesforholdet mellom testborehullet og den aktuelle tunnelen. Influensradiusen er et resultat av pakkeravstanden i borehullet, så et større pakkerintervall vil gi en mer realistisk influensradius. For permeabilitetstesting i forbindelse med tunneldrift er det derfor anbefalt et pakkerintervall på 2-3 ganger tunnelens diameter (Moon, 2010).

Figur 3.5 viser en oversikt over hydraulisk konduktivitet for ulike løsmasse- og bergartstyper.



Figur 3.5 Oversikt over hydraulisk konduktivitet for ulike løsmasser og bergartstyper (Kunkel, 2013)

Som det fremgår av figur 3.5 vil den hydrauliske konduktiviteten til en bergart variere stort med oppsprekningsgraden. Derfor er det viktig å kjenne til spenningsregime, forvittringsgrad og eventuelle svakhetssoner i bergmassen i tillegg til bergartstypen når man skal vurdere bergmassens hydrauliske konduktivitet.

Når man har estimert den hydrauliske konduktiviteten rundt tunnelanlegget, kan innstrømning til tunnelen beregnes ved hjelp av likning 3.5:

$$Q = \frac{2\pi kh}{\ln\left(\frac{2h}{r}\right)} \quad (3.5)$$

Der

h: Dybde under grunnvannsstand

r: Tunnelens radius

k: Bergmassens permeabilitet. Mens hydraulisk konduktivitet er en funksjon av både strømningsmediets og væskens strømningssegenskaper, er permeabiliteten kun avhengig av strømningsmediets egenskaper. Sammenhengen mellom hydraulisk konduktivitet og permeabilitet er gitt ved forholdet $K = k \left(\frac{\rho g}{\mu}\right)$, der μ er viskositeten og ρ er tettheten til væsken.

Likning 3.5 er et forenklet tilfelle der man antar et ideelt homogent isotropt bergmassiv med konstant permeabilitet. Dersom man ønsker å unngå grunnvannsenkning rundt tunnelområdet,

må tilførselen av overflatevann lokalt tilsvare den beregnede strømningsintensiteten gjennom overflaten (NFF, 2010).

I tillegg til teoretiske likninger og praktiske konduktivitetstester, er det også mulig å benytte numeriske modeller for å modellere vannstrømningen i en bergmasse. Det finnes flere ulike programvarer på markedet, men MODFLOW er kanskje det mest benyttede, og er også den internasjonale standarden for modellering av grunnvannsstrømning (US. Geological Survey, 2014). Innstrømning av grunnvann til et tunnelanlegg i berg er imidlertid svært komplisert å modellere. De viktigste årsakene til dette er:

- Bergmassen er et komplekst strømningsmedium med oppsprekning i 3 dimensjoner. Dette medfører at den hydrauliske konduktiviteten kan variere stort over relativt korte avstander.
- Bergmassen er ofte overlagret av løsmasser som også kan ha en varierende hydraulisk konduktivitet, for eksempel fra grusig sand med $k=10^{-4}$ m/s til leire med $k=10^{-9}$ m/s.
- Topografien i området kan føre til at det blir store variasjoner i avrenning og infiltrasjon langs tunneltraseen.
- Årsvariasjon i effektiv infiltrasjon vil medføre at grunnvannstanden og poretrykket endres, selv om den hydrauliske konduktiviteten rundt anlegget ellers er konstant.
- Dersom man skal inkludere umettet sone og jord/bergs magasinerende evne, vil modelleringen bli enda mer komplisert (Karlsruh, m. fl., 2003).

3.4 Konsekvenser av grunnvannsenkning

3.4.1 Risikovurdering og konsekvensutredning

I forbindelse med planleggingen av et tunnelprosjekt er det viktig at man kartlegger og vurderer risiko og sårbarhet knyttet til natur og samfunn i en tidlig fase. Både geologiske, hydrogeologiske og biologiske undersøkelser bør inngå i denne kartleggingen. Metodene som ble presentert i kapittel 3.3 bør benyttes til å estimere innlekkasje og påfølgende grunnvannsenkning rundt undergrunnsanlegget. Både de naturmessige og samfunnsmessige konsekvensene av en slik innlekkasje og eventuell grunnvannsenkning må så vurderes (Karlsruud, m. fl., 2001).

NFF definerer i sin håndbok «*Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg*» følgende konsekvenser som skal vurderes når det skal fastsettes toleransekrav for innlekkasje i underjordsanlegg:

- Mulighet for drenering av og setning i omkringliggende løsmasser.
- Svelling i alunskifer.
- Skader på skog og jordbruk ved endret grunnvannstand.
- Miljømessige påvirkning av overflatevann og plante- og dyreliv.
- Reduksjon av grunnvannsmagasiner (brønner).
- Mulighet for forurensning fra utlekkende gasser og væsker.
- Sulfatholdige bergarter (eksempelvis OPS E18 Grimstad – Kristiansand) (NFF, 2010).

Naturtypene som er mest utsatt for skade i forbindelse med en tunnellekkasje er først og fremst de som er avhengige av en høy grunnvannstand. Kilder, myrer og dalsider med biologisk materiale er eksempler på slike naturtyper (Grepstad, 2002). For leiravsetninger er det ikke grunnvannsenkningen i seg selv som er problemet, men endringen i poretrykk. Poretrykksendringer kan medføre setninger, noe som ikke trenger å være av stor betydning for naturmiljøet, men setningene kan imidlertid gi store skader på bygninger og infrastruktur (Ward, m. fl., 2013).

Sårbarheten til et område kan defineres som hvor stor påvirkning en gitt endring, typisk grunnvannsenkningen, vil ha for det aktuelle området. Det er naturlig at jo større grunnvannsenkning man har, jo større påvirkning vil dette ha på området. En grunnvannsenkning vil imidlertid kun påvirke uttaket av vann i området, mens tilførselen vil

være upåvirket. Ulike områder vil derfor bli påvirket i ulik grad av samme lekkasjeomfang, avhengig av tilførselen av overflatevann. Potensielle sårbare områder rundt tunneltraseen analyseres ved hjelp av digitale marklagskart. Ved hjelp av disse kartene, isoleres de grunnvannsavhengige marklagene som vann, tjern, myrer osv. Sårbarheten av disse områdene vurderes deretter ved hjelp av digitale høydemodeller som gir informasjon om hvor mye vann som dreneres til de ulike områdene. Områdene inndeles så i sårbarhetsklasser etter størrelsen på nedbørsfeltene. Når de sårbare områdene er kartlagt og klassifisert, kan man bruke disse opplysningene til å legge tunneltraseen unna disse områdene dersom det er mulig (Karlsruh, m. fl., 2001).

Når man skal vurdere de ikke-prissatte konsekvensene av et underjordsanlegg, kan man ta utgangspunkt i Statens Vegvesens håndbok V712 om konsekvensanalyser. Denne skiller mellom de tre begrepene ”konsekvensenes omfang”, ”verdi” og ”konsekvensenes betydning”. Når det gjelder ”konsekvensenes omfang”, skal dette være en nøytral vurdering av den forventede endringen som tiltaket vil medføre. Dette betyr en vurdering av sannsynligheten for lekkasje, samt sannsynligheten for at lekkasjen vil medføre endringer på naturmiljøet. Begrepet ”verdi” brukes til å klassifisere de aktuelle påvirkningsområdene i ulike kategorier som naturmiljø, nærmiljø og friluftsliv. Et område kan bli tildelt forskjellige verdier innenfor de forskjellige kategoriene. Begrepet ”konsekvensenes betydning” er en kombinasjon av konsekvensenes omfang og verdi. Betydningen av et inngrep kan derfor bli stort, enten ved at omfanget er stort, eller ved at verdien av området er vurdert til å være høy (Statens Vegvesen, 2014b).

3.4.2 Praktiske eksempler på konsekvenser av tunnellekkasje

Som et ledd i prosjektet ”Miljø- og samfunnstjenlige tunneler” under delprosjektet *samspill med omgivelsene*, ble områdene over tunneler der det har blitt registrert større innlekkasjer undersøkt for å vurdere konsekvensene av disse innlekkasjene. Totalt 11 tunnelområder ble befart og vurdert. For de fleste tunnelområdene ble det ikke observert vesentlige skader. Årsaken til dette kan være at det faktisk oppsto små eller uvesentlige skader på de kartlagte områdene, til tross for omfattende tunnelinnlekkasjer. Andre årsaker kan være at de oppståtte skadene har blitt leget raskt, at grunnlagsmaterialet har vært for dårlig slik at skader knyttet til artssammensetninger ikke har latt seg påvise, eller at undersøkelsene har vært for overfladiske og at det derfor behøves grundigere analyser. Veldokumenterte og alvorlige skader har imidlertid blitt observert over enkelte av anleggene. Områdene der det har blitt observert

miljøskader er Romeriksporten, Tokke-anleggene, Trollvann og Evensmåsan (Bendiksen, m. fl., 2003).

Romeriksporten er kanskje det mest kjente norske eksempelet på uønskede konsekvenser i forbindelse med tunnellekkasje. Blant resultatene var store skader på myr- og sumpvegetasjon, stor drenering og nesten tømning av Nordre Puttjern, store setningskader og sprekkdannelser og skjeve, falne og døde trær. For å prøve å tilbakeføre området til gammel tilstand ble det gjennomført infiltrasjon av området. Endringene førte til at dagens situasjon relativt sett er fuktigere enn den var før dreneringen, og var såpass omfattende at en vegetasjonstype ble skiftet ut med en annen (Fra tuemyr til fastmattemyr). Figur 3.6 viser forholdene før infiltrasjonstiltakene var satt i verk (Bendiksen, m. fl., 2003).



Figur 3.6 Puttjern før infiltrasjonstiltak er satt i verk (Bendiksen, m. fl., 2003).

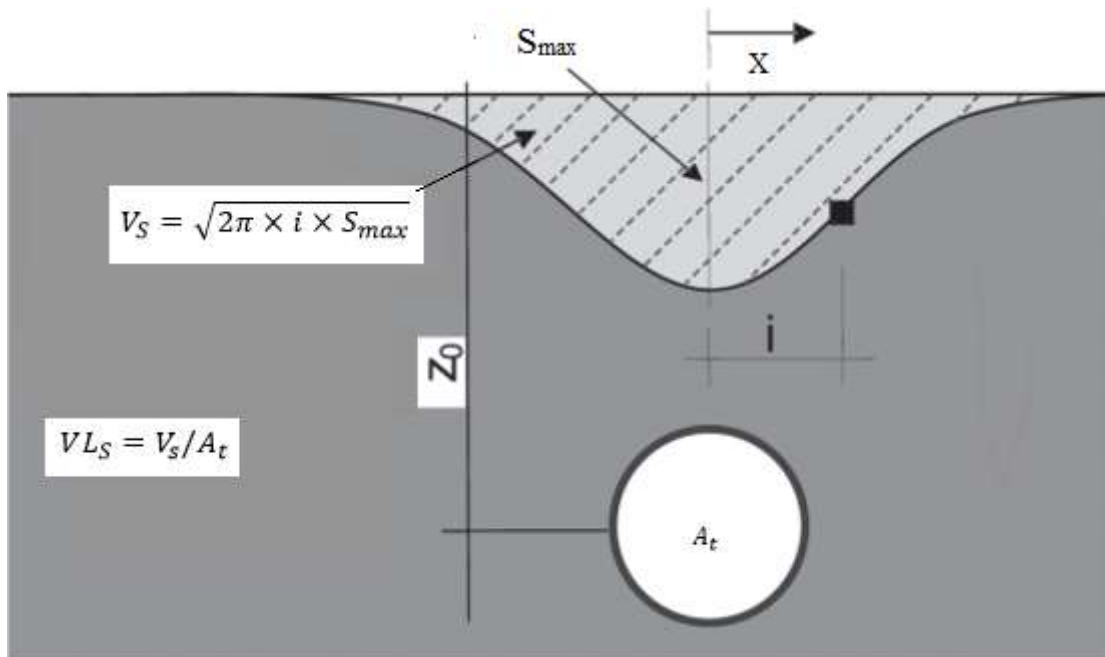
Det er også flere tunnelprosjekter utenlands der det har oppstått større innlekkasje problemer. Flere tunneler på Island som har blitt drevet i basalt har hatt svært høye innlekkasjer og senkning av grunnvannstanden (Steingrímsson & Hardarson, 2000). Under drivingen av Løtchberg-tunnelen i Sveits, erfarte man stor vanninnstrømning med høyt trykk, til tross for en overdekning på opptil 2000 m (BLS Alp Transit, 2008). Et av verdens mest utfordrende og tidskrevende tunnelprosjekter, er den 12,9 km lange veitunnelen, Hsuehshan i Taiwan. Drivingen startet opp i 1991, og var ikke ferdig før i 2004. Vanninnstrømningen til tunnelen var på et tidspunkt på opp mot 5000 l/min (Holmøy & Nilsen, 2014).

3.5 Innlekkasjekrav

Valg av tålegrensener for nye underjordsprosjekter er en prosess der man må kombinere innhenting av data, beregninger, modeller, geologisk og biologisk kunnskap med erfaringer og sunn fornuft. Tilgangen på erfaringsmateriale innenfor temaet lekkasje og naturpåvirkning er i dag begrenset, da hydrologiske og økologiske konsekvenser av tunneldrift er svært lite dokumentert. For å bedre dokumentasjonen, er det de siste årene satt opp overvåkning ved flere lokaliteter. Den til nå begrensede tilgangen på erfaringsmateriale fører til at valg av innlekkasjekrav i naturområder i stor grad er en subjektiv vurdering fra fagpersoner. Det er til syvende og sist opp til samfunnet å ta diskusjonen ut ifra en individuell kostnad/nytte vurdering for hvert enkelt tilfelle. Det er viktig at man da ikke fokuserer på størrelsen av innlekkasjen, men konsekvensene. For eksempel vil det være greit med en stor tunnellekkasje, dersom dette skjer i et område der en slik innlekkasje ikke vil påvirke naturmiljøet (Karlsrud, m. fl., 2001).

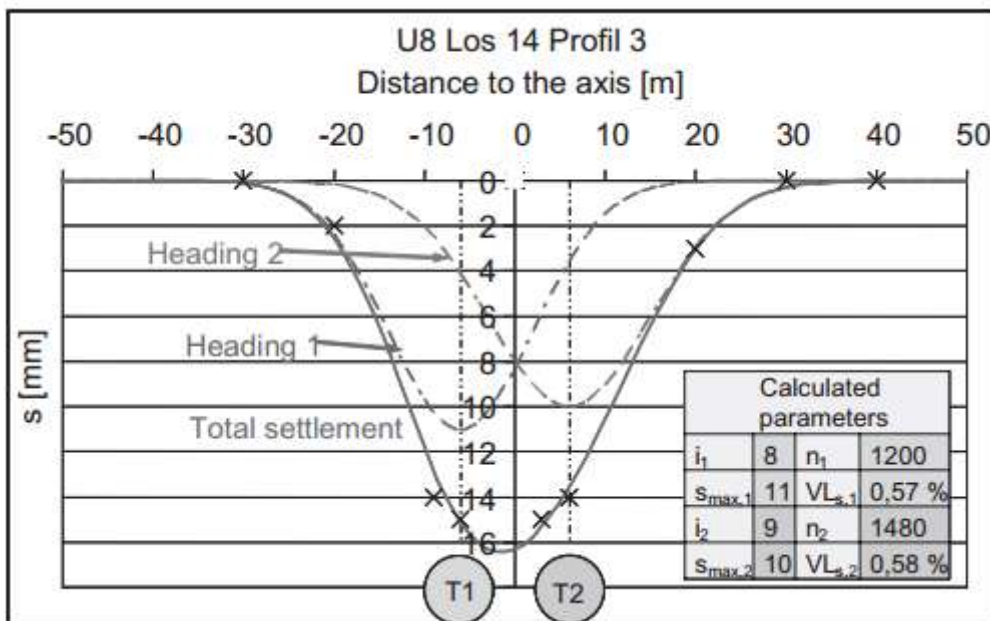
Tunnel- og underjordsdrift under leiravsetninger ville kunne medføre setningsskader på bebyggelse som et resultat av redusert poretrykk i leira. For å regne ut hvor store setninger man bør kunne forvente ved drifvingen av en ny tunnel, er det viktig å kjenne til de hydrogeologiske forholdene som beskrevet i kapittel 3.3. I tillegg må man kjenne dybden ned til tunnelen, størrelsen på tunnelanlegget og stivhetsmodulen til leira. Når disse parameterne er kjent, kan man beregne setningstrakten rundt tunnelen. Setningstrakten kan beskrives med en gaussisk fordeling (Peck, 1969). Setningen, $s(x)$, i et punkt x , og volumet av hele setningstrakten V_s , per meter tunnel, kan utregnes basert på to parametere. Disse er den maksimale setningen, S_{max} og avstanden til vendepunktet på gausskurven, i . (Ligning 3.6 og figur 3.7) (Fillibeck & Vogt, 2012).

$$s(x) = s_{max} \times e^{-\frac{x^2}{2i^2}} \quad (3.6)$$



Figur 3.7 Bestemmende faktorer for omfang og størrelse på setningstrakten over en tunnel (Fillibeck & Vogt, 2012)

Figur 3.8 viser senkningstraktene over de to parallelle undergrunnstunnelene, Los 14 i Munchen. Parameterne i_1 , i_2 , $S_{max,1}$ og $S_{max,2}$ ble funnet ved iterasjon med grunnlag i de faktiske setningene som ble målt for prosjektet.

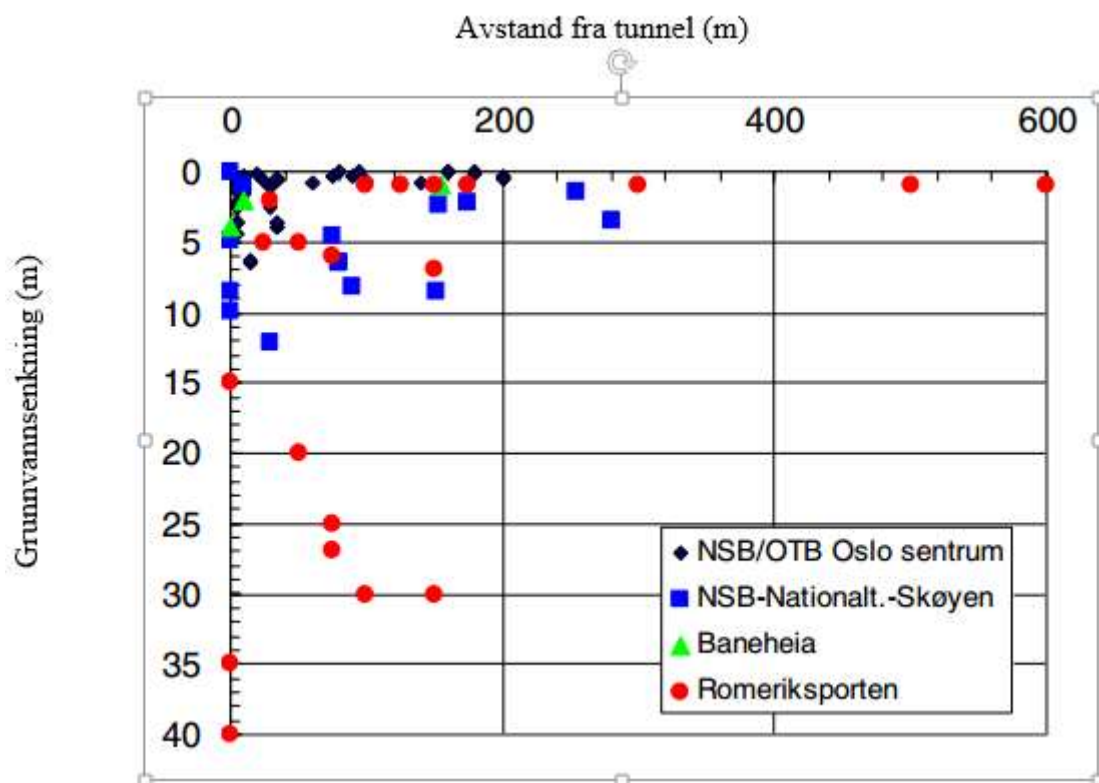


Figur 3.8 Setningstrakten over de to undergrunnstunnelene U8 Los i Munchen (Fillibeck & Vogt, 2012).

Sammenheng mellom tunnelinnlekkasje, grunnvannsenkning og målt setning i norske tunneler

Det finnes marine leiravsetninger både i Trondheim og store deler av det sentrale Østlandet, og setningsproblematikken vil derfor være høyaktuell for tunnelprosjekter i disse områdene. Erfaringsdata fra ulike tunneler i Oslo som er drevet i setningsømfintlige områder, har vært benyttet for å finne en empirisk relasjon mellom tunnelinnlekkasje og poretrykksreduksjon i leirfylte dyprenner (Karlsrud, m. fl., 2003). De neste avsnittene vil presentere noen av de forholdene som ble observert ved analyse av data fra norske tunnelprosjekter.

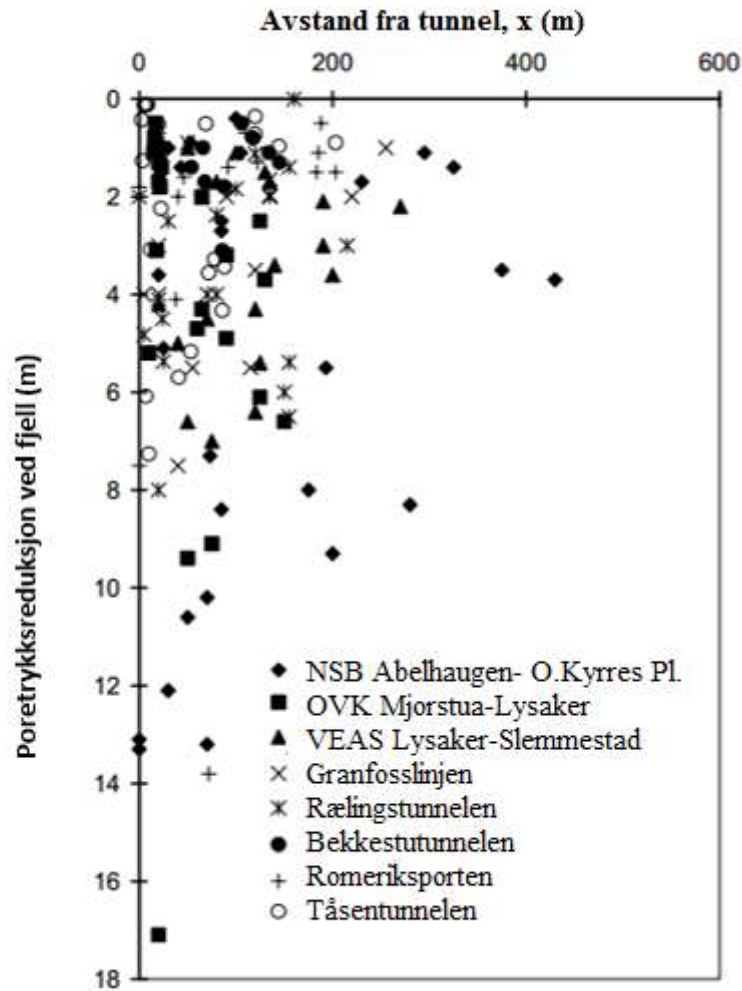
Figur 3.9 viser en oversikt over reduksjon i poretrykk som en funksjon av avstanden til tunnelsenterlinjen



Figur 3.9 Målt grunnvannsenkning i relasjon til avstand til tunnel for utvalgt norske tunnelprosjekter (Karlsrud, m. fl., 2003)

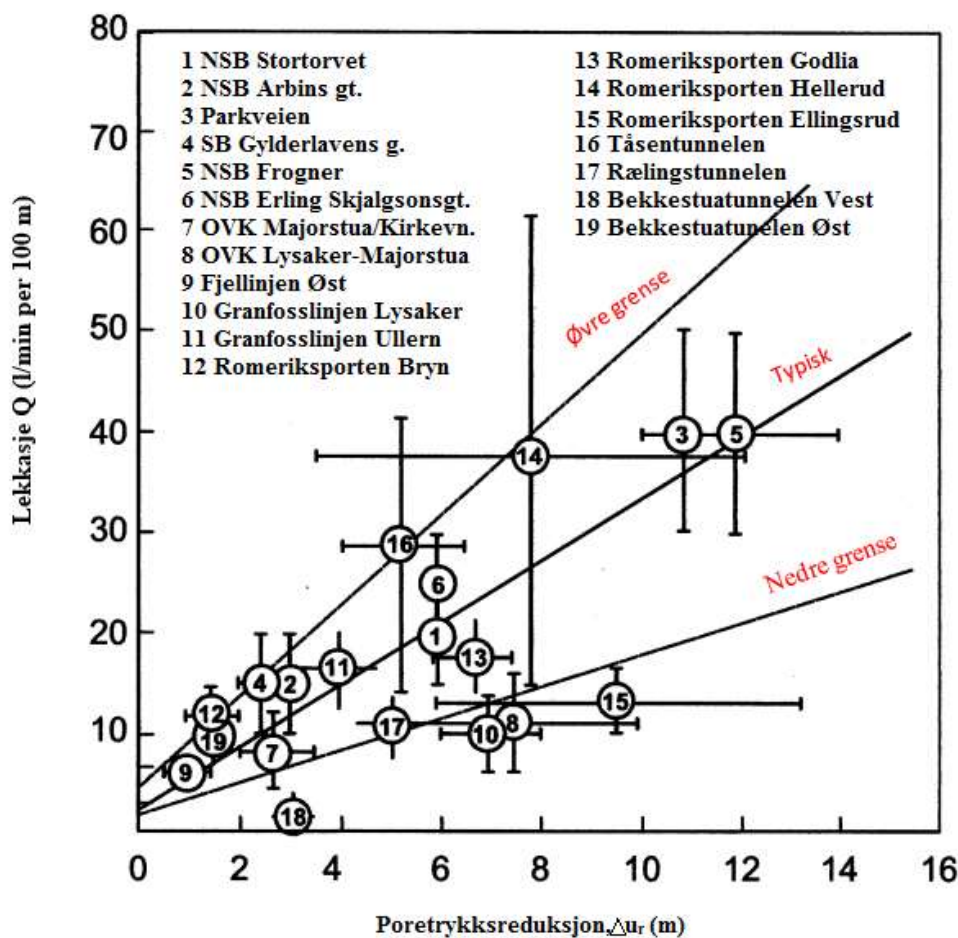
Som man kan se av figur 3.9 skiller Romeriksporten seg kraftig ut med en grunnvannsenkning på 40 m rett over tunneltraseen. Figuren avdekker også store grunnvannsenkninger opp til 200 meters avstand fra tunneltraseen. For avstander mer enn 300 m har grunnvannsenkningene vært små.

Figur 3.10 viser en oversikt over målte poretrykksreduksjoner for ulike prosjekter.



Figur 3.10 Målt poretrykksreduksjon i fjell, i relasjon til avstand fra tunnel (Karlsrud, m. fl., 2003).

Erfaringsdata ble også brukt for å finne en sammenheng mellom innlekkasjerate i tunnelen og den maksimale poretrykksreduksjonen målt i en dyprenne rett over tunnelen. Denne sammenhengen er vist i figur 3.11.

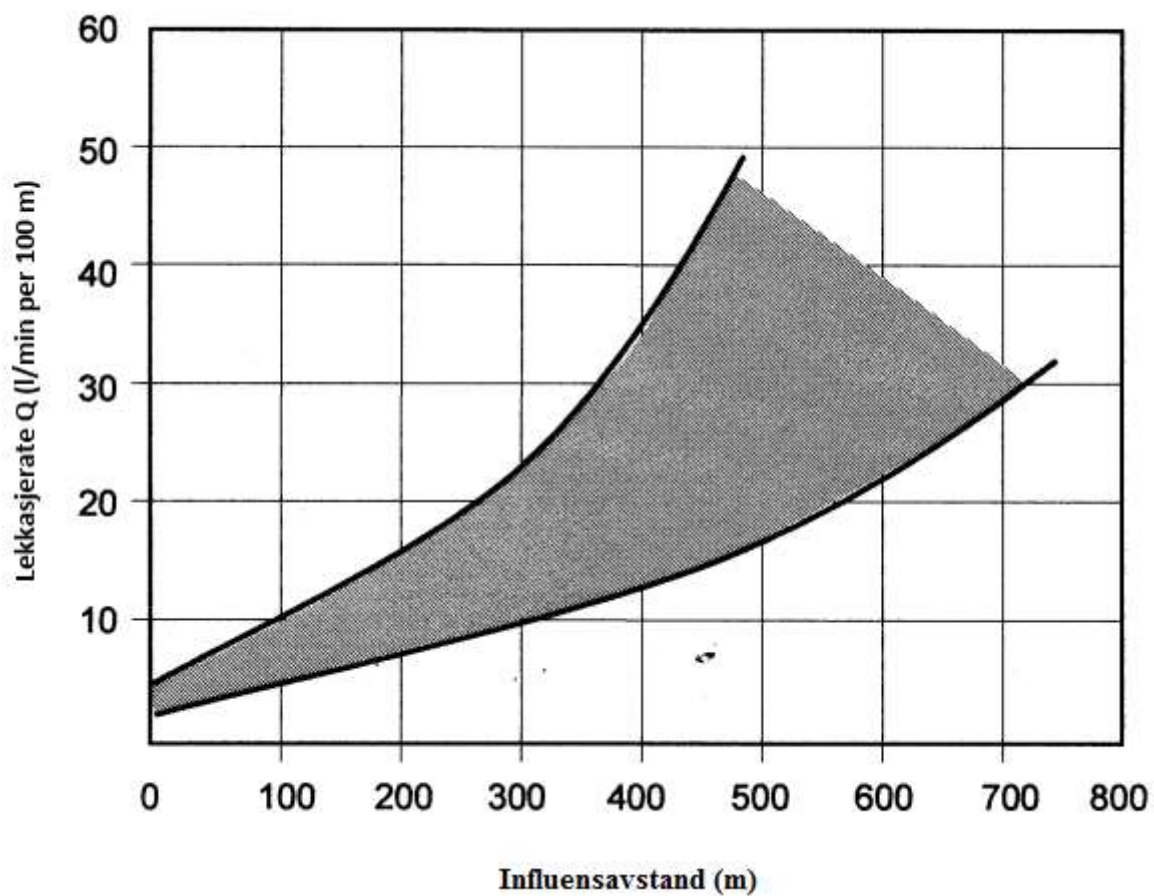


Figur 3.11 Sammenheng mellom lekkasje og poretrykksreduksjon ved fjell rett over tunnelanlegg (i $x=0$) (Karlsruud, 2002).

Variasjonene i verdier mellom de forskjellige anleggene i figurene 3.10 og 3.11 skyldes hovedsakelig ulike lokale forhold. De viktigste parameterne i den forbindelse er dyprennens geometriske forhold, områdenes topografi, permeabilitetsforskjeller i overgangslaget mellom løsmasser og fjell, omfang og orientering av spesielle sprekkesoner i fjellet og hvordan lekkasjene i tunnelen fordeler seg lokalt (Karlsruud, m. fl., 2001).

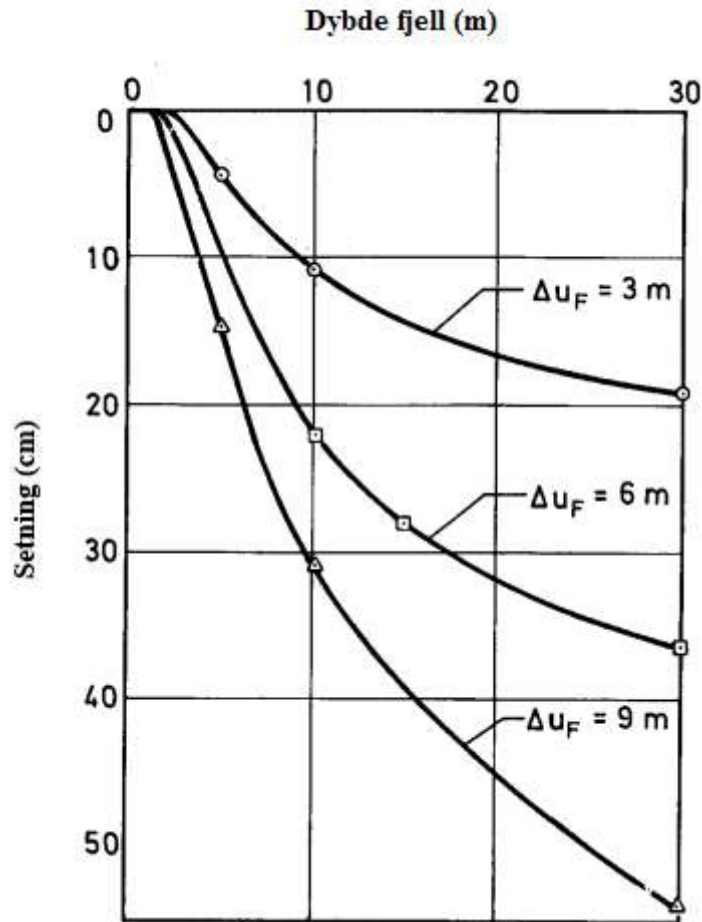
Som man kan se av figur 3.11, må lekkasjeraten være på mindre enn 3 l/min pr 100 m tunnel dersom man vil unngå å påvirke poretrykket. Dette er ekstremt lite, og vil innebære en tilnærmet helt tørr tunnel uten synlige drypp. En poretrykksreduksjon på 1-3 m vil imidlertid normalt ikke gi setninger av betydning (maks et par cm), så nedre grense for akseptabel innlekkasje kan derfor ligge på 3-7 l/min pr 100 m (Karlsruud, m. fl., 2001).

En studie av dataene presentert i figur 3.3 viser at poretrykksreduksjonen avtar tilnærmet lineært med avstanden fra tunnelaksen. Basert på disse opplysningene, kan man derfor anslå en typisk influensavstand for ulike lekkasjeverdier. Denne sammenhengen er vist i figur 3.12.



Figur 3.12 Influensavstand i relasjon til lekkasjenivå (Karlsruud, m. fl., 2001)

Dersom man kjenner leiras modultall og konsolideringsgrad, kan man regne seg fram til hvilken setning man vil få for en gitt reduksjon i poretrykk. Sammenhengen mellom poretrykksreduksjon, dybde til fjell og resulterende setning for en typisk Oslo-leire er vist i figur 3.13.



Figur 3.13 Sammenheng mellom poretrykksreduksjon, fjelldybde og setning (Karlsrud, m. fl., 2001)

Hvor mye setning som tillates for et spesifikt tunnelprosjekt avhenger av konstruksjonstype, antallet bygninger som blir rammet, bygningens verneverdi osv. Kostnadene som går med for å unngå setningsskader på bygningene, blir veid opp mot kostnadene for å reparere setningsskadene. Til slutt settes det en grense basert på disse vurderingene. Jernbaneverket satte for eksempel en grense på 10 mm totalsetning i forbindelse med prosjekteringen av dobbeltsporet mellom Skøyen og Asker. Oslo Sporveier/ Statens Vegvesen satte grensen på 20 mm totalsetning for T-baneringen mellom Ullevål Stadion og Nydalen (Karlsrud, m. fl., 2001).

Når grensen for maksimal tillatt setning er satt, kan man utarbeide tetthetskrav basert på denne. Følgende fremgangsmåte kan da benyttes:

1. Bestem maksimal tillatt setning langs tunneltraséen.
2. Kartlegg løsmassetykkelsen langs tunneltraséen, og presenter observasjonene i et kart.

3. Beregn poretrykksfallet som må til for å oppnå setningsgrensene i de forskjellige løsmassesonene.
4. Identifiser den mest setningsutsatte bygningen i hver sone og registrer høyeste tillatte poretrykksfall ved denne bygningen jamfør punkt 3.
5. Beregn største tillatte poretrykksfall rett over tunnelen basert på erfaringsdata om sammenhengen mellom poretrykksfall og avstand til tunnelen, se figur 3.10.
6. Fastsett tetthetskrav basert på tidligere erfaringer med sammenheng mellom innlekkasje og poretrykksfall rett over tunnelen, se figur 3.11 (Karlsruh, m. fl., 2001).

Følgende inndeling av lekkasjekrav er foreslått for tunneler med tverrsnitt 8,5m

- Ekstremt strengt < 1–3 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel.
- Strengt < 3–7 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel.
- Middels strengt < 7–15 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel.
- Moderate krav > 15 liter pr. minutt pr. 100 m tunnel.

Kravene til tetthet må være oppfylt gjennom hele byggeprosessen, og det kan også være aktuelt å benytte seg av vanninfiltrasjon som en ekstra sikring under driving.

Infiltrasjonssystemet bør da opprettes før byggestart slik at det kan benyttes under driveperioden, som er den mest kritiske fasen (Klüver & Kveen, 2004).

4 Injeksjonsmetodikk

Dette kapittelet vil presentere rådende teori innenfor temaet injeksjon i fjell. Teorien er hentet fra diverse håndbøker publisert av BASF, NFF, Statens Vegvesen, forskningsartikler publisert i ulike tidsskrifter, samt publikasjoner i serien Miljø- og Samfunnstjenlige Tunneler. Figurer og teori fra Hans Olav Hognestads injeksjonskurs er også blitt benyttet, i tillegg til flere utenlandske bøker og håndbøker.

4.1 Tetteteknikker

Vanninnstrømning i underjordsanlegg kan håndteres ved hjelp av dreneringssystemer, forinjeksjon, etterinjeksjon eller vanntett betongutforing. Dreneringssystemer er kun aktuelt i områder der grunnvannsenkning og poretrykksreduksjon er akseptert, dvs at dette ikke er en aktuell løsning i urbane og sårbare områder. Etterinjeksjon bak stuff er et tiltak som kan bidra til å redusere lekkasjer, men blir svært kostbart dersom det skal gi samme grad av tetting som ved systematisk forinjeksjon (Karlsrud, m. fl., 2003). Etterinjeksjon er også en langt mer usikker tetningsmetode. I de alle fleste tilfeller vil systematisk forinjeksjon være tilstrekkelig for å bringe lekkasjenivået i tunnelen ned til akseptabelt nivå, selv med de strengeste kravene. Dersom systematisk forinjeksjon mot formodning ikke skulle være nok, kan man benytte vanntett betongutforing for de aller mest kritiske sonene.

I tillegg til først og fremst å fungere som tetningsmiddel, har forinjeksjon også en stabiliserende effekt på bergmassen. Dårlig og oppsprukket bergmasse kan stabiliseres ved at sprekker og glideplan blir fylt med injeksjonsmateriale med tilstrekkelig styrke- og adhesjonsegenskaper (Barton, 2004). Forinjeksjon reduserer også risikoen for spredning av forurensning fra f. eks kloakktunneler og andre tunneler som transporterer giftige stoffer, i tillegg til at det kan forhindre vanntap fra tilløpstunneler til vannkraftverk (Garshol, 2011).

4.2 Injeksjonsprosedyre

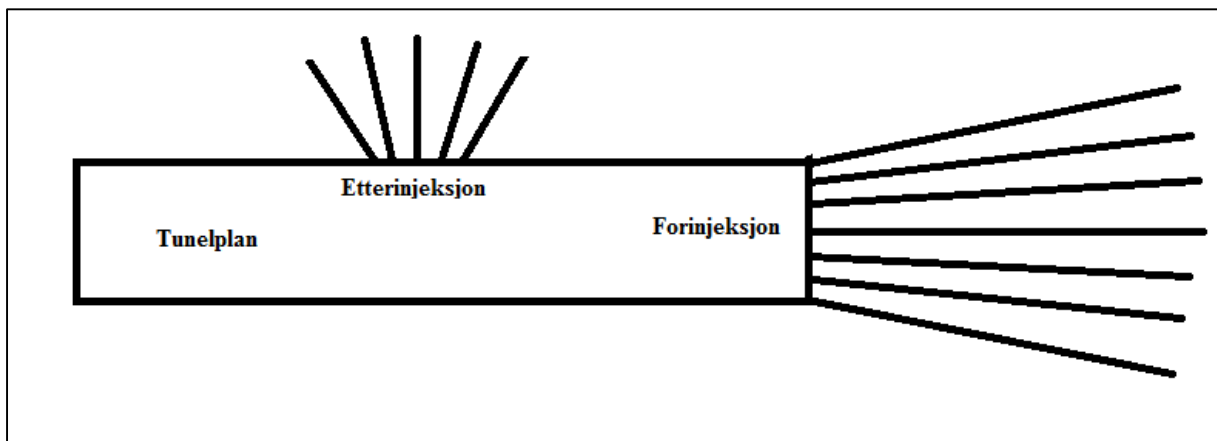
4.2.1 Grunnleggende om injeksjon

Injeksjon i fjell blir gjennomført ved at man borer en serie borehull i fjellet med passende diameter, lengde, avstand og stikning. Pakkere blir så plassert i borehullene, typisk 1-3 m inn i hullet. Pakkernes funksjon er å isolere borehullene fra omgivelsene. De må sitte godt i hullet og tåle et høyt trykk. Deretter festes det en sementførende slange mellom pakkere og injeksjonspumpen. Injeksjonsmaterialet blir så pumpet med et overtrykk inn i borehullet via slangen, og injeksjonsmaterialet vil trenge seg inn i sprekker og riss i bergmassen og fortrenge

vannet som oppholder seg der. Etter en stund vil injeksjonsmaterialet herde, og man vil få et massivt sprekkefritt bergvolum (Hognestad, 2006).

Det er to forskjellige former for injeksjon i fjell:

- Forinjeksjon, der borehullene blir boret fra stuff og inn i urørt berg. Injeksjonsmassene blir pumpet inn og herdet, før man starter drivingen gjennom den injiserte sonen. I tilfeller med svært liten overdekning, kan forinjiseringsen utføres fra overflaten dersom dette blir vurdert til å være mer effektivt.
- Etterinjeksjon, der boringen og injeksjonen foregår lengre bak i tunnelen. Etterinjeksjon blir som regel gjennomført etter at man har støtt på vannførende soner (NFF, 2010). Figur 4.1 illustrerer forskjellen på for- og etterinjeksjon



Figur 4.1 Forinjeksjon og etterinjeksjon

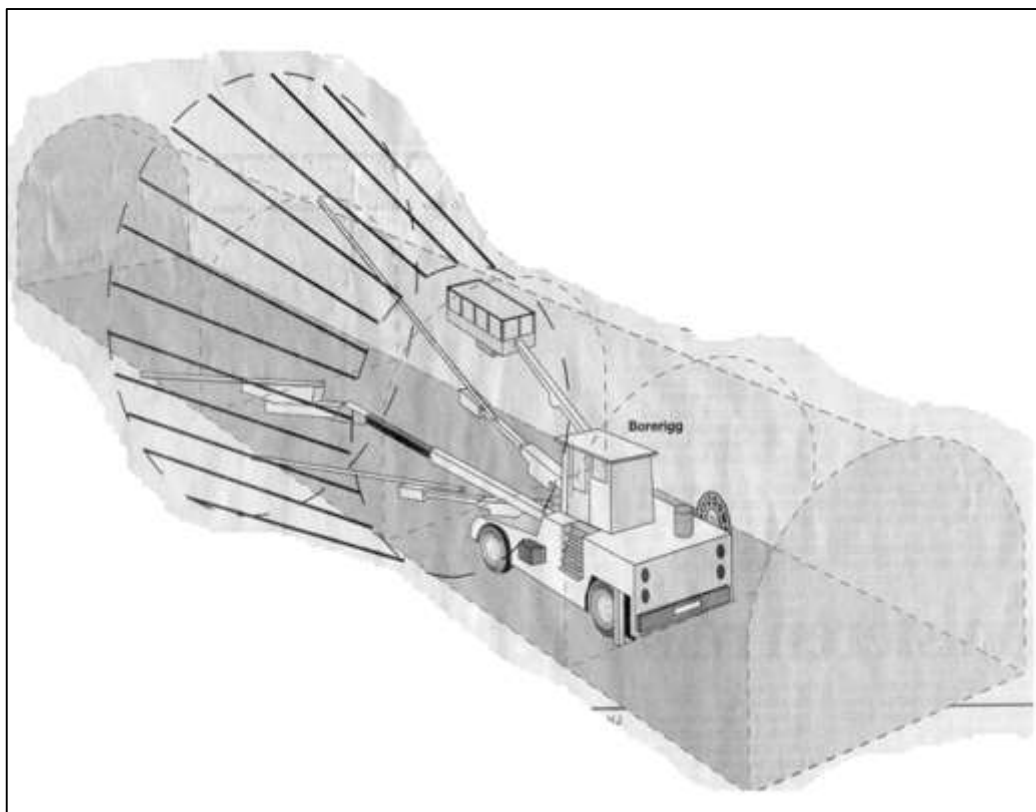
4.2.2 Boremetode og mønster

I middels harde og harde bergarter, er det topphammerboring som er den foretrukne boremetoden for boring av injeksjonshull. Topphammerboring fungerer utmerket for hullengder opp til 25-30 m. For hull lengre enn 30 m kan man oppleve større avvik enn ønskelig, men dersom avvikene er i samme retning vil dette ha mindre betydning for injeksjonsresultatet (NFF, 2002). Diameteren på borehullene ligger på mellom 45 og 64 mm (NFF, 2010). Dersom bergmassekvaliteten er svært dårlig, kan andre boremetoder benyttes, og en oversikt over ulike boretyper er vist i tabell 4.1

Tabell 4.1 Oversikt over ulike boremetoder for boring av injeksjonshull (NFF, 2002).

Boremetode	Hullengde	Fjellforhold	Borsynk	Hull-dia.	Anm.
	Avvik		m/min	mm	
Toppammer	< 5%. 30-40, Maks ca. 60 meter	Dårlig til gode	0,2-0,5	35-64	Evt. foringsrør ved dårlige fjellforhold
Senkborhammer	< 5% 100m, Maks ca. 150 meter	Dårlig til gode	0,1-0,3	75-150	
Rotasjonsboring	< 500m	Middels/gode	0,1-0,2	50-75	
	< 300m	Middels/dårlige	0,1-0,3	>75	m/foringsr.
	< 100m	Dårlige	0,1-0,3	>75	m/foringsr. vurder «Tube- a-manchette»

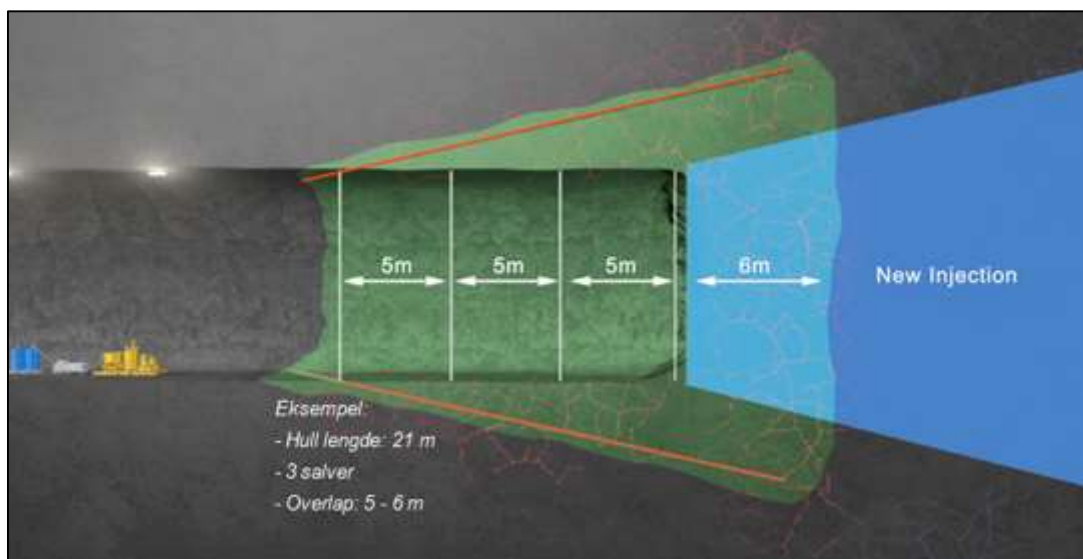
Selve boringen blir utført av en hydraulisk borerigg. Vinkelen på hullene bør være 10-15° ut fra tunnelkonturen, og borehullene bør settes i en avstand tilpasset de geologiske forholdene (Hognestad, 2006). Figur 4.2 illustrerer en typisk borerigg og boremønster.



Figur 4.2 Illustrasjon av boring til forinjeksjon (Hognestad, 2014).

For svært strenge innlekkasjekrav må man også injisere senter av stuffen, og ikke bare konturen. Det er viktig å spyle alle borehullene etter boring, slik at man får vasket ut borkaks og annet fint materiale som kan tette sprekker og hindre inntrengningen av injeksjonsmiddel. Spylingen skal opprettholdes helt til vannet som vaskes ut av borehullene er helt gjennomsiktig. Det å gjennomføre en grundig spyling av borehullene, er helt essensielt for et godt injeksjonsresultat. I tilfeller med ekstremt dårlig fjellkvalitet og det er fare for hullkollaps, blir ikke hullene spylt. Dette gjelder også for hull der vannstrømningen ut av hullet er større enn 10 l/min (Hognestad, 2014)

Hullengden på injeksjonshullene er vanligvis rundt 20 m. For å være helt trygg på at man ikke sprenger seg inn i en vannførende sone, er det viktig at injeksjonsskjermene har 100% overlapp. Dette betyr at man starter en ny injeksjonsskjerm i ferdig injisert berg. Overlappen er vanligvis på 5-6 m. Dersom man bruker en hullengde på 21 m, kan man sprengre tre salver à 5 m, før man etablerer en ny injeksjonsskjerm med 6 m overlapp (Hognestad, 2014). Dette er vist i figur 4.3.



Figur 4.3 Eksempel på overlapp av injeksjonsskjermer (Hognestad, 2014)

4.2.3 Injeksjonsutstyr

For å sikre et vellykket injeksjonsresultat er det viktig med utstyr av god kvalitet, og som er tilpasset de lokale forholdene ved anlegget. Nedenfor følger en oversikt over ulike typer utstyr og deres bruksområder.

Pakkere

For å få injisert borehullene uten at noe av injeksjonsmørtelen presses tilbake og ut av hullet, benyttes det pakkere. Pakkerne kan leveres som mekaniske eller hydrauliske pakkere, som engangspakkere eller flergangspakkere. Det finnes ulike pakkere beregnet for å tåle ulike trykk, og det er svært viktig at man benytter riktig pakke for sitt trykkområde, da pakkene er forskjellig utformet (NFF, 2010). Pakkeren består av en pakkerstav med en kobling til injeksjonsslangen, og en elastisk ekspanderende hylse som ekspanderer mot innsiden av borehullet. Den ekspanderende hylsen vil holde pakkeren på plass, slik at den ikke blir presset ut av hullet av injeksjonstrykket. Engangspakkere er de mest brukte pakkertypene ved berginjeksjon. Da blir pakkeren sittende igjen i hullet etter injeksjonen, mens injeksjonsstaven rengjøres og er klar til gjenbruk (Warner, 2004). Et eksempel på en pakke er vist i figur 4.4.



Figur 4.4 Pakker til injeksjon (TPH 2015).

Flergangspakkere brukes normalt til vanntapsmålinger og spesielle injeksjonsoppgaver. Hydrauliske pakkere er en type flergangspakkere som spennes opp ved bruk av vanntrykk. Pakkeren kan etter bruk avlastes og tas ut av hullet (NFF, 2010). Som tidligere beskrevet plasseres pakkene vanligvis mellom 1 og 3 m inn i borehullet. Pakkeren må settes i godt berg, og avstanden må derfor tilpasses bergmassekvaliteten på stoff. I spesielle tilfeller kan det være aktuelt å plassere pakkene 10-15 m inn i borehullet. Alle pakkene må installeres før injeksjon, da utlekkende sement vil smøre hullet og føre til at pakkene lettere kan løsne. Pakkerne festes med kjetting mellom pakkerstavene, der kjettingen også er festet med bolter i mellom stavene (Hognestad, 2014).



Figur 4.5 Pakkerfesting med kjetting ved Ringvei vest i Bergen (Hognestad, 2014).

Dersom man møter på soner med stor vannføring og høyt trykk, kan det være vanskelig å få installert pakkerne. Ved slike forhold vil det være nødvendig å fjerne tuppen på pakkerne, slik at vann kan bli ledet ut gjennom pakningsstaven. Det bør også bores flere ekstra hull som kan avlaste injeksjonshullet, og lede vekk noe av vannet (NFF, 2010). Under ekstreme forhold er det ikke mulig å benytte seg av vanlige pakkere. Man må da isteden benytte seg av såkalte ”standpipes” som er et stålrør som støpes inn ca 2 m inn i stoffen. Når rørene er festet settes det på en adapter med en ventil som kan stenge røret om man treffer på mye vann. Boringen foretas deretter gjennom standpipen. Når boringen er ferdig, trekkes borstrengen ut, og standpipen stenges. Injiseringen blir deretter foretatt direkte gjennom standpipen (Daw & Pollard, 1986). Et eksempel på en standpipe er vist i figur 4.6.



Figur 4.6 Standpipe (Hognestad, 2014)

Blandere

For å sikre en jevn og god injeksjonssuspensjon der de enkelte sementkornene er skilt fra hverandre, benyttes blandere. Blanderens hovedoppgave er å mikse tørt sementpulver med vann, ofte med et tilslag av tilsetningsstoffer og ulike kjemiske stoffer. Blanderens hovedoppgave er å sørge for at hver enkelt sementpartikkel blir tilstrekkelig fuktet, og hindre sammenklumping av partikler. Det er svært viktig at blandeprosessen utføres med riktig hastighet og varighet, da dette vil påvirke egenskapene til sementen (Warner, 2004).

Det finnes to ulike blandetyper med ulike formål; agitatoren og aktivatoren. Agitatoren fungerer som en skovlblander som skaper turbulens i sementblandingen. Etter en stund vil blandingen være uniformt fuktet. Ulempen med denne blandemetoden er at den ikke vil separere tørre klumper og agglomerater, da vannets overflatespenning tenderer til å bevare slike klumper. En lengre blandingstid vil heller ikke løse dette problemet. Aktivatoren består vanligvis av en tank med en høyhastighets sirkulasjonspumpe. Vann og sement hentes fra bunn av tanken, kjøres gjennom en høyhastighets rotor, og sendes ut i toppen av tanken. En god aktivator bør ha en rotasjonshastighet på 1400 til 2000 runder per minutt, noe som vil gi en stor nok skjærpåvirkning til å løse opp klumper og fukte de individuelle sementpartiklene (Henn & Soule, 2013). Figur 4.7 viser en typisk aktivatorblander.



Figur 4.7 Aktivatorblander (Atlas Copco, 2014)

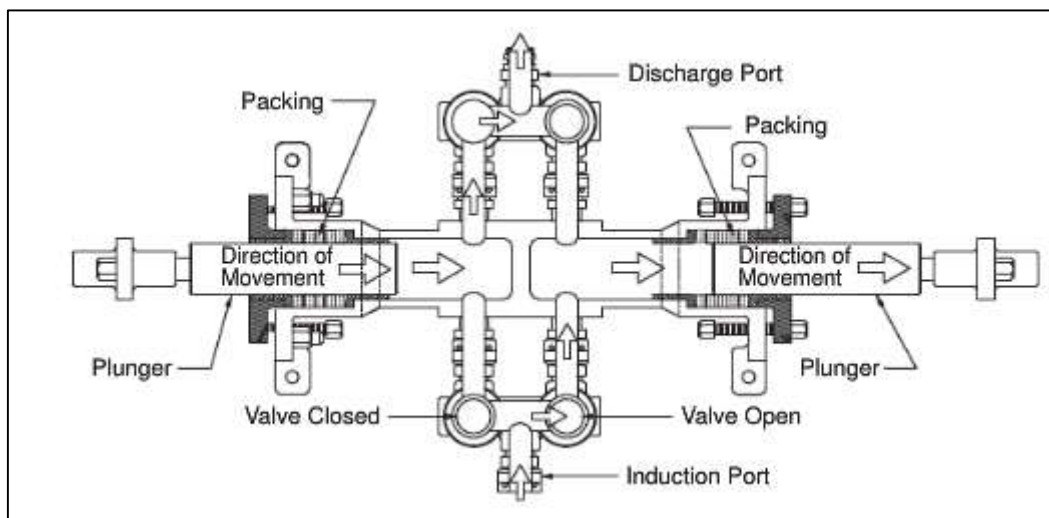
Forskjellen i kvalitet på dispergeringen med de to blanderne kan enkelt demonstreres, f. eks ved en sammenligning av injeksjonsmateriales homogenitet. Dette kan gjøres ved å helle sement fra de forskjellige blanderne ut på en plate. Etter herding vil man kunne se at sementen fra agitatorene vil ha en distinkt lagdeling, mens sementen fra aktivatoren vil være mye mer uniform. Agitatorene vil imidlertid ha en viktig funksjon ved å holde sementblandingen i suspensjon fram til injeksjon. Den kalles ofte for omrører eller mellomblander, og er viktig da den fører til at injeksjonspumpingen kan foretas kontinuerlig, uten stopp i påvente av en ny blanding (NFF, 2010).

Injeksjonspumper

For å ha mulighet til å gjennomføre kontrollert høytrykksinjeksjon i berg, er det nødvendig med en injeksjonspumpe av høy kvalitet. Det finnes mange ulike typer injeksjonspumper på markedet. Noen er designet for å pumpe store volum, andre høye trykk, mens enkelte kan gjøre begge deler. Det er derfor svært viktig at man benytter seg av en pumpetype som er designet for det volumet og trykknivået man vil ligge på under driving (Hegebarth, 2013).

”Injeksjonspumpene bør ha rikelig kapasitet for det maksimale trykk som skal benyttes. En kapasitet på 100 liter pr. minutt ved ca. 80 % av maksimalt tillatt trykk er ønskelig.” (NFF, 2010). Ulike pumpetyper er trykklufttank, stempelpumper (hydrauliske eller luftdrevne), membranpumper og eksenterskrupumper (NFF, 2002). Den mest brukte pumpetypen i dag er den hydrauliske dobbeltvirkende stempelpumpen. Dette pumpesystemet gir kontroll på injeksjonstrykk og pumpehastighet uten at ventiler eller andre mekaniske deler kommer i

kontakt med injeksjonsmaterialet. Dette er spesielt viktig ved høye injeksjonstrykk av slitasjeårsaker (Garshol, 2011). Fordelen med den hydraulisk dobbeltvirkende stempelpumpen er at i motsetning til en enkeltvirkende stempelpumpe som gir en pulserende pumping som skyldes at stempelet må trekke seg tilbake, består den dobbeltvirkende pumpen av to stempler som jobber i motsatt syklus. Dette vil si at det ene stempelet skyves fram mens det andre trekkes tilbake. Dette gjør at man får en jevnere pumping, og man unngår de kraftige variasjonene i pumpetrykket (Hegebarth, 2013). Figur 4.8 viser en tegning av en hydraulisk dobbeltvirkende stempelpumpe.



Figur 4.8 Hydraulisk dobbeltvirkende stempelpumpe (Hegebarth, 2013)

I dag tilbyr de fleste leverandørene av injeksjonsutstyr, komplette systemer med alle elementene man trenger til injeksjonsprosessen. Dette innebærer aktivator, agitator og pumpe, samt et datasystem med blandingsforhold lagret i minnet. For at et slikt system skal kunne fungere optimalt, må det også inneholde en integrert veiningskomponent og nøyaktige målesystemer for vann og tilslagsmateriale. Utformingen av det komplette utstyret kan variere i størrelse, fra små kompakte komponenter som kan plasseres på små tilhengere, til større komponenter som må plasseres på større tippvognsunderstell (Garshol, 2011).

Avlesning og registrering

For å forsikre at utførelsen av injeksjonen blir gjennomført i henhold til de kriterier som er satt, er det viktig at man har gode rutiner for overvåking av de ulike parameterne.

Hulldiameter, -avstand og -lengde, samt vanntrykk i hullene, sammensetning av injeksjonsblanding, stoppkriterium, maksimalt injeksjonstrykk og strømning av injeksjonsmasse, er alle parametere som skal registreres for hver injeksjonsrunde. Mange av injeksjonsparameterne blir kontrollert manuelt under injeksjonen, mens andre blir lest av og

registrert elektronisk. (Henn & Soule, 2013). Kontrollparametere som maksimum tillatt injeksjonstrykk, maksimum og minimum strømningshastighet og maksimum mengde injeksjonsmiddel per borehull kan bli registrert på datamaskinen. Den vil da overvåke injeksjonsprosessen kontinuerlig, men også stoppe pumpen dersom et av stoppkriteriene har blitt nådd. Dette er svært nyttig når man injiserer i flere hull samtidig (Garshol, 2011)

Uavhengig av hva slags registreringssystem man velger å benytte seg av, er det viktig med en god visuell kontroll av injeksjonsprosessen til enhver tid. De to viktigste parameterne å ha kontroll over er strømningsrate og trykk. Strømningsraten kan beregnes ut ifra mengden masse i agitatorene eller aktivatorene, eller ved direkte avlesning fra et måleinstrument. Trykket kan avleses fra et manometer (Hegebarth, 2013). Et godt manometer må installeres på et sted der det enkelt kan avleses. Det er svært viktig med en god oppløsning på manometeret, spesielt når det skal pumpes med lavere trykk. Oppløsningen på manometeret bør helst vært på 35 kPa eller mindre (Weaver & Bruce, 2007).

Slanger og koblinger skal anpasses det maksimale trykket man vil benytte, og ha store nok dimensjoner slik at trykktapet blir minst mulig (NFF, 2002). Injeksjonsslange bør være av høy kvalitet for å tåle trykk opp til 100 bar. Trykktapet bør også dokumenteres ved gjennomkjøring av mørtel (NFF, 2010).

4.2.4 Praktisk gjennomføring

Injeksjonen skal i prinsippet alltid starte i det nederste hullet, da det er mye lettere å presse vannet opp enn å presse det ned. Dersom man har enkelte borehull med ekstremt stor innlekkasje, skal disse likevel tettes først. Hvis man opplever tilbakestrømning av vann og injeksjonsmasse i tunnelen, bør man redusere pumpingen, og tilsette en akselerator for å blokkere tilbakestrømningen. I tilfeller der to eller flere borehull er forbundet med hverandre slik at det strømmer injeksjonsmasse ut av det ene hullet når det andre injiseres, må man stenge ventilen på pakkerne i de koblede hullene, og fortsette pumpingen i det påbegynte hullet. Maksimumsvolumet med injeksjonsmiddel må da multipliseres med antallet sammenkoblede hull. Dersom man når maksimumstrykket før maksimumsvolumet, bør man forsøke å injisere de andre hullene også, for å se om disse kan ta opp noe injeksjonsmasse (Hognestad, 2006).

4.3 Injeksjonsmateriale

4.3.1 Generelt

Man skiller vanligvis mellom to typer injeksjonsmateriale; sementbasert og ikke-sementbasert. Sementbaserte injeksjonsmaterialer er det klart mest benyttede injeksjonsmaterialet ved berginjeksjon her til lands. Ikke-sementbaserte injeksjonsmaterialer blir mest benyttet ved etterinjeksjon, ved behov for ekstra injeksjonsomgang eller ved spesialtilfeller for eksempel ved store vanninnbrudd (NFF, 2010). Hvilke materialer man velger, vil være en vurderingssak ut ifra hva slags injeksjonsegenskaper som er påkrevd for de spesifikke forholdene. En av de viktigste egenskapene ved et injeksjonsmateriale er middelets inntrengningsevne. Inntrengningsevnen vil være avhengig av sprekkeåpningen, sprekkeruheten, injeksjonsmaterialets maksimale kornstørrelse og injeksjonstrykket. v/c tallet vil som regel ha liten betydning for materialets inntrengningsevne, men vil ha betydning for spredningen av injeksjonsmiddelet. Kjemiske injeksjonsmidler er uten faste partikler, så i disse tilfellene vil det være væskens viskositet og injeksjonstrykk som bestemmer væskens inntrengningsevne i fjellet. I tillegg til injeksjonsmiddelets inntrengningsevne er ønsket fasthet/bestandighet vesentlig for valg av injeksjonsmateriale. Det er da tidligfastheten og ikke sluttfastheten som er av betydning for injeksjonsresultatet (NFF, 2002).

Helse, miljø og sikkerhet er også svært viktig ved valg av injeksjonsmateriale, og er kanskje hovedårsaken til at kjemiske injeksjonsmidler er så lite brukt. De fleste kjemiske injeksjonsmidlene er enten giftige, kreftfremkallende, etsende eller allergifremkallende. Helsefaren er både forbundet med akutte og kroniske forgiftninger. Mange av de kjemiske midlene kan også være brann- og eksplosjonsfarlige, og være en forurensningsfare dersom de kommer på avveie. Det må også tas HMS-hensyn ved bruk av sementbaserte injeksjonsmidler, blant annet åndedrettsvern og verneutstyr (NFF, 2002)

4.3.2 Sementbaserte injeksjonsmidler

Tradisjonelt sett har vanlig portlandsement vært det mest brukte injeksjonsmiddelet, men i dag er det mikrosement som er det mest brukte injeksjonsmiddelet ved tunneldrift i urbane områder (Woldmo & Grøvt, 2013). Alle typer sement kan i prinsippet brukes til injeksjonsformål, men på grunn av begrenset inntrengningsevne bør grovmalte sementer kun brukes til å tette større sprekker og hulrom. To viktige parametere som styrer inntrengningsevnen til sementen er største partikkelstørrelse og fordeling av partikkelstørrelser. Den gjennomsnittlige partikkelstørrelsen kan uttrykkes som det spesifikke

overflatearealet til alle partiklene i blandingen ved en gitt vekt. Jo finere blanding, desto høyere spesifikt overflateareal eller Blaine verdi (m^2/kg). Verdien d_{95} brukes for å beskrive den største partikkelstørrelsen til blandingen, og beskriver åpningsstørrelsen der 95% av partiklene vil passere gjennom. Den maksimale partikkelstørrelsen bør være liten for å forhindre at partiklene setter seg fast og blokkerer sprekkene (Hognestad & Holter, 2012). Tabell 4.2 viser en oversikt over ulike sementtyper og deres Blaine-verdier. De maksimale partikkelstørrelsene i blandingene ligger på 40-150 μm .

Tabell 4.2 Finhetsgrad for ulike sementtyper (Garshol, 2011)

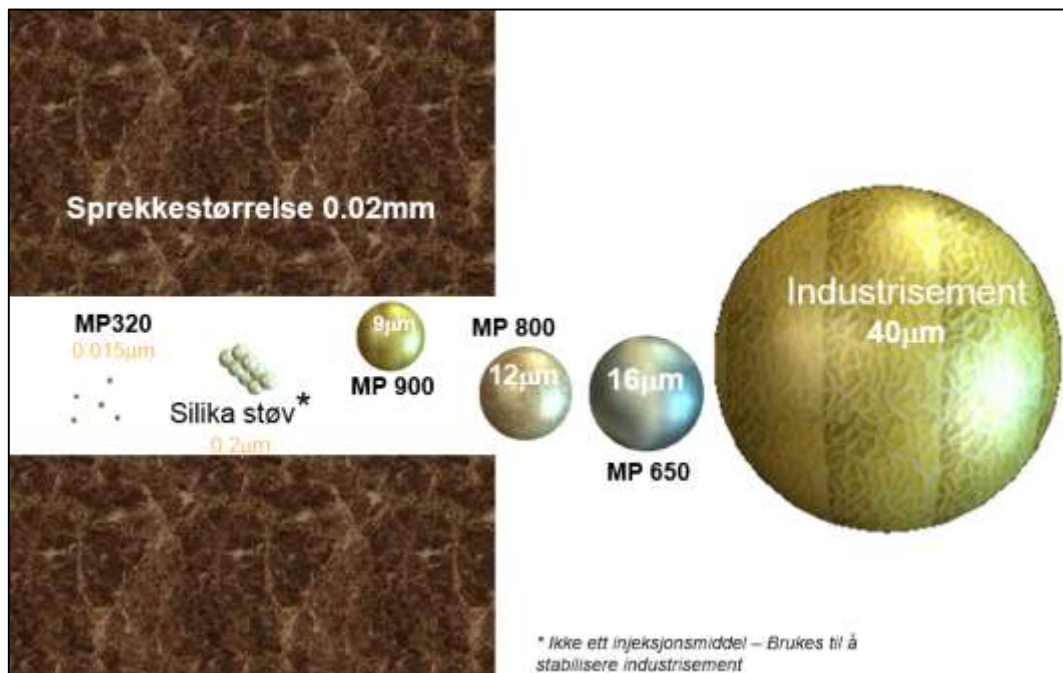
Cement type/ specific surface	Blaine (m^2/kg)
Low heat cement for massive structures	250
Standard Portland cement (CEM 42,5)	300-350
Rapid hardening Portland cement (CEM 52,2)	400-450
Extra fine rapid hardening cement (limited availability)	550

Sementtypene med de høyeste Blaine-verdiene er som regel de dyreste, da disse trenger de mest omfattende knuseprosedyrene.

Ulike sementtyper

Sementtypene som brukes til injeksjon kan deles inn i to kategorier; industrisement og mikrosegment. I Statens Vegvesens håndbok R761 (tidligere 025) er standard industrisement definert som sementer med kornstørrelse $d_{95} > 20 \mu\text{m}$. Denne sementtypen er kjent som industrisement eller rapidsegment tilsvarende CEM I 42,5 RR. Den typiske Blaine-verdien for denne sementtypen ligger på 400-450 m^2/kg , og den maksimale partikkelstørrelsen er under 40 μm (Klüver & Kveen, 2004). Mikrosegmenter er ekstra finmalte sementer. Alle typer sement som har $d_{95} < 20 \mu\text{m}$ regnes som mikrosegmenter. De ulike mikrosegmentene kan ha svært ulik herdetid, og man må derfor ta hensyn til dette under injeksjonen. For raskt herdende mikrosegmenter er det viktig å unngå herding i injeksjonsutstyret. For seint herdende mikrosegmenter må man passe på å vente lenge nok før man påbegynner kontrollboring. Siden mikrosegmentene har større spesifikk overflate, er de mer kjemisk aktive og stiller derfor større krav til blandeprosessen for å unngå fnokking (NFF, 2010). Agglomerering av sementpartikler er likevel vanskelig å unngå, og det er vanligvis antatt at injeksjonssementen vil kunne trenge inn i sprekker som er 3 ganger størrelsen til de største partiklene i sementen. For standardsementer vil dette tilsvare sprekkeåpninger på ned mot 0,3mm, mens man for de fineste mikrosegmentene vil kunne injisere sprekker på ned mot 0,06mm (Garshol, 2011).

Figur 4.9 illustrerer de ulike partikkelstørrelsene for industrisement, mikrosegment og tilsetningsstoff.



Figur 4.9 Oversikt over partikkelstørrelser for ulike sementtyper (Hognestad, 2014).

Tilsetningsstoffer

For å optimalisere injeksjonsmassens egenskaper benyttes det forskjellige tilsetningsstoffer.

Egenskaper som kan endres/styres ved hjelp av tilsetningsstoffer er:

- Konsistens.
- Herdetid og hydrasjon.
- Kohesjon.
- Pumpbarhet.
- Bindingsstyrke (Warner, 2004).

Dersom man ønsker en mindre viskøs konsistens på injeksjonsmassen uten å øke vanninnholdet, kan man benytte seg av plastiserende eller superplastiserende stoffer. Disse stoffene kan i tillegg enten øke eller redusere herdetiden ut ifra behov. Superplastiserende stoffer forhindrer også sammenklumping av sementpartiklene ved å løse opp de elektriske bindingene (Weaver & Bruce, 2007).

Stabiliserende tilsetningsstoffer er stoffer som stabiliserer massene og hindrer såkalt bleeding. Bleeding eller separasjon, er en uønsket prosess der sementen synker til bunns og fritt vann blir liggende på toppen. Dette fører til at det dannes vannkanaler som er svært vanskelige å

tette i etterkant. Tilsetningsstoffene kan ikke øke viskositeten på injeksjonsmassene, da dette reduserer inntrengningen. Det er også viktig at partiklene i tilsetningsstoffene er mindre enn sementpartiklene, slik at de ikke blokkerer sprekke. I Norge er det vanlig å bruke silikaslurry som stabiliserende tilsetningsstoff. Dette er en blanding av fint silikastøv og vann. Silikaslurrien gjør at man kan benytte seg av et lavere vann/ment (v/c) tall enn man ellers kunne brukt. Doseringsmengden er på ca 5-10% av sementvekten, forutsatt en silikaslurry med 50% tørrstoff. Bentonitt har også vært brukt som stabiliserende tilsetningsstoff i utlandet, men da bentonittpartiklene er av flakete form, vil disse kunne overgå partikkelstørrelsen i sementen dersom flakene legger seg på tvers. Bentonitt vil også svekke skjærfastheten til injeksjonsmaterialet betraktelig. Felles for de stabiliserende tilsetningsstoffene er at de forsinket herdeprosessen (NFF, 2010).

Dersom man ønsker å fremskynde herdingen av injeksjonsmassen, kan man tilsette en akselerator. Denne tilsettes ved et munnstykke framme på staven, slik at man slipper å kjøre akseleratoren gjennom utstyret. Det benyttes vanligvis alkaliefri akselerator av tilsvarende type som benyttes i sprøytebetong til bergsikring (NFF, 2010).

Herdetider

Det er svært viktig å kjenne til injeksjonsmassens herdetid, slik at man unngår at boring i nærheten av nylig injiserte hull startes opp for tidlig (Weaver & Bruce, 2007).

Injeksjonsmassens herdetid er avhengig av kornstørrelse og kjemi på sementpartiklene. Dette betyr at industrisement vil ha en lengre herdetid en mikroement (Henn & Soule, 2013).

Vanlige portlandsementer vil ha en primær herdetid på 140-240 minutter, og en endelig herdetid på 190-240 minutter. En typisk raskherdende portlandsement har en primær herdetid på 80-180 minutter og en endelig herdetid på 150-250 minutter (Garshol, 2011).

Herdetiden til injeksjonsmassene er sterkt temperaturavhengig. Lav temperatur forsinket herdeprosessen, mens høy temperatur fremskynder den. Tabell 4.3 viser sementens relative herdehastigheter for ulike temperaturer.

Tabell 4.3 Relative reaksjonshastigheter for ulike temperaturer (Klüver & Kveen, 2004).

Temperatur(°C)	5	10	20	35
Relativ reaksjonshastighet	0,3	0,5	1	2

v/c forhold

v/c forholdet beskriver forholdet mellom vann og sement i vekt. For eksempel vil et v/c forhold på 0,5 tilsvare 0,5 kg vann per kg sement. Det er imidlertid også vanlig å beskrive forholdet i volum, spesielt i USA (Lombardi, 2002). v/c forholdet vil være avgjørende for egenskapene til injeksjonsmaterialet. Stabilitet, reologi, styrke og bestandighet på injeksjonsmiddelet er parametere som alle er avhengig av forholdet mellom vann og sement (Weaver & Bruce, 2007). Når det gjelder valg av v/c forhold, er dette avhengig av de lokale bergmasseforholdene. Et høyt v/c forhold er gunstig for å øke inntrengningsevnen og flyten, men medfører også mange negative konsekvenser:

- Kvaliteten på den herdete massen blir nedsatt.
- Herdetiden økes.
- Trykkoppbygningen i nærheten av tunnelen blir lav, da massene transporteres lengre. avgårde. Dette vil medføre en redusert tetteeffekt nær tunnelen.
- Masseforbruket blir unødvendig høyt.
- Fare for hydraulisk splitting/jekking (Klüver & Kveen, 2004).

Dersom man kombinerer et for høyt v/c tall med liten overdekning, kan man risikere å pumpe injeksjonsmasse opp i dagen. Dette er illustrert i figur 4.10. Veiledende v/c tall for ulike geologiske forhold er angitt i kapittel 4.4.



Figur 4.10 Injeksjonsmasse pumpet opp i dagen som et resultat av for høyt v/c tall (Klüver & Kveen, 2004)

Oppbevaring

For å oppnå den kvaliteten på sementen som er oppgitt fra leverandøren, er det viktig at sementen håndteres på en korrekt måte. Sementen skal alltid lagres tett og luftig, da den blir prehydrert dersom den kommer i kontakt med fuktig luft. Dette innebærer at sementen aldri må oppbevares i tunnelen over lengre tid, pga for høy luftfuktighet i tunnelen. Dersom sementen oppbevares i en silo eller container, skal denne være lukket og ventilert for å forhindre kondens. Sementsekker skal alltid være lukket. Riktig temperatur under lagringen er også viktig, da kvaliteten på sementen kan reduseres både ved for høy og for lav temperatur (Henn & Soule, 2013). Da sement er en ferskvare er det også viktig at den ikke lagres for lenge før bruk. For mikrosemeter er byggherrekravet at sementen må brukes før den er mer enn 3 måneder gammel (Hognestad, 2014).

Mauring

Mauring er en injeksjonsprosess som benyttes ved ekstra store sprekker, knusningssoner eller hulrom, der man ikke kan bruke vanlig injeksjonssement. Mauringen blir pumpet inn i lekkasjeområdet og følger vannstrømmen ut, der den bygger seg på sprekken. På denne måten blir sprekken tilstoppet og tettet (Ruud, B. Personlig kommunikasjon 23.01.15). Mauringsmassen består av partikkelmateriale som blandes med vann eller injeksjonsmateriale. Eksempler på mauringsmasse er skumgummibiter, oppmalt bark, høvelspon og sagflis. Størrelsen på mauringspartiklene må tilpasses så de ikke tetter igjen sprekken på vei til det primære lekkasjestedet. Tilsats av mauringsmateriale må også foregå forsiktig, slik at sprekken ikke tilstoppes for raskt, og mauringsmaterialet må alltid blandes med en større mengde vann. Når mauringen er ferdig, og lekkasjen har blitt betraktelig redusert, kan man avslutte med en vanlig sementinjeksjon dersom man er bekymret for bestandigheten til mauringsmaterialet. I Norge har det vært mest vanlig å benytte seg av etterinjeksjon framfor mauring dersom man opplever lekkasjer bak stuff (Klüver & Kveen, 2004).

4.3.3 Kjemiske injeksjonsmidler

Kjemiske injeksjonsmidler består i motsetning til sementbaserte, ikke av partikler, men av flytende komponenter. De kjemiske injeksjonsmidlene er Newtonske væsker, noe som betyr at de besitter viskositet, men ikke kohesjon. Inntrengningsevnen og utbredelse i berget er kun avhengig av væskens viskositet og injeksjonstrykk (NFF, 2002). De viktigste anvendelsesområdene for kjemiske injeksjonsmidler er anlegg med ekstreme krav til tetthet, større lekkasjer der det er nødvendig med øyeblikkelig tetting og på anlegg der en begrenset

spredning av injeksjonsmaterialet er nødvendig. I tillegg er kjemiske injeksjonsmidler mer fleksible, og kan derfor tåle større deformasjoner og bevegelser i bergmassen som et resultat av temperaturvariasjoner eller spenningsutløsninger (Warner, 2004).

Det finnes flere ulike typer kjemiske injeksjonsmidler med ulike egenskaper. Injeksjonsmidler basert på polyuretan er de mest brukte. Disse injeksjonsmidlene kan inneha mange ulike egenskaper, både i flytende og herdet tilstand. Noen av løsningene leveres som enkle løsninger som bare trengs å blandes med vann, mens andre består av to eller flere separate løsninger som må blandes før injeksjon. Ulike løsninger vil forme ulike sluttprodukter som geler, skum eller faste stoffer. Injeksjonsmidler av polyuretan kan deles inn i to hovedkategorier; *hydrofobiske* og *hydrofile*. De hydrofobiske midlene reagerer først med en mindre mengde vann og transformeres til det endelige sluttproduktet, men frastøter alt vann de blir utsatt for etter reaksjonen. Hydrofile injeksjonsmidler reagerer også med vann, men fortsetter å tiltrekke seg vann etter den initiale reaksjonen. Det dannes da en gel som vil spre seg utover i de vannfylte sprekkeene (Karol, 2003).

Fordelen med geler som tetningsmidler er at de kan benyttes på store vannlekkasjer der vannet strømmer direkte ut på stuff. Ved hjelp av en akselerator, kan man styre geldannelsen til å inntreffe på det tidspunktet man ønsker. En ulempe med geler som injeksjonsmiddel er at bestandigheten er lavere enn for sementbaserte injeksjonsmidler, og volumet av gelen vil etter hvert minke (NFF, 2002). Figur 4.11 viser et eksempel på injeksjon med polyuretan.



Figur 4.11 Injeksjon med polyuretan i Randolph Deep Mine (Ecogrout, 2012).

4.4 Bergmasseegenskaper

Hvilken injeksjonsstrategi man velger å benytte seg av avhenger i stor grad av bergmassekvaliteten. For å forenkle situasjonen, kan man dele inn bergmassekvaliteten i følgende 4 klasser, etter (Klüver & Kveen, 2004):

Bergartstype A: Bergmasse med mange åpne sprekker uten vesentlig sprekkebelegg.

Bergarter som faller innunder denne kategorien er sandsteiner og magmatiske bergarter. Disse bergartene er ofte enkle å injisere, med høy konduktivitet og lav motstand mot

injeksjonsmateriale. Det kan benyttes få hull, ned mot 7-10 hull for et tverrsnitt på 8,5m².

Vann/semnt forholdet bør holdes lavt for å unngå injeksjonsmateriale på avveie. Et v/c forhold på 0,5 er en fornuftig verdi for denne bergartstypen. Det anbefalte injeksjonsmiddelet for denne bergartstypen er industrisement.

Bergartstype B: Bergarter med sprekker belagt med sprekkefylling, og som har typisk tendens til kanaldannelse. Bergarter som faller innunder denne kategorien er prekambriske gneiser og andre tilsvarende metamorfe bergarter. Hoveddelen av norsk berggrunn tilhører denne

bergartstypen. Bergartstypen er middels lett å injisere, og for å få et vellykket resultat er det viktig å benytte seg av høye injeksjonstrykk. Det bør benyttes fra 15-40 hull for et tverrsnitt

på 8,5m². Vann/semnt tallet bør i starten ligge på 0,9- 1,2, før det gradvis reduseres til 0,5 etter den innledende injeksjonen. Anbefalt injeksjonsmiddel er industrisement og/eller

mikrosement.

Bergartstype C: Tette plastiske bergarter med høy grad av sprekkefylling. Bergarter som faller innunder denne kategorien er metamorfe sedimentære bergarter som leirskifer, fyllitt,

glimmerskifer, grønnsteiner og grønnskifre. Bergmassen har lav konduktivitet og kan være

svært vanskelig å injisere. Da det kan være vanskelig å oppnå kontakt med de vannførende sprekke, er det viktig med mange injeksjonshull og høyt injeksjonstrykk. Det foreslås et

vann/semnt forhold på 0,9, men det er viktig å være mer forsiktig med reduksjon av v/c tallet enn for bergartstype B, da det er viktig å opprettholde inntregningen og flyteegenskapene.

Anbefalt injeksjonsmiddel er mikrosement, eventuelt med mikrosilika.

Bergartstype D: Bergarter som av ulike årsaker har ekstremt åpen oppsprekning eller store

sammenhengende hulrom. Bergartstyper som tilfaller denne kategorien er kalksteiner og

bergarter med stor tektonisk påvirkning. Erfaringsmessig har vellykket tettemetode for disse

forholdene vært å pumpe inn betongmasse med egenskaper tilpasset sprekkevidden og

bergforholdene. Suksesskriteriene for denne typen bergforhold er at lekkasjene blir påvist

under sonderboring på stuff, slik at forholdene blir håndtert før tunnelen drives inn i lekkasjesonene. Figur 4.12 viser eksempler på de ulike bergartstypene.



Figur 4.12 Oversikt over de fire bergartstypene. Øverst til venstre bergartstype A. Øverst til høyre, bergartstype B. Nederst til venstre, bergartstype C (Klüver & Kveen, 2004) nederst til høyre bergartstype D (Absolute granitcare, 2010).

4.5 Injeksjonstrykk

4.5.1 Valg av injeksjonstrykk

Det maksimalt tillatte injeksjonstrykket for et gitt tilfelle er ofte grunnlag for diskusjoner med to ulike tilnærminger til utførelsen:

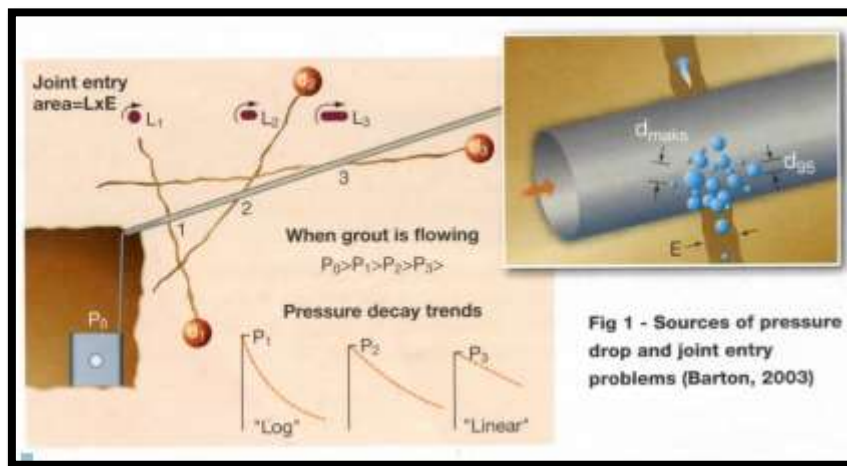
1. Ønske om et lavt injeksjonstrykk hvor fokuset er på å unngå skader på bergmassen og omgivelsene.
2. Ønske om et høyt injeksjonstrykk for et effektivt resultat, både med tanke på tid, kostnader og kvalitet.

Hvilken tilnærming man har valgt å følge varierer fra land til land og fra kultur til kultur. I Norge er det vanlig å benytte seg av høye injeksjonstrykk, mens det i Sverige har vært vanligere å benytte seg av lavere trykk (Grøv, m. fl., 2014).

Mens det normale injeksjonstrykket for lavtrykksinjeksjon ligger på det hydrostatiske grunnvannstrykket pluss en kompensasjon på 1-10 bar, ligger injeksjonstrykket for høytrykksinjeksjon på over 100 bar med vanlig portland industrisement. Dersom det benyttes mikrosegment, kan trykket modereres til 50-70 bar over det hydrauliske grunnvannstrykket

(Grø, m. fl., 2014). Man må imidlertid være klar over at vannlekkasjer under boring vil redusere grunnvannstrykket vesentlig. Høytrykksinjeksjon er vanligvis kombinert med stabile ”non bleeding” injeksjonsmidler. Argumenter som har vært brukt mot høytrykksinjeksjon, er at de høye trykkene vil skade bergmassen. I virkeligheten vil det være et så stort trykkfall med avstanden fra injeksjonshullene (fra logaritmisk til lineær, avhengig av krysningsvinkelen med sprekkene), at det kun er området i umiddelbar nærhet av injeksjonshullene som blir ”skadet” dersom bergmassen er av middels til god kvalitet. Skadene som blir påført bergmassen i denne sonen, vil heller ikke være negative, men positive for injeksjonsresultatet. Det høye trykket vil åpne sprekkene slik at de blir enklere å injisere, og dette fører til at små sprekker og sprekker med høy overflateruhet som ikke ville vært mulig å injisere med et lavt injeksjonstrykk, kan injiseres ved hjelp av høytrykksinjeksjon (Barton, 2004).

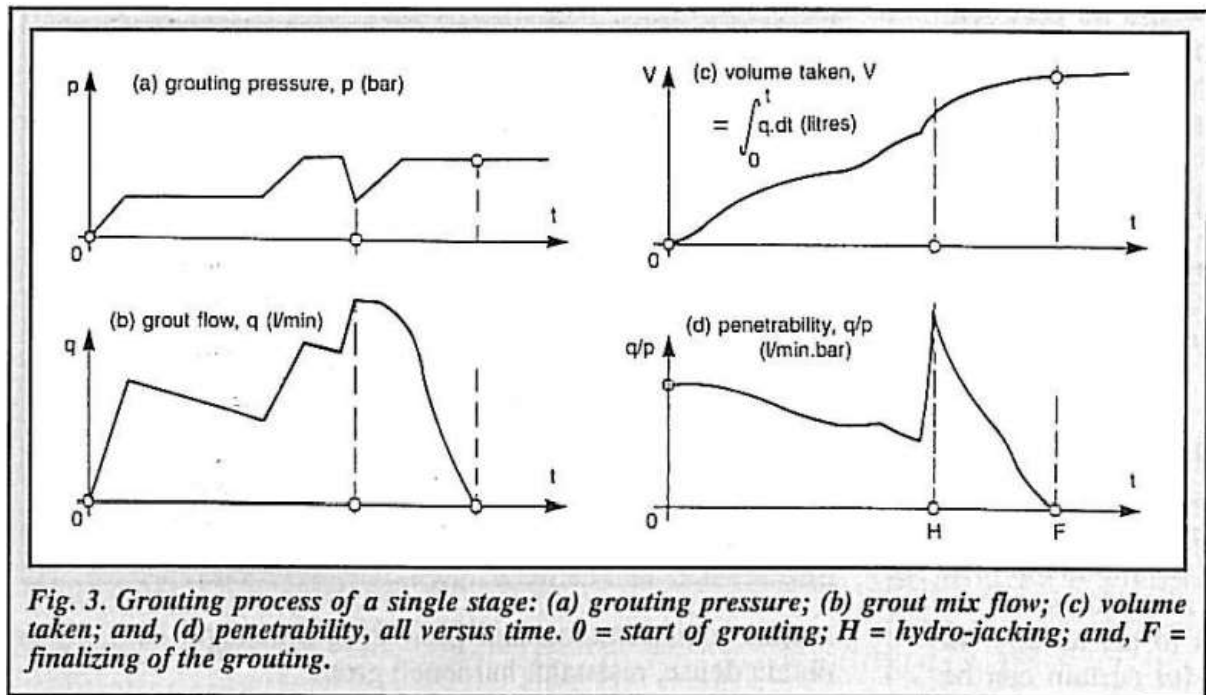
Dersom bergmassen som skal injiseres er av dårlig kvalitet, bør man likevel være forsiktig med injeksjonstrykket for å forhindre ukontrollert hydraulisk splitting og spredning av injeksjonsmasse. Figur 4.13 viser forskjellige trykkforløp for ulike vinkler mellom borehull og sprekk. Trykket i injeksjonsmassen vil minke med avstanden fra injeksjonspumpen, men trykktapet i en individuell sprekk vil også være avhengig av vinkelen mellom borehullet og sprekkene. Jo større vinkel, desto større trykktap (Barton, 2004).



Figur 4.13 Trykkforløp for ulike vinkler mellom borehull og sprekk (Barton, 2004)

Injeksjonen i et individuelt borehull blir enten stoppet ved et spesifisert maksimalt trykk, eller ved en maksimal mengde injeksjonsmiddel, avhengig av hvilket kriterium som blir nådd først. Hvilken trykkutvikling man får under injeksjonen vil være avhengig av egenskapene til sprekkene som skal injiseres. Dersom man har åpne sprekker med lite sprekketryll, vil man oppleve liten trykkoppbygning under injeksjonen. Det vil derfor være mulig å pumpe et stort volum injeksjonsmasse inn i sprekkene, og injeksjonen avsluttes når man har nådd et

maksimalt spesifisert volum. Dersom man i stedet har trange sprekkeåpninger eller mye impermeabelt sprekkefyll, vil man få en stor trykkoppbygning under injeksjonen, og man vil injisere et mindre volum. Injeksjonen avsluttes da når man har nådd et maksimaltrykk som er spesifisert i injeksjonsprosedyren (Lombardi, G. & Deere, R., 1993). Grafer for trykk og strømning i injeksjonsmaterialet er vist i figur 4.14.



Figur 4.14 Trykkoppbygningsgrafer for injeksjonstrykk, strømning, volum og penetrasjon er illustrert (Lombardi, G. & Deere, R., 1993)

Som man kan se av figur 4.14 a og b, vil man ofte oppleve et kraftig fall i injeksjonstrykket samtidig med at injeksjonsstrømningen øker. Dette skyldes hydraulisk jekking av bergmassen.

4.5.2 Trykkutvikling i bergmassen

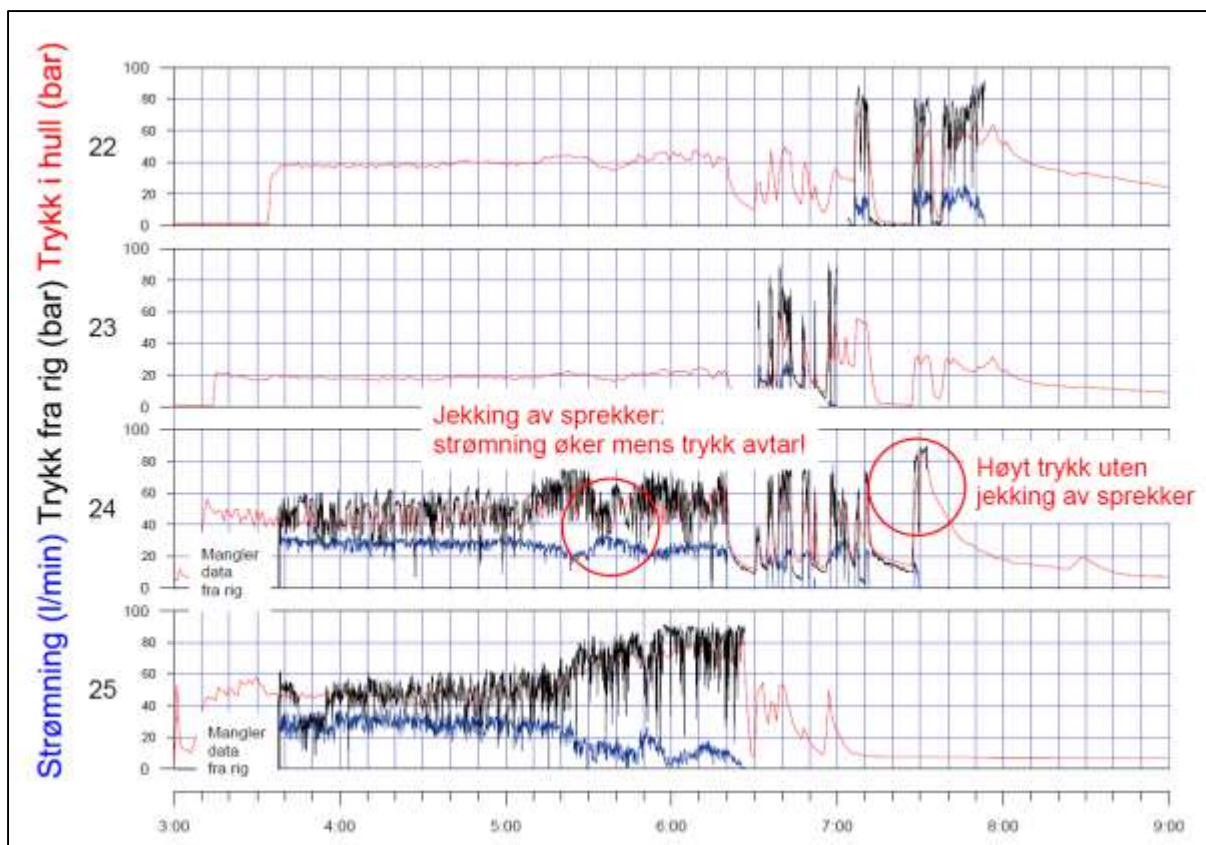
Per dags dato er kunnskapen om injeksjonstrykket in situ svært begrenset, og det har tidligere vært utført lite forskning på akkurat dette fagområdet. Injeksjonstrykket blir målt ved pumpen, men trykkfordeling i bergmassen og trykktap som følge av strømning gjennom slange, injeksjonsrør, koblinger og lange injeksjonshull har ikke blitt dokumentert. NGI har gjennom et samarbeid med blant annet Jernbaneverket og Statens Vegvesen forsøkt å øke forståelsen av samspillet mellom injeksjonsutstyr og bergmasse. Studiet ble utført i 2014 under injeksjon av to av tilkomsttunnelene til Follobanen. Det ble da utviklet et system som kunne måle injeksjonstrykket inne i injeksjonshullene, i tillegg til injeksjonstrykket fra pumpene. Figur 4.15 viser hvordan målesystemet var montert under injeksjonen. Resultatene fra testene viste at trykktapet fra injeksjonsutstyret og ut i bergmassen var lite, og trykket målt

på injeksjonsriggen var i gjennomsnitt under 5% høyere enn trykket som ble målt inne i borehullet (Tunbridge, m. fl., 2014).



Figur 4.15 Loggerenheter som registrerte trykkutviklingen inne i borehullene ved hjelp av $\frac{1}{4}$ rør gjennom sliss i pakkerne (Tunbridge, m. fl., 2014).

Studiene viste også at trykkmålinger fra nærliggende hull registrerte en trykkpåvirkning i hullene ved injeksjonspumping i nabohullet. Dette skyldtes at de ulike hullene var koblet sammen via eksisterende sprekker, eller sprekker som ble åpnet som følge av hydraulisk jekking under injeksjonen. Trykkoppbyggingen i nabohullene indikerte at injeksjonsmassen i disse hullene ikke hadde rukket å herde nok til å hindre påvirkningen fra injeksjon i nabohullet. Figur 4.16 viser trykk og strømningsgrafene fra den ene injeksjonstesten.



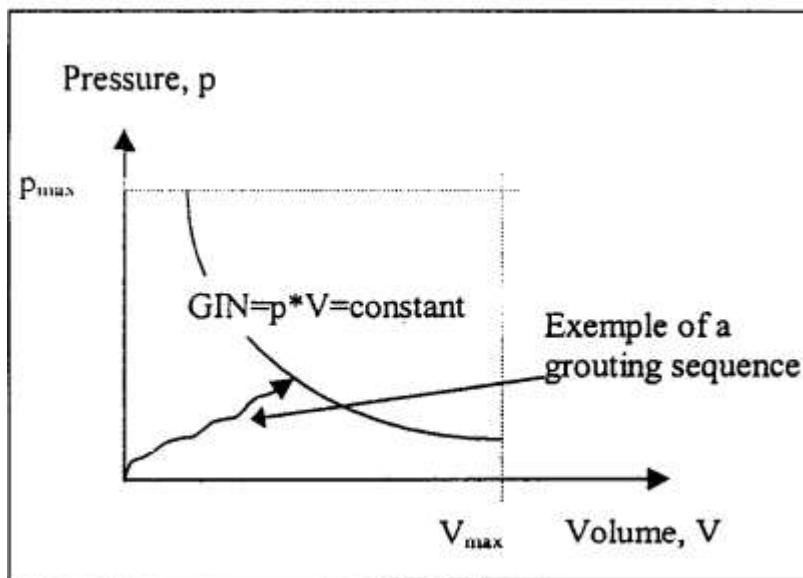
Figur 4.16 Grafer fra injeksjonstester på tilløpstunneler til Follobanen. Pumpetrykket i borehullet og på injeksjonsriggen, samt strømmingen av injeksjonsmasse er registrert som funksjon av tid for borehullene 22-25 (Tunbridge, m. fl., 2014)

4.5.3 GIN-metoden

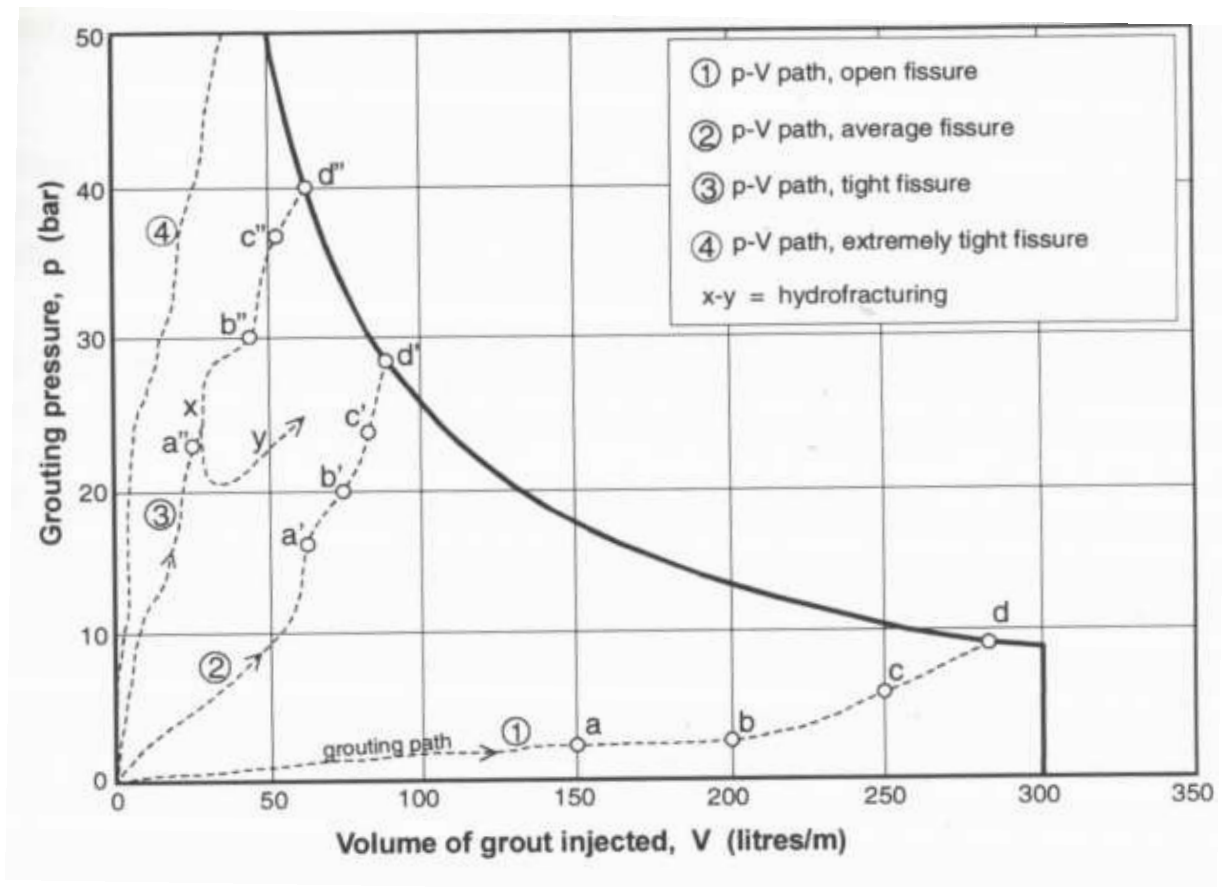
Oppdriftskraften som påføres av injeksjonsmassene er et resultat av arealet injeksjonsmasse under trykk og det gjennomsnittlige trykket i injeksjonsmassene. Dette betyr at for tilfeller der man når terskelverdiene for maksimalt injeksjonsvolum og maksimalt injeksjonstrykk omtrent samtidig, vil oppdriften til injeksjonsmiddelet tilsvare den maksimale teoretiske oppdriftskraften. For slike tilfeller er det derfor en risiko for skader på omgivelsene (Lombardi, 2002).

Dersom man av ulike årsaker som liten overdekning eller oppdriftsrestriksjoner, trenger å ta spesielle hensyn, kan man benytte seg av en metode kalt GIN-metoden. GIN-metoden brukes til å kontrollere spredningen og oppdriften som følger av injeksjonen. GIN står for Grouting Intensity Number, og framkommer ved å multiplisere volum av den injiserte massen med injeksjonstrykket per meter borehull. Injeksjonen avgrenses med en maksimal GIN-verdi, og avsluttes når den maksimale GIN-verdien er nådd (Brantberger, m. fl., 2000). Dette er

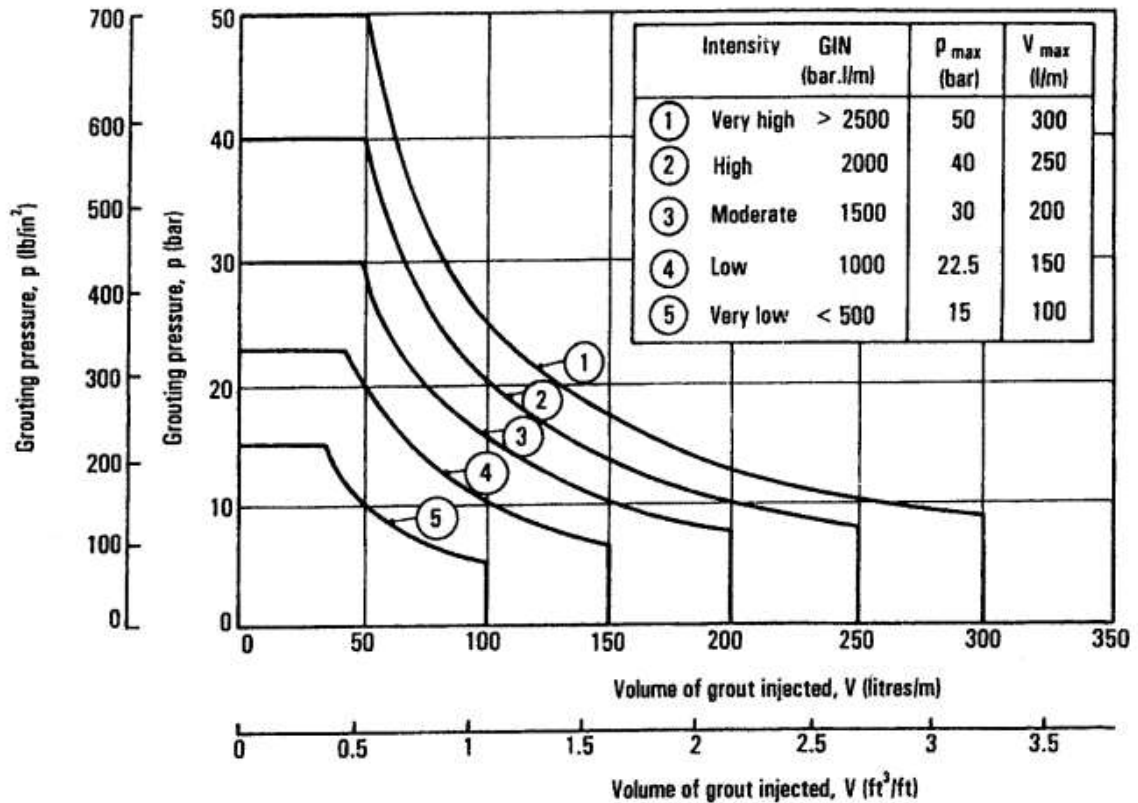
illustrert i figur 4.17. Figur 4.18 viser hvordan trykk-volum forløpet vil utvikle seg for ulike sprekketyper.



Figur 4.17 Stoppkriterium ved GIN-metoden (Lombardi, G. & Deere, D., 1993)



Figur 4.18 Kurve som viser prinsipp for bruk av GIN-metoden ved ulike sprekketyper (Lombardi, G. & Deere, R., 1993)



Figur 4.19 Eksempler på ulike begrensende GIN-verdier (Lombardi, G. & Deere, R., 1993)

Valg av GIN-verdi for en injeksjonsrunde vil være avhengig av injeksjonsforholdene og risikoen som er forbundet med injiseringen. Figur 4.19 viser ulike begrensende GIN-verdier for ulike forhold. Parameterne a-d i figur 4.18 gjenspeiler stoppkriteriene for de ulike intensitetsverdiene gitt i figur 4.19, der a, markerer stoppkriteriet for lavintensitets injeksjon og d markerer stoppkriteriet for høyintensitets injeksjon.

GIN-metoden ble opprinnelig utviklet for injeksjon i forbindelse med damtetting, men har senere blitt modifisert til å også kunne brukes til tunnelformål. For å minimere risikoen for hydraulisk oppdrift, må GIN-verdien beregnes etter formel 4.1:

$$GIN < F_{all} \times 3b_c \quad (4.1)$$

Der F_{all} er den tillatte oppdriftskraften og b_c er størrelsen på sprekkeåpningene.

Når det gjelder spredningsavstand må GIN-verdien bestemmes etter formel 4.2:

$$\frac{I_{max}^3 \times \tau_0}{K^3} > GIN > \frac{I_{min}^3 \times \tau_0}{K^3} \quad (4.2),$$

der:

I_{\min} : Minste spredningsavstand

I_{\max} : Maksimale spredningsavstand

τ_0 : Sementens flytverdi

K: "Groutability factor"

GIN-verdien for et spesifikt injeksjonsoppdrag må derfor gjenspeile både risikoen for oppdrift av overliggende masser og den foretrukne spredningsavstanden. For å oppnå dette må man tilpasse injeksjonsteknikken. Dette innebærer å tilpasse parametre som injeksjonsblanding, injeksjonstrykk og hullavstand. Den tillatte oppdriftskraften som inngår i likning 4.1 må beregnes utifra lengden på sprekkene under overflaten, bergartens densitet, spredningsavstanden og områdets geometri. Groutability faktoren fra likning 4.2 kan blant annet finnes ved hjelp av testforsøk. Man må imidlertid være klar over at GIN-metoden er en forenkling av virkeligheten, og injeksjonsmassene ikke vil følge prinsippet om en konstant GIN-verdi (Brantberger, m. fl., 2000).

4.6 Injeksjonsmengde

Mengden injeksjonsmasse som går med til forinjeksjonen er avhengig av mange ulike faktorer. De geologiske forholdene er kanskje de mest avgjørende, men også forhold som injeksjonstrykk, v/c forhold, pumpetid og skjermgeometri vil være avgjørende for forbruket av injeksjonsmasse. Erfaringsmessig har forbruket av injeksjonsmasse til forinjeksjon for norske prosjekter ligget på mellom 340 og 1750 kg per løpemeter tunnel. I Hagantunnelen ble det benyttet opp til 4000-6000 kg injeksjonsmasse per løpemeter i de mest oppsprukne partiene av syenitten. Dette var til tross for at injeksjonsmassene ikke hadde spredd seg lengre enn maks 10 m fra tunnelprofilet. Hagantunnelen representerer derfor det man kan anse som tilnærmet øvre grense for injeksjonsvolum i norske bergarter (Klüver og Kveen, 2004).

Med henvisning til bergmasseklassene i kapittel 4.4, kan det forventes at bergmasseklasse A med åpne sprekker kan gi et høyt masseforbruk. Klasse B vil ha varierende, men mindre forbruk og klasse C vil gi minst forbruk. Forbruket for bergmasseklasse D vil variere fra svært stort, til ganske lite (Klüver & Kveen, 2004). Vedlegg A3 viser forbruk av injeksjonsmateriale for ulike norske prosjekter.

4.7 Bestandighet

Injeksjonsmassenes bestandighet vil si massenes motstand mot kjemisk og mekanisk nedbrytning. Den største trusselen mot herdet injeksjonssement er sulfatholdig vann eller surt vann som kan løse opp kalken ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) i sementen. Injeksjonsmiddelets bestandighet er avhengig av følgende tre faktorer:

1. Mørtelens fasthet.
2. Grunnvannets aggressivitet.
3. Injeksjonssementenes kjemiske sammensetning.

Sulfatholdig vann vil kunne omdanne den frie kalken til etringitt i sementer med høyt C_3A -forhold. Surt vann med pH under 4,5 vil oppføre seg svært aggressivt, og vil kunne løse opp kalken i sementen. Dette vil i praksis sjelden være noen trussel ved injeksjon, men dersom man er bekymret for bestandigheten kan man velge å blande inn 10% silikastøv. v/c-tallet vil også ha en innvirkning på injeksjonsmaterialets bestandighet, da et lavere v/c-tall vil redusere bleedingen og gi større motstand mot nedbrytning. Bestandigheten til de kjemiske injeksjonsmidlene vil variere stort mellom de ulike typene injeksjonsmidler. Geler vil i utgangspunktet ha mindre bestandighet over tid enn de sementbaserte injeksjonsmidlene. De er ikke frostbestandige på grunn av sitt høye vanninnhold, og de er også følsomme for forurensninger i vannet. Herdeplaster har vist seg å ha en god bestandighet, og har ut ifra tester vist en langtidsstabilitet på over 100 år (NFF, 2002).

Erfaring fra norske prosjekter har vist at kvaliteten på injeksjonsmidlene som har vært brukt, ikke har tapt seg med årene. Melby og Øvstedal (1999), presenterte i deres artikkel 17 ulike tunnelprosjekter med en total lengde på 58,6 km. En sammenligning av vannlekkasjemålinger gjort ved åpningene av tunnelene og i 1996, viste at gjennomsnittet for 1996-målingene lå på 62,9 % av nivået ved åpningene av tunnelene. Ingen av målingene viste en økning i lekkasjerate. Heller ikke Statoil har opplevd noen lekkasjeøkning på sine rørtunneler i løpet av 15 års drift (Garshol, 2011).

5 Q-systemet og forinjeksjon

Dette kapitlet vil inneholde en overfladisk innføring i Q-systemet, i tillegg til å presentere mulige sammenhenger mellom Q-systemet og injeksjonsparametere. Teorien i dette kapitlet er hentet fra NGIs håndbok for Q-systemet, samt Vegdirektoratets rapport fra Frøyatunnelen.

5.1 Q-systemet

Q-systemet er et bergmasseklassifiseringssystem som ble utviklet av NGI i perioden 1971-1974. Siden den gang har systemet vært i konstant utvikling, for å tilpasses den drivende utviklingen i teknologi og utstyr knyttet til bergsikring. Det har utviklet seg til å bli et anerkjent klassifiseringssystem, og blir brukt verden over. Q-systemet kan benyttes både for kartlegging av tunneler og bergrom, og kartlegging i dagen. Q-verdien beskriver bergmassens stabilitet, der høye Q-verdier gjenspeiler god stabilitet, mens lave Q-verdier gjenspeiler dårlig stabilitet. Q-verdien beregnes ut ifra seks parametere, kombinert i likning 5.1:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (5.1),$$

der:

RQD: Oppsprekningstall

J_n: Tall for sprekkesett

J_r: Sprekkeruhetstall

J_a: Tall for sprekkefylling

J_w: Sprekkevannstall

SRF: Spenningsfaktor (NGI, 2013)

For grundigere beskrivelse av de ulike parameterne og retningslinjer for valg av parameterverdier, henvises det til NGIs håndbok, *Veiledning for bruk av Q-systemet*. Vedlegg A4 viser en oversikt over de ulike parameterverdiene med enkle beskrivelser.

5.2 Effekt av forinjeksjon på Q-verdiene

Forinjeksjon vil, som tidligere nevnt, ikke bare redusere lekkasjene i undergrunnsanlegg, men vil også i mange tilfeller forbedre bergmassekvaliteten. Man kan anta at for en spesifikk bergmasse, vil forinjeksjon kunne medføre følgende forbedringer av de individuelle Q-parametere: RQD- verdien økes, f. eks. med 30-50%. J_n-verdier reduseres, f. eks. fra 9-6. J_r

økes, f. eks. fra 1 til 2, Ja reduseres, f. eks. fra 2-1. Jw økes, f. eks fra 0,5-1. SRF verdien kan øke i forkastningssoner med lite leirmateriale, eller i anlegg nære overflaten (Barton, 2002).

Totalt sett vil de individuelle forbedringene av Q-parameterne kunne føre til følgende forbedring av den totale Q-verdien:

$$\text{Før injeksjon: } Q = \frac{30}{9} \times \frac{1}{2} \times \frac{0,5}{1} = 0,8$$

$$\text{Etter injeksjon: } Q = \frac{50}{6} \times \frac{2}{1} \times \frac{1}{1} = 17$$

Ut ifra analyser utført av Barton (2002), vil den aller største forbedringen skje for friksjonskomponenten (FC) til den minst gunstige og mest permeable sprekkereetningen. Deformasjonsfaktoren, Δ , er en annen komponent som vil bli vesentlig forbedret ved forinjeksjon. Tabell 5.1 viser en oversikt over bergmasse- og tunnelparametre som kan bli forbedret ved forinjeksjon.

Tabell 5.1 Oversikt over ulike parametere som kan bli forbedret ved forinjeksjon (Barton, 2002)

Before pre-grouting	After pre-groting
Q = 0.8 (very poor)	Q = 16.7 (good)
Q _c = 0.4	Q _c = 8.3
V _p = 3.1 km/s	V _p = 4,4 km/s
E _{mass} = 7 GPa	E _{mass} = 20 GPa
Sigma _{cm} = 9 MPa	Sigma _{cm} = 25 MPa
P _r = 13.6 t/m ²	P _r = 4.9 t/m ²
L = 2.5	L = 0.1
K = 2.5 x 10 ⁻⁷ m/s	K = 10 ⁻⁸ m/s
Δ = 25 mm	Δ = 1 mm
FC = 14°	FC = 63°
CC = 1.7 MPa	CC = 8.3 MPa
B = 1.6 m c/c	B = 2.4 m c/c
S(fr) 10 cm	S (fr) None

Der

Q_c: Q-verdi normalisert for $\sigma_c/100$

V_p: P-bølgehastighet

E_{mass}: Statisk deformasjonmodul

Sigma_{cm}: Bergmassens kompresjonsstyrke

P_r : Tiltrengt radiale sikringstrykk

L: Lugeonverdi

K: Permeabilitet

Δ : Deformasjon målt i tunnel relatert til spennvidde

FC: Bergmassestyrkens friksjonskomponent gitt i grader (gitt av J_r , J_a og J_w)

CC: Bergmassestyrkens kohesivkomponent (Gitt av RQD, J_n ; SRF og $\sigma_c/100$)

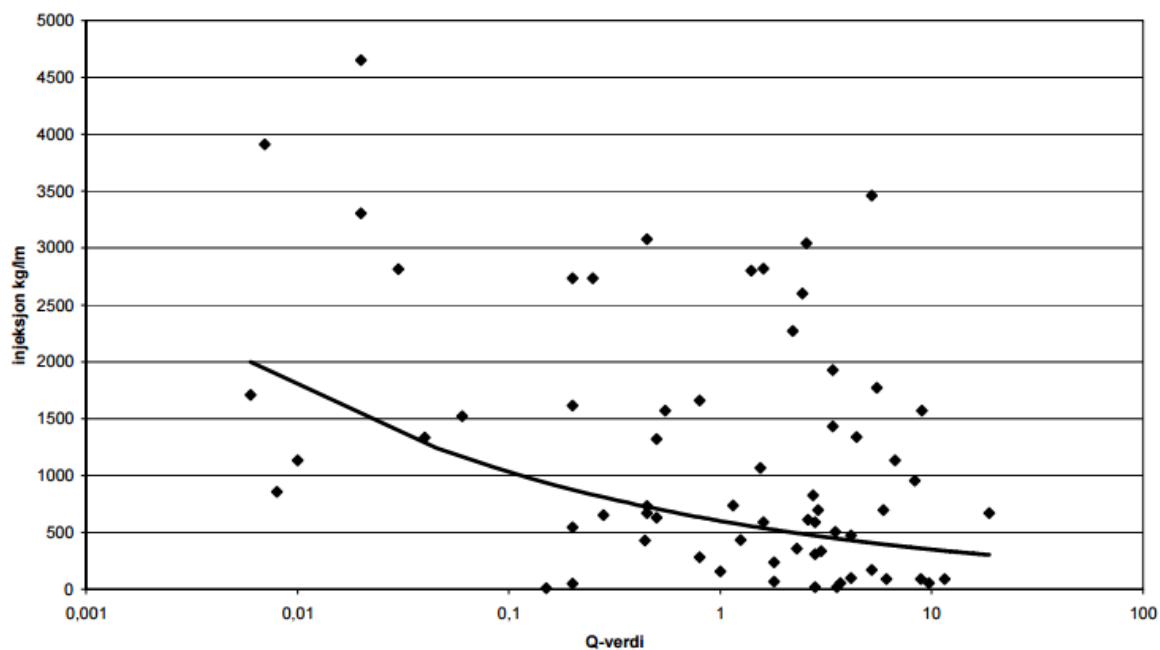
B: Stålbolt montert med systematisk avstand

S(fr): Stålfiberforsterket sprøytebetong (Barton, 2002)

5.3 Bruk av Q-systemet for å predikere injeksjonsbehov

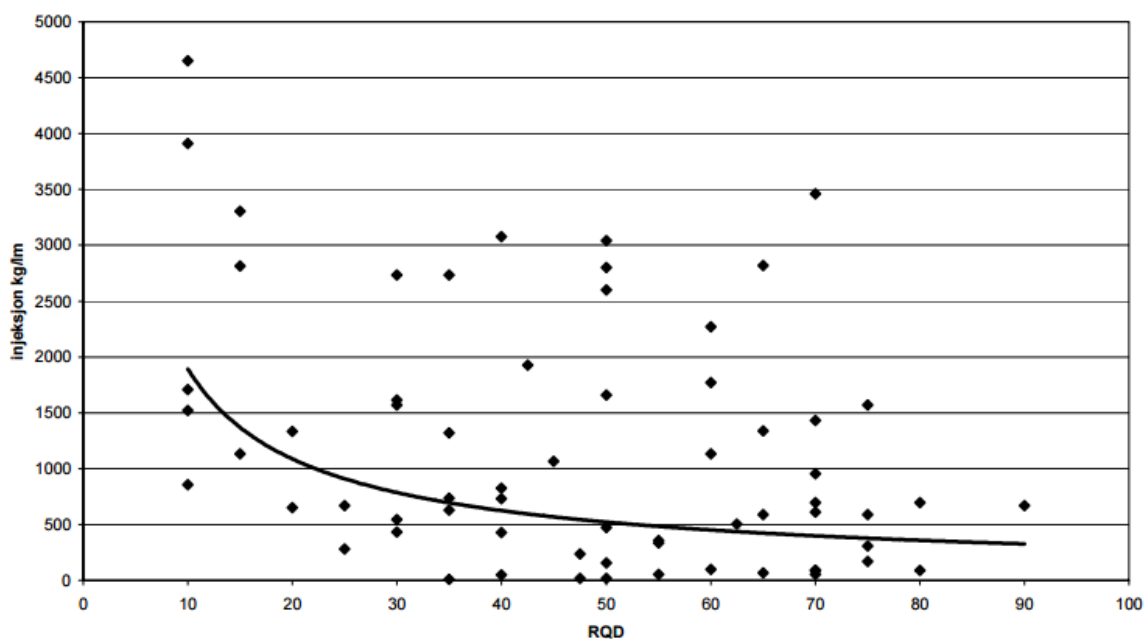
Q-systemet ble opprinnelig utarbeidet som et verktøy for klassifisering av bergmassekvalitet og sikringsbehov. I nyere tid har det imidlertid vært gjennomført flere studier der man har forsøkt å finne ut om Q-systemet kan anvendes på flere områder. Det hadde blant annet vært veldig nyttig å kunne bruke Q-verdiparameterne i sammenheng med vanntapsmålinger, for å gi en realistisk prognose på injeksjonsbehovet i et undergrunnsanlegg. Gjennom det norske forskningsprosjektet "Miljø- og samfunnstjenlige tunneler", ble data fra Frøyatunnelen, benyttet til å forsøke å finne en sammenheng mellom Q-verdier og injeksjonsmengde. Hver av de 6 Q-parameterne ble plottet mot injeksjonsforbruket, for å undersøke om det kunne avdekkes noen sammenheng mellom kartlagt verdi og injeksjonsforbruk. Under følger en oppsummering av analyseresultatene.

Q-verdi: Det ble funnet en svak sammenheng der injeksjonsforbruket minket med økende Q-verdier. Se figur 5.1



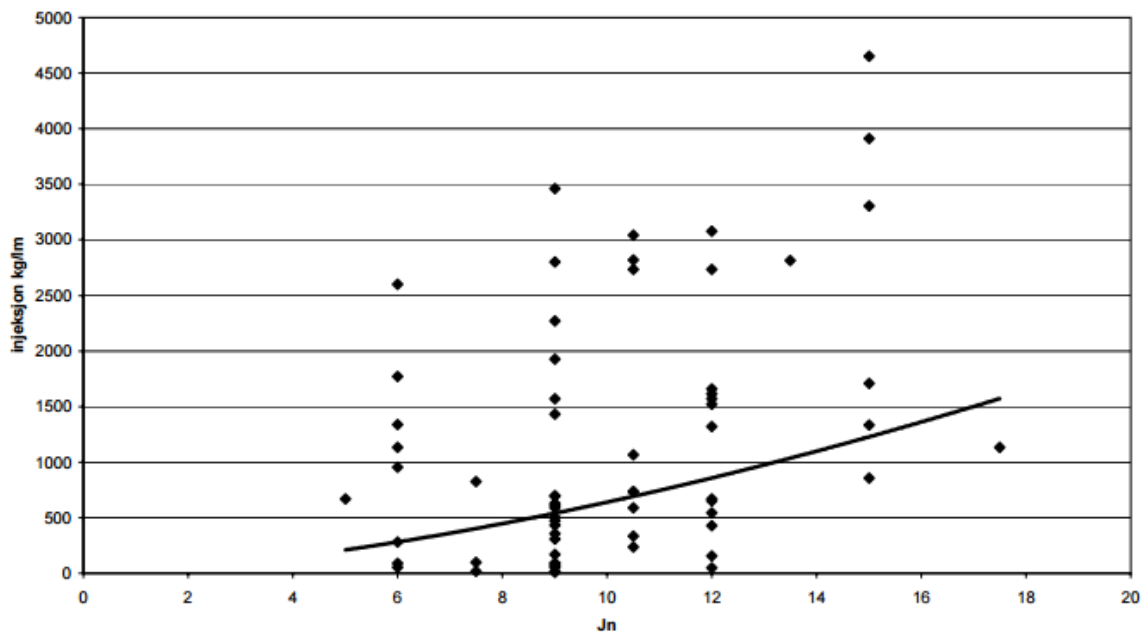
Figur 5.1 Q-verdier plottet mot injeksjonsforbruk for Frøyatunnelen (Bhasin, 2002).

RQD: Det ble ikke funnet noen tydelig sammenheng der lavere RQD-verdier ga større injeksjonsforbruk. Det ble likevel funnet en tendens til at det ved lave RQD-verdier var et høyt forbruk av injeksjonsmasse. Se figur 5.2



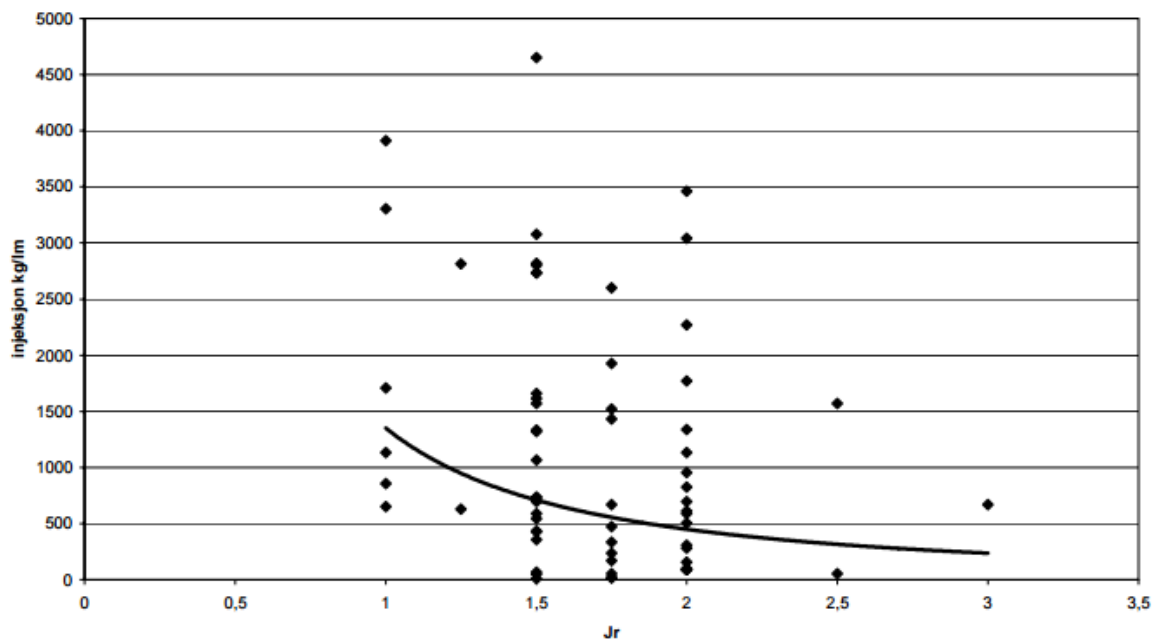
Figur 5.2 Sammenheng mellom RQD-verdier og injeksjonsforbruk på Frøyatunnelen (Bhasin, 2002)

Jn(Tall på sprekksett): Det ble funnet en sammenheng mellom antall sprekksett og forbruket av injeksjonsmasse, der injeksjonsforbruket økte med antall sprekksett. Se figur 5.3.



Figur 5.3 Sammenheng mellom Jn-verdier og injeksjonsforbruk på Frøyatunnelen (Bhasin, 2002)

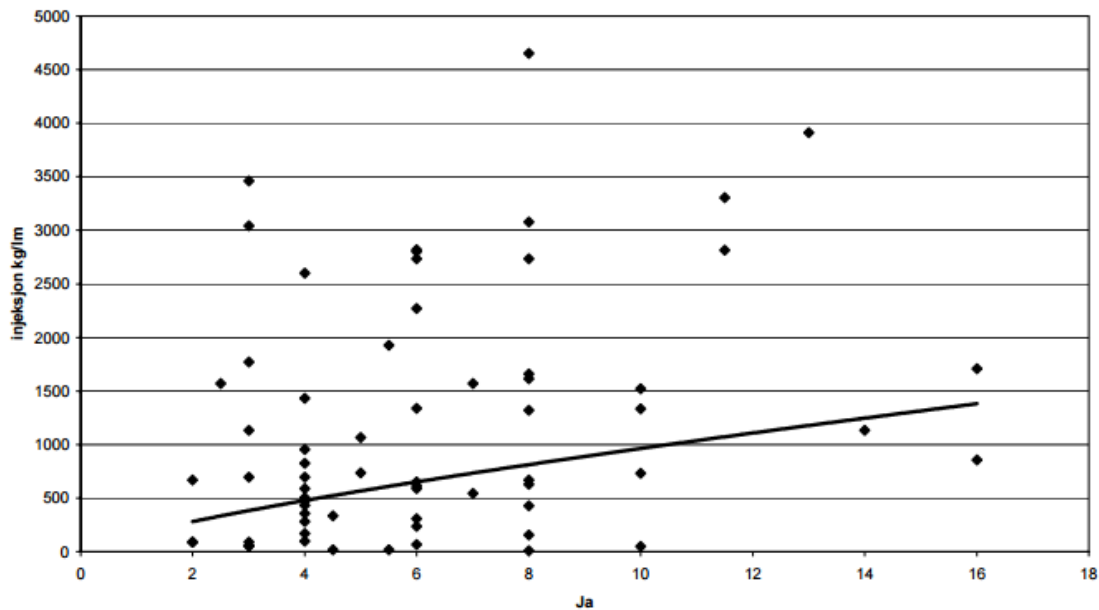
Jr(Ruhetstall): Det ble registrert et høyt masseforbruk for glatte sprekker. Det gjennomsnittlige injeksjonsforbruket sank også ved økende Jr-verdier. Se figur 5.4



Figur 5.4 Sammenheng mellom Jr-verdier og injeksjonsforbruk på Frøyatunnelen (Bhasin, 2002)

Ja(Tall på sprekkefylling): Det ble ikke funnet noen klar sammenheng mellom tall på sprekkefylling og injeksjonsmengde. Det er likevel en liten trend som indikerer at injeksjonsmengden økte med sprekkefyllingen. Denne trenden er likevel usikker, da det eksisterte soner med både leire og knust berg, der det like gjerne kan være det knuste berget som var årsaken til det økte masseforbruket. Figur 5.5 viser sammenhengen mellom Ja-

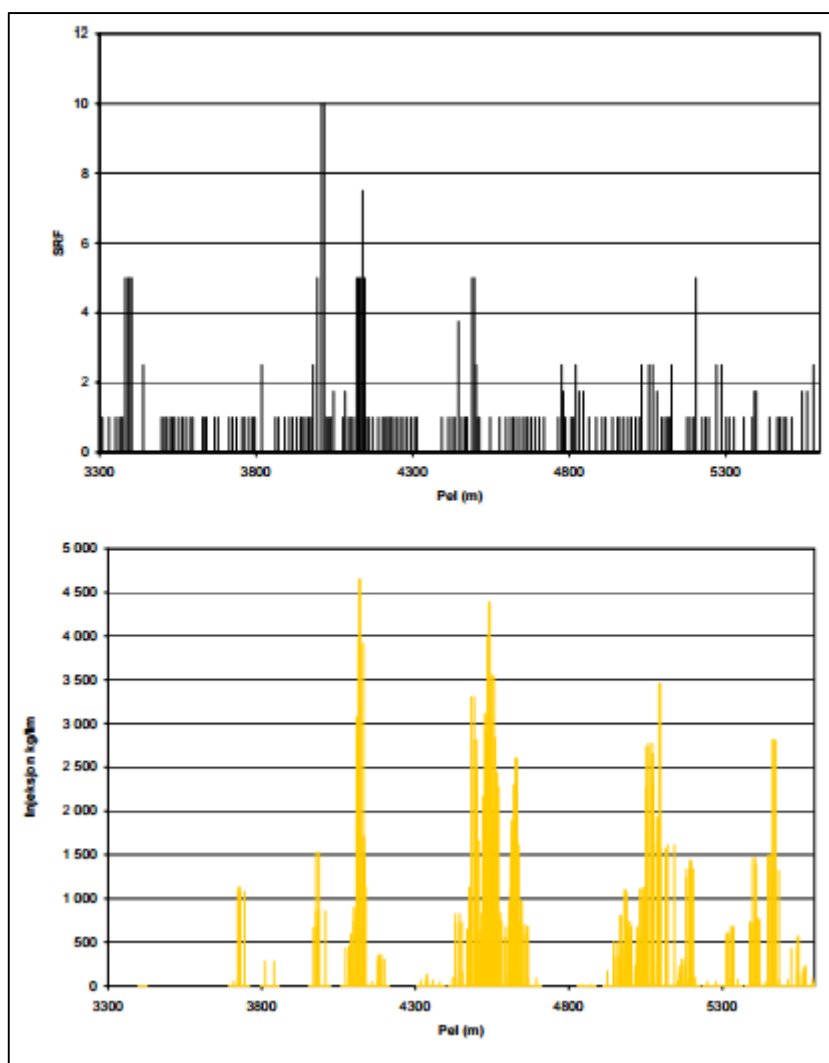
verdiene og injeksjonsforbruket i Frøyatunnelen.



Figur 5.5 Sammenheng mellom Ja-verdiene og injeksjonsforbruket i Frøyatunnelen (Bhasin, 2002)

Jw(Sprekkevannstall): Sprekkevannstallet var som regel 1 langs hele tunnelen pga. forinjeksjonen. Sprekkevannstallet kunne derfor ikke bidra med kvalitativ informasjon til analysen. Man kan imidlertid bruke observasjoner fra innlekkasjene i sonderhull eller injeksjonshull, til å si noe om hvor stort injeksjonsforbruk man kan forvente.

SRF: Det ble ikke foretatt noen spenningsmålinger i tunnelen, men spenningsfaktoren var stort sett satt til 1, med unntak av områder der tunnelen krysset svakhetssoner. I disse områdene varierte SRF-verdiene fra 2,5-10. Injeksjonsforbruket var høyere for SRF-verdiene som var høyere enn 1, se figur 5.6.



Figur 5.6 Sammenheng mellom SRF-verdi og injeksjonsforbruk (Bhasin, 2002)

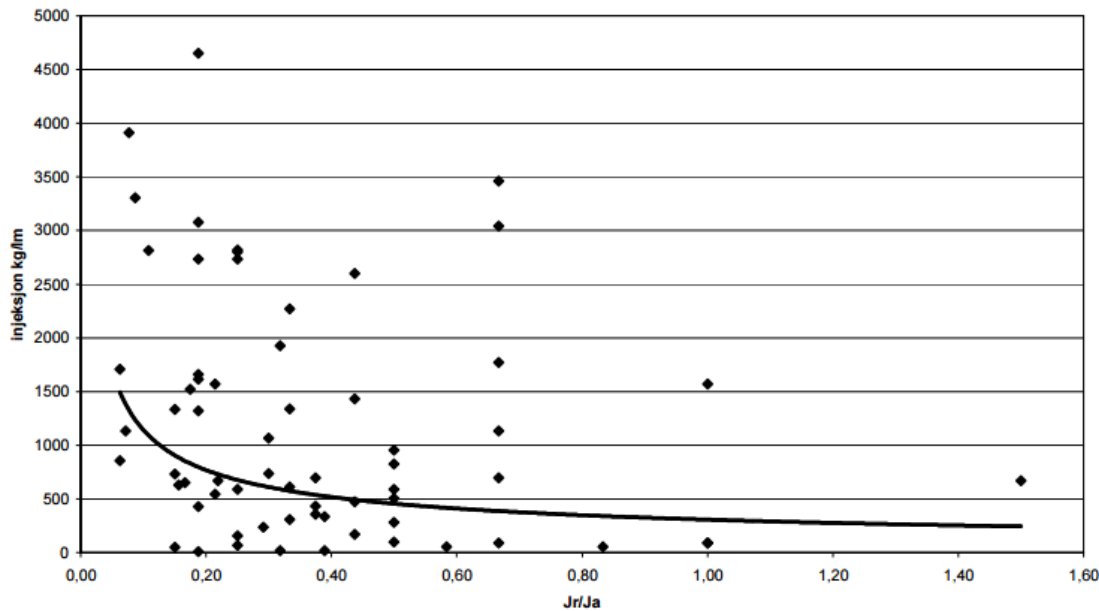
Selv om de enkelte parameterne i Q-systemet hver for seg ikke viste noen veldig tydelig sammenheng mellom parameterverdi og injeksjonsforbruk, var det mulig å finne mer distinkte sammenhenger dersom man i stedet så på forholdet mellom de ulike parameterne. De seks parameterne i Q-systemet deles ofte inn i tre forholdstall:

$$\frac{RQD}{J_n} = \text{Oppsprekningsgrad}$$

$$\frac{J_r}{J_a} = \text{Bergmassens minimale skjærfasthet}$$

$$\frac{J_w}{SRF} = \text{Aktiv spenning}$$

Da man vurderte de tre forholdstallene, fant man en litt tydeligere trend enn de man fant ved å analysere hver parameter individuelt. Blant annet ble det observert at når forholdet Jr/Ja minket, økte injeksjonsmengden betraktelig, se figur 5.7



Figur 5.7 Sammenheng mellom Jr/Ja og injeksjonsforbruk for Frøyatunnelen (Bhasin, 2002)

Tillempet Q-verdi

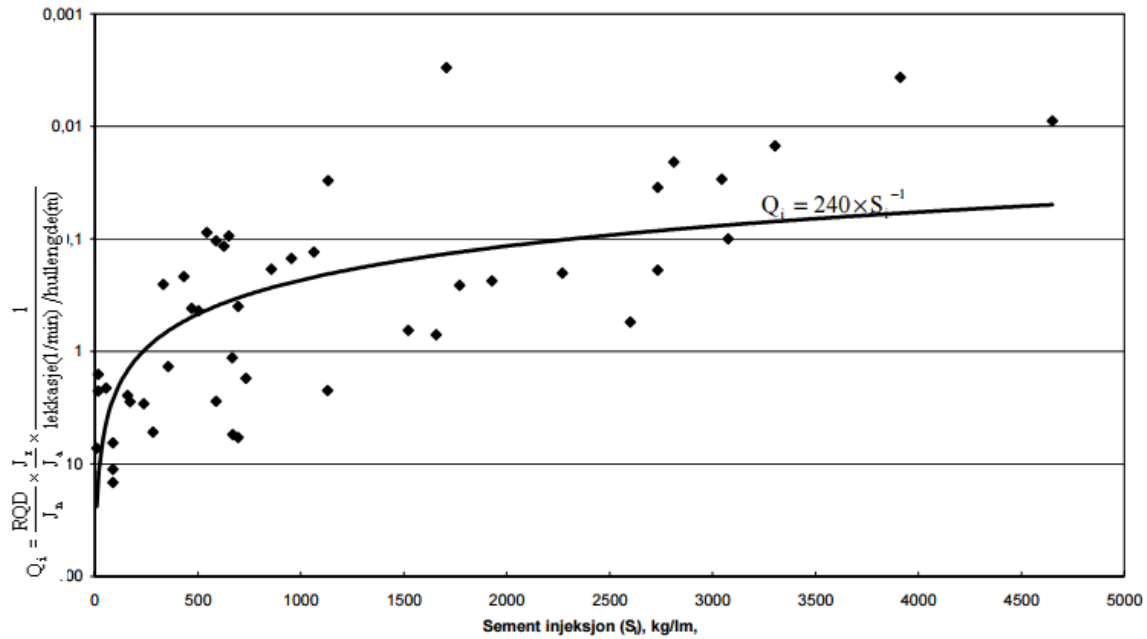
Gjennom analyser av injeksjonsdata fra Frøyatunnelen, ble det kommet fram til en tillempet Q-verdi, som ga bedre korrelasjon med injeksjonsforbruket enn den ordinære Q-verdien. Den tillempede Q-verdien, Q_i er gitt i likning 5.2:

$$Q_i = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{1}{\text{lekkasje(l/min)/hullengde(m)}} \quad (5.2)$$

I tillegg til oppsprekingsgrad og skjærstyrke tar formelen hensyn til innlekkasjer i tunnel og lengden av borehullet. Det viser seg at ved en enkel likning som relaterer Q_i -verdien til injeksjonsmengden, S_i , i Frøyatunnelen, fant man forholdsvis god relasjon mellom den tillempede Q-verdien og injeksjonsmengden. Sammenhengen mellom parameterne er gitt av likning 5.3:

$$Q_i = \frac{240}{S_i} \quad (5.3)$$

Formelen er veldig enkel, og kan brukes til å estimere injeksjonsmengdene dersom man har et gitt lekkasjekriterium (Bhasin, 2002). Figur 5.8 viser sammenhengen mellom Q_i og S_i .



Figur 5.8 Sammenhengen mellom tillempet Q-verdi, Q_i og injeksjonsmengde, S_i (Bhasin, 2002)

5.4 Oppsummering av resultatene fra Frøyatunnelen

Resultatene fra Frøyatunnelen avdekket at de kartlagte Q-parameterne i flere tilfeller korrelerte med injeksjonsforbruket langs tunneltraseen. Det var imidlertid stor spredning av data, som man kan se av figur 5.1-5.8. Teorien fra delkapittel 3.3, beskrev hvordan permeabiliteten til en bergmasse er avhengig av sprekkeegenskapene. Resultatene fra Frøyatunnelen samsvarte med teorien, med unntak av parameteren J_a , der man ville forventet at injeksjonsforbruket minket med økende sprekkefyllingstall. Analyser fra Strindheimtunnelen, tilsvarende dem som ble utført for Frøyatunnelen, vil bli presentert i kapittel 6.

6 Presentasjon av injeksjonsdata fra Strindheimtunnelen

I dette kapittelet vil injeksjonsdata fra Strindheimtunnelen presenteres ved hjelp av grafer og figurer utarbeidet av undertegnede. Innledningsvis i kapittelet vil injeksjonsmetoder og prosedyrer som ble benyttet under driving bli beskrevet. Deretter vil data fra injeksjonen presenteres i sammenheng med kartleggingsdata, med formål om å synliggjøre eventuelle sammenhenger mellom Q-parametere og injeksjonsmengde.

6.1 Måling av innlekkasje

Det ble ikke gjennomført noen systematisk måling av innlekkasjeverdiene i tunnelen før oppstart av injeksjon. Det ble heller ikke gjennomført sonderboring, da eventuelle innlekkasjer ble registrert i forbindelse med boring av injeksjonshullene. De fleste injeksjonshullene viste seg å være tørre, og det var kun sporadiske tilfeller der man kunne observere lekkasje gjennom injeksjonshullene (Gudmundsson, H. Personlig kommunikasjon 29.04.2015). Det ble i midlertid gjennomført en del Lugeontester langs tunneltraseen som en del av forundersøkelsene. Lugeonverdiene varierte for det meste mellom 1 og 5, med unntak av området rundt påhugget på Møllenberg der verdiene var litt høyere. Den høyeste målingen som ble gjort var på 12,0, og ble foretatt på Møllenberg. Fordelinger av verdier langs traseen er vist i det geologiske profilet i vedlegg 1. Tabell 6.1 viser sammenhengen mellom Lugeonverdier og konduktivitet.

Tabell 6.1 Sammenheng mellom Lugeonverdi og konduktivitet i bergmassen (Nilsen & Palmstrøm, 2000).

Type of discontinuity and aperture	Typical Lugeon Value	Recommended grout material
Open channels/karst (stone/gravel)	≥ 50	Cement with sand/gravel and accelerator/expanding admixture
Major discontinuities, aperture ≥ 1 cm (coarse gravel)	10-50	Cement with bentonite or plasticizer/expanding admixture. Polyurethane for stopping flowing water
Intermediate discontinuities(joints), aperture 0,3-1 cm (gravel)	3-15	Cement with superplasticizer (SP). Polyurethane is useful if there is flowing water
Joints aperture 0,01-0,1 cm (coarse- intermediate sand)	1-5	Micro-cement with SP. Polyurethane, silicates, acryles.
Small joints, aperture $\leq 0,01$ cm (fine-intermediate sand)	≤ 1	Ultra fine grained micro-cement with SP an/or silicates, acryles, epoxy, polyurethane

Resultatene fra Lugeontestene viste derfor at den hydrauliske konduktiviteten var lav langs mesteparten av tunnelen, og moderat ved påhugget på Møllenberg. Forholdene kan derfor sies å ha vært forholdsvis tørre, noe som også ble bekreftet av den minimale lekkasjen fra injeksjonshullene. For å forsikre seg om at lekkasjenivået var innenfor kravene, ble det

gjennomført systematiske innlekkasjemålinger etter hvert som tunnelen ble injisert. Innlekkasjen ble målt i liter per minutt for en gitt tunnelstrekning. Den målte innlekkasjen ble så omregnet til liter per minutt per 100 m tunnel, for å kunne sammenlignes direkte opp mot de gitte innlekkasjekravene som også var gitt i l/min/100 m. Resultatene fra lekkasjemålingene viste liten innlekkasje langs hele tunneltraseen. Alle testresultatene viste verdier som lå innenfor de gjeldende tetthetskravene. Detaljert oversikt over målt innlekkasje samt krav til innlekkasje for de ulike pelnummerne er vist i vedlegg A5.

6.2 Injeksjonsomfang

For vegtunneler med strenge tetthetskrav skal det alltid settes opp en endelig plan for injisering (Vegdirektoratet, 2014). Dette har også blitt gjort for Strindheimtunnelen. Tunnelen har blitt delt inn i fire kategorier basert på geologiske forhold og tetthetskrav. De fire kategoriene er moderat, moderat pluss, moderat pluss 2 og omfattende injeksjonsomfang. Tabell 6.2 viser en oversikt over fordelingen av de ulike kategoriene langs tunneltraseen.

Tabell 6.2 Oversikt over aktuelle injeksjonsomfang (Feragen, 2011)

Tunnelløp	Samlet lekkasjekrav alle tunnellop (liter/minutt/100m)							
	16	18	13	10	13	10	8	6
Injeksjonsomfang	Moderat		Moderat pluss		Moderat pluss 2		Omfattende	
Hovedløp øst(HØ)	Fra påhugg (ca 2426) til ca pel 1563. F.o.m. skjerm på pel 1563 bores 39 hull i krans, 5 i stuff (totalt 44 hull for T9,5)		Pel 1563-1116,3		Pel 1116,3-510,4		Pel 510,4-400 Pel 400-295	
Hovedløp vest(HV)	Fra påhugg (ca 2411,5) til ca 1547,5 F.o.m skjerm på pel 1547,5 bores 39 hull i krans, 5 i stuff (totalt 44 hull for T9,5)		Pel 1547,5 - ca pel 1110		Ca pel 1110 - ca pel 503,5		Ca pel 503,5 - ca pel 395 Ca pel 395 - 295	
Rampe øst (RØ)	Fra påhugg (ca pel 737) til 370 (kobling HØ)						For strekningen 600 - 295 er det laget skjematisk oppsett med utfyllende detaljer	
Rampe vest (RV)	Fra påhugg (ca pel 659) til 272 (kobling HV)							

6.2.1 Moderat injeksjonsomfang

Som man kan se av tabell 6.2, er prosedyren for moderat injeksjonsomfang benyttet fra østlig påhugg og fram til pel 1563 i det østgående løpet. For det vestgående løpet er prosedyren benyttet fram til pel 1547,5. Tabell 6.3 viser prosedyren for moderat injeksjonsomfang.

Tabell 6.3 Injeksjonsprosedyre for moderat injeksjonsomfang. Modifisert etter (Feragen, 2011)

Injeksjonsprosedyre moderat injeksjonsomfang	
Hullengde	24 m
Stikning heng og vegger	Hullene ble vinklet ca 9,6° i forhold til tunnelaksen. Dette medførte at enden på hullene var 4m fra tunnelprofilen.
Stikning ligg	Hullene i ligg ble vinklet ca 12° i forhold til tunnelaksen. Dvs at enden av hullene lå 5 m under tunnelsålen.
Stikning stuffhull	Stuffhullene ble boret parallelt med tunnelaksen(0°)
Overlapp	Overlappen mellom skjermene ble satt til å være minst 4m. Dvs at det kunne sprenges opptil 4 salver à 5m mellom hver skjerm.
Antall hull i skjerm	Hovedløp(T9,5): 27 rundt profilet, 5 i stuff Hovedløp med nisje(T12,5): 31 rundt profilet, 7 i stuff
Sementtype	Industrisement fra østlig påhugg og fram til sammenkobling med rampeløpene. Mikrosement fra rampeløp og videre vestover
Stopptrykk heng og vederlag	60 Bar
Stopptrykk ligg	60 Bar, men kunne økes til 70 Bar dersom det ble vanskelig å få inn masse
Innpumpingshastighet	Maks 30 l/min
Pumpeprosedyre	Det skulle først pumpes 400 liter med v/c=1. Dersom trykk ikke ble oppnådd skulle v/c forholdet endres til 0,7 eller 0,6. Deretter skulle det pumpes inntil 500 liter med den nye massen. Dersom ønsket trykk fortsatt ikke ble oppnådd, skulle v/c forholdet endres til 0,5. Dersom trykk ikke ble oppnådd med v/c=0,5, skulle hullet avsluttes når det var pumpet 600 l med v/c=0,5. Hullet skulle avsluttes med styrt herding. Ved utgang til stuff og/eller andre tunnellop skulle det benyttes muring.

Den gitte skjermgeometrien måtte også tilpasses ved tverrforbindelser, sammenkobling mellom rampeløp/hovedløp, begrenset overdekning og avstand mellom tunnellop. Antall hull, hullengder og stikning måtte da modifiseres (Feragen, 2011).

6.2.2 Moderat pluss injeksjonsomfang

Prosedyren moderat pluss beskriver injeksjonsomfang mellom moderat og omfattende.

Prosedyren ble benyttet fra ca pel 1563(østgående hovedløp)/pel 1547,5(vestgående hovedløp) til ca pel 1116,3(østgående hovedløp)/ 1110,0(vestgående hovedløp). Etter dette ble tunnelen drevet inn i sonen med kleberstein, der mer omfattende injeksjonsarbeid ble tatt i bruk (moderat pluss 2). Prosedyren er oppsummert i tabell 6.4.

Tabell 6.4 Injeksjonsprosedyre moderat pluss injeksjonsomfang. Modifisert etter (Feragen, 2011).

Injeksjonsprosedyre moderat pluss injeksjonsomfang	
Hullengde	24 m
Stikning heng og vegger	Hullene ble vinklet ca 9,6° i forhold til tunnelaksen. Dette medførte at enden på hullene var 4m fra tunnelprofilen.
Stikning ligg	Hullene i ligg ble vinklet ca 12° i forhold til tunnelaksen. Dvs at enden av hullene lå 5 m under tunnelsålen.
Stikning stufthull	Stufthullene ble boret parallelt med tunnelaksen(0°)
Overlapp	Overlappen mellom skjermene ble satt til å være minst 4m. Dvs at det kunne sprenges opptil 4 salver à 5m mellom hver skjerm.
Antall hull i skjerm	Hovedløp(T9,5): 39 rundt profilet, 5 i stuf
Sementtype	Mikrosement, med forbehold om at industrisement kunne vurderes ved store innganger.
Stopptrykk heng og vederlag	-Til profil 564,5(HØ)/571,0(HV): 60 bar -Fra profil 564,5(HØ)/571,0(HV): 50 bar
Stopptrykk ligg	-Til profil 564,5(HØ)/571,0(HV): 60 bar -Fra profil 564,5(HØ)/571,0(HV): 50 bar
Innpumpingshastighet	Maks 30 l/min
Pumpeprosedyre	Fram til pel 564,5 HØ/571,0 HV ble det utarbeidet individuelle injeksjonsskjema fortløpende for hver injeksjonsskjerm. Fra pel 564,5/571,0 er pumpeprosedyren vist i tabell 6.6

På bakgrunn av erfaring med utførte injeksjoner ble det vurdert som aktuelt å endre stopptrykk avhengig av overdekning, og også benytte ulikt stopptrykk i ligg/vegger og heng. Fram til profil 564,5/571,0 ble detaljert oversikt over mengden som skulle pumpes med hvert v/c forhold oppført på individuelle skjemaer som ble utarbeidet for hver injeksjon.

Detaljert oversikt over hvilke mengder som skulle pumpes med de ulike v/c forholdene fra profil 564,5/571,0 er vist i tabell 6.5.

Tabell 6.5 Oversikt over v/c tall og injeksjonsvolum for skjerm med og uten lekkasje moderat pluss og moderat pluss 2 injeksjonsomfang (Feragen, 2011)

v/c	Skjerm uten lekkasje	Skjerm med lekkasje
	Mengde [liter]	Mengde [liter]
1,0	700 – 800	1000 – 1500
0,8	500 – 600	800 – 1300
0,6	300	300
0,5	100	100

For v/c=0,6 og 0,5 ville det være aktuelt å tilsette mauringsmateriale dersom det ikke skjedde noen trykkoppbygning i det aktuelle hullet. Dersom det forekom lite inngang, eller kun hullfylling i nabohullene, skulle det vurderes å pumpe opptil 300 liter ekstra med v/c=0,6, før det ble tilsatt mauring. Ved utganger til stuff og/eller andre tunnellop skulle det benyttes mauring (Feragen, 2011).

6.2.3 Moderat pluss 2 injeksjonsomfang

Injeksjonsomfanget moderat pluss 2 var tilpasset klebersteinssonen fra pel 1116,3-510,4 (hovedløp øst)/1110,0-503,5(hovedløp vest). Dette innebar økt overlapp mellom skjerm og større stikning. Behov for endring av prosedyren ble vurdert fortløpende, basert på observasjoner og resultater fra utførte injeksjoner. Prosedyren er vist i tabell 6.6.

Tabell 6.6 Injeksjonsprosedyre moderat pluss 2 injeksjonsomfang. Modifisert etter (Feragen, 2011).

Injeksjonsprosedyre moderat pluss 2 injeksjonsomfang	
Hullengde	24 m
Stikning heng, vederlag og ligg	Hullene i ligg ble vinklet ca 12° i forhold til tunnelaksen. Dvs at enden av hullene lå 5 m fra tunnelprofilet
Stikning vegger	Hullene i veggene hadde en tilpasset vinkling slik at enden av hullet var 4-5m fra tunnelprofilet i det aktuelle snittet.
Stikning stuffhull	Stuffhullene ble boret parallelt med tunnelaksen(0°)
Overlapp	Overlapp: Overlappen mellom skjermene var på minst 7m, dvs at det ble sprengt inntil 17m mellom hver skjerm.
Antall hull i skjerm	Hovedløp (T9,5): 45 hull á 24 m (40 rundt profilet, 5 i stuff) og ca 12 hull á 5 m i heng mellom de lange injeksjonshullene (annet hvert hull 24 m og 5 m). Totalt 57 hull De korte injeksjonshullene ble boret med stikning ca 22°
Sementtype	Mikrosement
Stopptrykk heng og vederlag	50 Bar
Stopptrykk ligg	50 Bar
Innpumpingshastighet	Maks 30 l/min
Pumpeprosedyre	Se tabell 6.5

6.2.4 Omfattende injeksjonsomfang

Prosedyren for omfattende injeksjonsomfang ble benyttet fra ca profil 500-295(profilnummer regnes fra østgående hovedløp). Det var utarbeidet to prosedyrer for omfattende injeksjon, en fra pel 500-400, og en fra pel 400-295. Prosedyren er vist i tabell 6.7.

Tabell 6.7 Injeksjonsprosedyre omfattende injeksjonsomfang pel 500-400. Modifisert etter (Feragen, 2011)

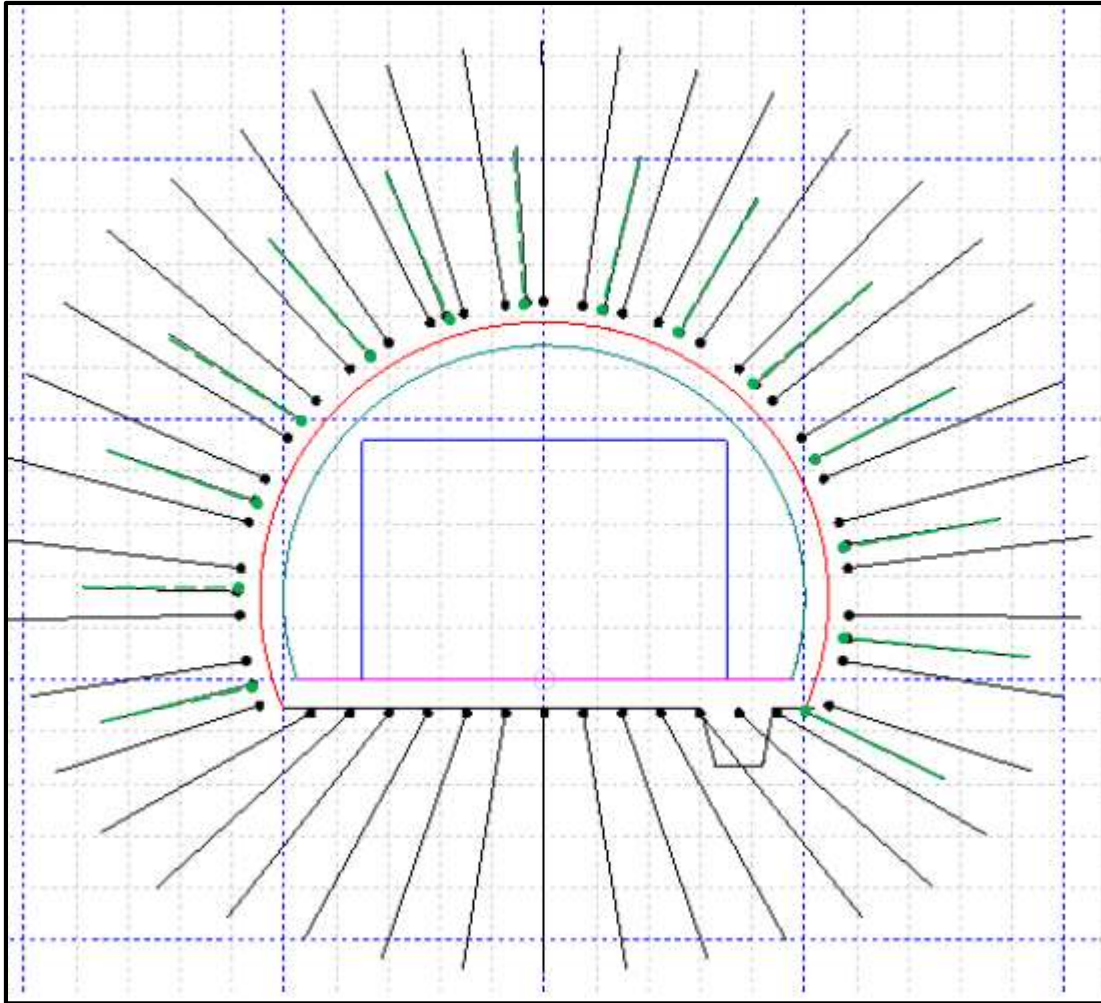
Injeksjonsprosedyre omfattende injeksjonsomfang pel 500-400	
Hullengde	24 m
Stikning heng, vederlag	Hullene i vederlag og heng skulle i utgangspunktet vinkles ca 12° i forhold til tunnelaksen, dvs at enden av hullene lå ca 5 m utenfor tunnelprofilet.
Stikning ligg	Hullene ble vinklet ca 12 ° i forhold til tunnelaksen, dvs at enden av hullene var 5 m under tunnelprofilet.
Stikning vegger	Vinklingen på hullene ble tilpasset slik at enden på hullene var 4-5 m unna tunnelprofilet(tilpasset for å holde en avstand på 1,5 m i enden av hullene.
Stikning vegger, vederlag og heng	14 av hullene i vegger, vederlag og heng ble boret med mindre stikning. Enden av disse hullene var ca 3,5m utenfor tunnelprofilet, og er markert med grønt i figur 6.1.
Stikning stoffhull	Stoffhullene ble boret parallelt med tunnelaksen(0°)
Overlapp	Det ble sprengt inntil 15 m mellom hver skjerm, dvs. overlappen mellom skjermene var på minst 9 m. Behov for kortere avstand mellom skjerner (10 – 12 m) ble vurdert fortløpende.
Antall hull i skjerm	Hovedløp(T9,5): 40 hull rundt profilet, 10- 15 i stoff*. Totalt 50-55 stk
Sementtype	Mikrosement
Stopptrykk ligg og midtveis opp i veggene	40 Bar
Stopptrykk resten av veggene, vederlag og heng	30 Bar
Innpumpingshastighet	Maks 30 l/min
Pumpeprosedyre	Se tabell 6.8
Kontrollskjermer	Kontrollhull ble boret og injisert for skjerner der det ble registrert innlekkasje. Hullengden var på 18 m, og hullplasseringen ble tilpasset lekkasjeområdene

* Entreprenør mente at stoffhullene hadde lite for seg, og disse ble fjernet fra og med profil 504, og det ble i stedet boret flere hull tettere rundt konturen (Gudmundsson, H. Personlig kommunikasjon 8.5.15).

Tabell 6.8 Oversikt over v/c tall og injeksjonsvolum for skjerner med og uten lekkasje ved omfattende injeksjonsomfang pel 500-250 (Feragen, 2011)

v/c	Skjerm uten lekkasje	Skjerm med lekkasje
	Mengde [liter]	Mengde [liter]
1,0	700 – 800	1000 – 1500
0,8	500 – 600	800 – 1300
0,6	400	500 - 1000

Dersom det ikke ble oppnådd trykk for v/c tall 0,6 skulle det benyttes mauring. Mauring skulle også benyttes dersom man fikk utgang til stoff og/eller andre tunneløp.



Figur 6.1 Geometri injeksjonsskjerm omfattende injeksjonsprosedyre (Feragen, 2011)

Injeksjonsprosedyren fra pel 400-250 var ganske identisk med prosedyren fra pel 500-400, men med noen flere injeksjonshull. Prosedyren er presentert i tabell 6.9.

Tabell 6.9 Injeksjonsprosedyre omfattende injeksjonsomfang pel 400-295. Modifisert etter (Feragen, 2011)

Injeksjonsprosedyre omfattende injeksjonsomfang pel 400-295	
Hullengde	24 m
Stikning heng, vederlag	Hullene i vederlag og heng skulle tilpasses slik at endene på hullet var 4 m unna profilet(Måtte også tilpasses overdekningen).
Stikning ligg	Hullene ble vinklet ca 12 ° i forhold til tunnelaksen, dvs at enden av hullene var 5 m under tunnelprofilet.
Stikning vegger	Vinklingen på hullene ble tilpasset slik at enden på hullene var 4-5 m unna tunnelprofilet.
Stikning vegger, vederlag og heng	14 av hullene i vegger, vederlag og heng ble boret med mindre stikning. Enden av disse hullene var ca 3,5m utenfor tunnelprofilet, og er markert med grønt i figur 6.1.
Stikning stuffhull	Stuffhullene ble boret parallelt med tunnelaksen(0°)
Overlapp	Det ble sprengt inntil 15 m mellom hver skjerm, dvs. overlappen mellom skjermene var på minst 9 m. Behov for kortere avstand mellom skjerner (10 – 12 m) ble vurdert fortløpende.
Antall hull i skjerm	Hovedløp(T9,5): 40-45 hull rundt profilet. 15-20 i stuff. Totalt 60 hull.
Sementtype	Mikrosement
Stopptrykk ligg og midtveis opp i veggene	40 Bar
Stopptrykk resten av veggene, vederlag og heng	30 Bar
Innpumpingshastighet	Maks 30 l/min
Pumpeprosedyre	Se tabell 6.8
Kontrollskjerner	Kontrollhull ble boret og injisert for skjerner der det ble registrert innlekkasje. Hullengden var på 18 m, og hullplasseringen ble tilpasset lekkasjeområdene

Antall hull, hullengder og stikning ble også tilpasset ved nisjer, tverrforbindelser og begrenset overdekning. Som man kan se av tabell 6.7 og 6.9, ble det for den omfattende injeksjonsprosedyren boret kontrollhull for å forsikre at tetthetskravene var oppnådd.

Det er viktig å presisere at prosedyrene som er presentert ovenfor er generelle prosedyrer. Injeksjonsprosedyrene som ble utarbeidet for hver enkelt injeksjonsskjerm tok utgangspunkt i de generelle prosedyrene, men ble tilpasset forholdene man observerte under driving.

6.3 Uønskede hendelser i forbindelse med injeksjonen av Strindheimtunnelen

En av de store utfordringene med Strindheimtunnelen var den til tider tynne overdekningen. Det var derfor stor sannsynlighet for å pumpe injeksjonsmasse opp i dagen. Dette skjedde også ved 4-5 anledninger. Ved drivingen av rampetunnelene ved Strindheim, forekom det ved

2-3 anledninger at injeksjonsmasse ble pumpet opp i hager som befant seg over tunnellopene. Siden oppstod det en hendelse ved en poretrykksbrønn ved Weidemanns vei, der spruten sto 5-6 m opp i luften. Bilde av brønnen er gitt i figur 6.2. Siste tilfelle skjedde i nedre Møllenbergsgate der det ble utgang opp gjennom asfalten, og flere biler ble tilsølt med injeksjonsmasse. Der det var fare for utgang i dagen, hadde byggherre Statens Vegvesen til enhver tid en kontrollingeniør på vakt som sjekket for utganger. I tillegg ble operatør gjort veldig oppmerksom på å overvåke trykk og strømming, og være spesielt på vakt dersom det ikke forekom noen trykkoppbygning. Sonene der det hadde forekommet masseutgang ble rensset godt etterpå (Gudmundsson, H. Personlig kommunikasjon 26.05.15).



Figur 6.2 Utgang av injeksjonsmasse ved en grunnvannsbrønn (Gudmundsson, 2015)

6.4 Etterinjeksjon

Resultatene fra forinjeksjonen var hovedsakelig svært gode, men det var en strekning der det ble registrert såpass mye drypp etter forinjeksjonen at det ble bestemt å supplere med etterinjeksjon. Denne strekningen var mellom pel 850 og 925 for det vestlige hovedløpet, og 883-900 for det østlige hovedløpet. Etterinjeksjonen ble utført med 6 m lange hull.

(Gudmundsson, H. Personlig kommunikasjon 04.05.15).

6.5 Metode for analyse og presentasjon av data

Dataene som er blitt analysert i dette kapitlet er basert på injeksjonsprosedyrene, injeksjonsrapportene og kartleggingsrapportene fra Strindheimtunnelen. Disse ble skaffet til veie av medveileder Hlynur Gunmundsson i Statens Vegvesen. Grunnlagsmaterialet for de utførte analysene er basert på rapportene fra hovedløp øst. På grunn av at hovedløp øst ble drevet før hovedløp vest, ble dataene fra hovedløp øst vurdert til å være best skikket til videre analyse. Siden løpene lå svært nære hverandre, var det derfor stor sannsynlighet for at den utførte injeksjonen i det østlige løpet påvirket injeksjonsrundene i det vestlige løpet. Eksempel på injeksjonsrapport er vist i vedlegg 5. Gjennomsnittlig injeksjonsmengde for hver løpemeter av tunnelen er beregnet ut ifra likning 6.1:

$$\frac{\text{Injeksjonsmengde}(kg)}{lm} = \frac{\text{Total injeksjonsmengde pr skjerm}(kg)}{\text{Hullengde skjerm}(m)} \quad (6.1)$$

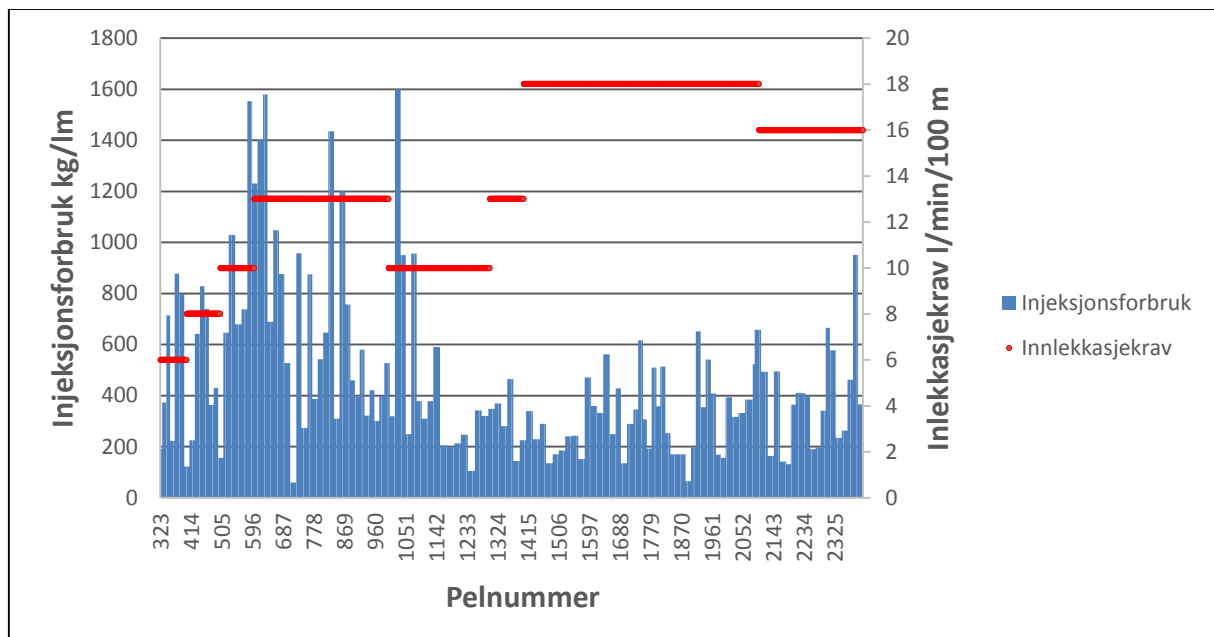
Hvert enkelt pelnummer har deretter blitt registrert med en tilhørende gjennomsnittlig injeksjonsmengde. Der man har overlapp mellom to injeksjonsskjermer, er det kun injeksjonsmengden beregnet fra den bakerste injeksjonsskjermen som er registrert på pelnummeret. Dette er for å unngå at overlappssonene blir registrert med dobbelt injeksjonsforbruk i forhold til de ikke overlappende sonene. Da hele tunnelen har blitt regelmessig kartlagt etter Q-systemet, har hvert pelnummer også en tilhørende Q-verdi. Det har derfor vært mulig å plote injeksjonsmengden mot kartlagte Q-parametere for hele den injiserte tunnelstrekningen. Dette har gitt et stort datagrunnlag for videre vurdering og analyse av resultatene. Programmet som ble benyttet under analysen var Microsoft Excel.

Resultatene fra analysene vil bli presentert i delkapittel 6.6.

6.6 Analyseresultater

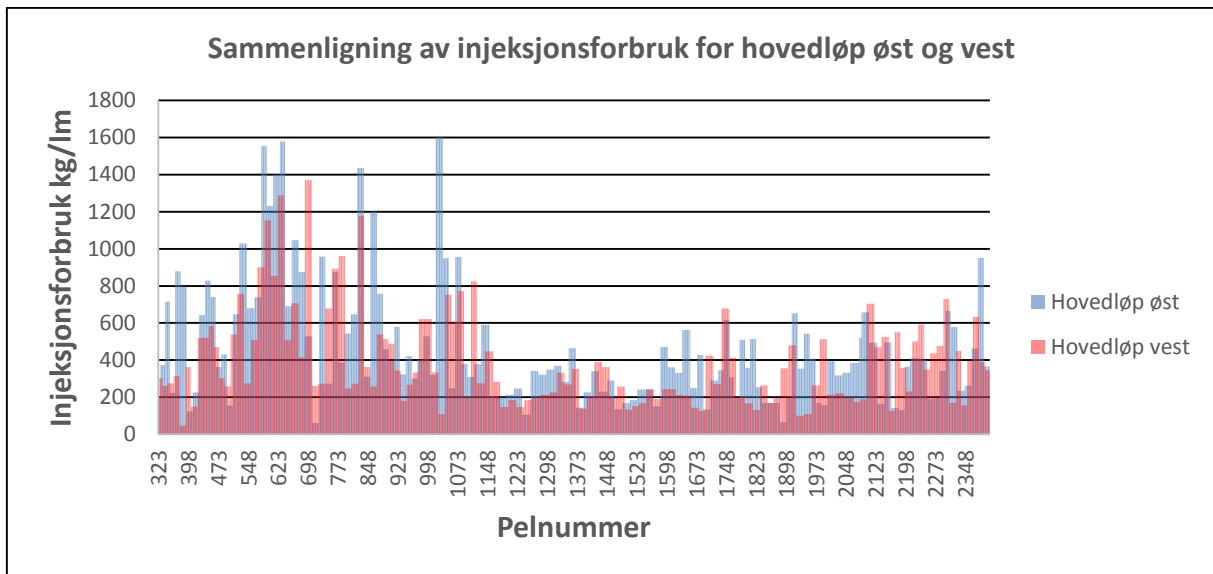
I dette delkapittelet vil injeksjonsdata fra Strindheimtunnelen presenteres ved hjelp av grafer og figurer utarbeidet av undertegnede.

Figur 6.3 viser injeksjonsforbruket langs hovedløp øst sett i sammenheng med innlekkasjekravene.



Figur 6.3 Innlekkasjekrav og injeksjonsforbruk langs tunneltraseen

Som man kan se av figur 6.3, er det strengeste innlekkasjekravet i området rundt det vestlige påhugget, der det er stor setningsømfintlighet og liten overdekning. Det framkommer ingen klar sammenheng mellom innlekkasjekrav og injeksjonsforbruk, selv om det er et relativt høyt injeksjonsforbruk ved det vestlige påhugget. På grunn av den tynne overdekningen over påhugg vest, har det eksistert en risiko for å pumpe injeksjonsmasse opp i dagen, noe som har vært en begrensende faktor for injeksjonsforbruket i dette området.

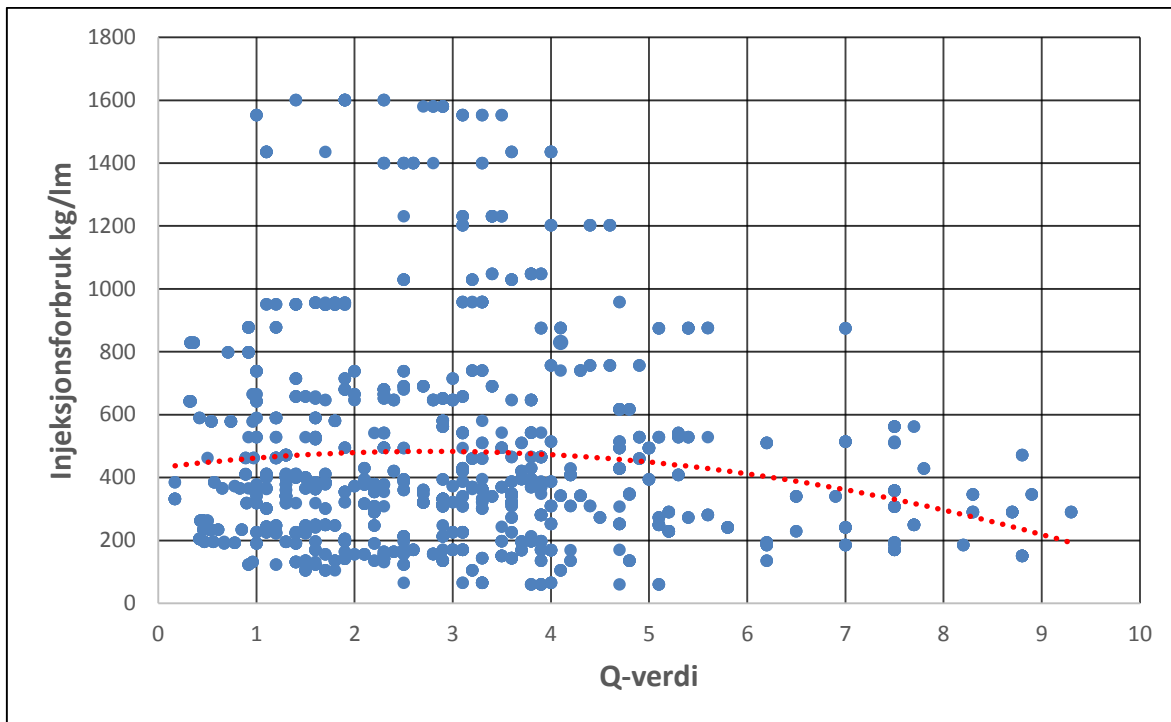


Figur 6.4 Injeksjonsforbruk langs tunneltraseen gitt i kg tørr sement pr løpemeter for hovedløp øst og vest.

Det fremkommer av figur 6.4 at masseforbruket som regel har vært høyere for det østlige hovedløpet. Dette kan forklares med at hovedløp øst ble drevet før hovedløp vest. Da bergmassen rundt hovedløp vest allerede hadde blitt injisert ved drivingen av hovedløp øst, fikk man derfor en noe mindre masseinnngang under injeksjonen. At hovedløp øst allerede var drevet, betydde også at man måtte injisere mer forsiktig for å unngå å pumpe masse ut i naboløpet.

Dersom man sammenligner figur 6.4 med det geologiske lengdeprofilet i figur 2.2, vil man se at injeksjonsforbruket øker idet man entrer klebersteinssonen rundt profil 1075. Dette samsvarer med de antakelsene som ble gjort etter forundersøkelsene, der det ble observert flere glatte sprekkesett i klebersteinssonen.

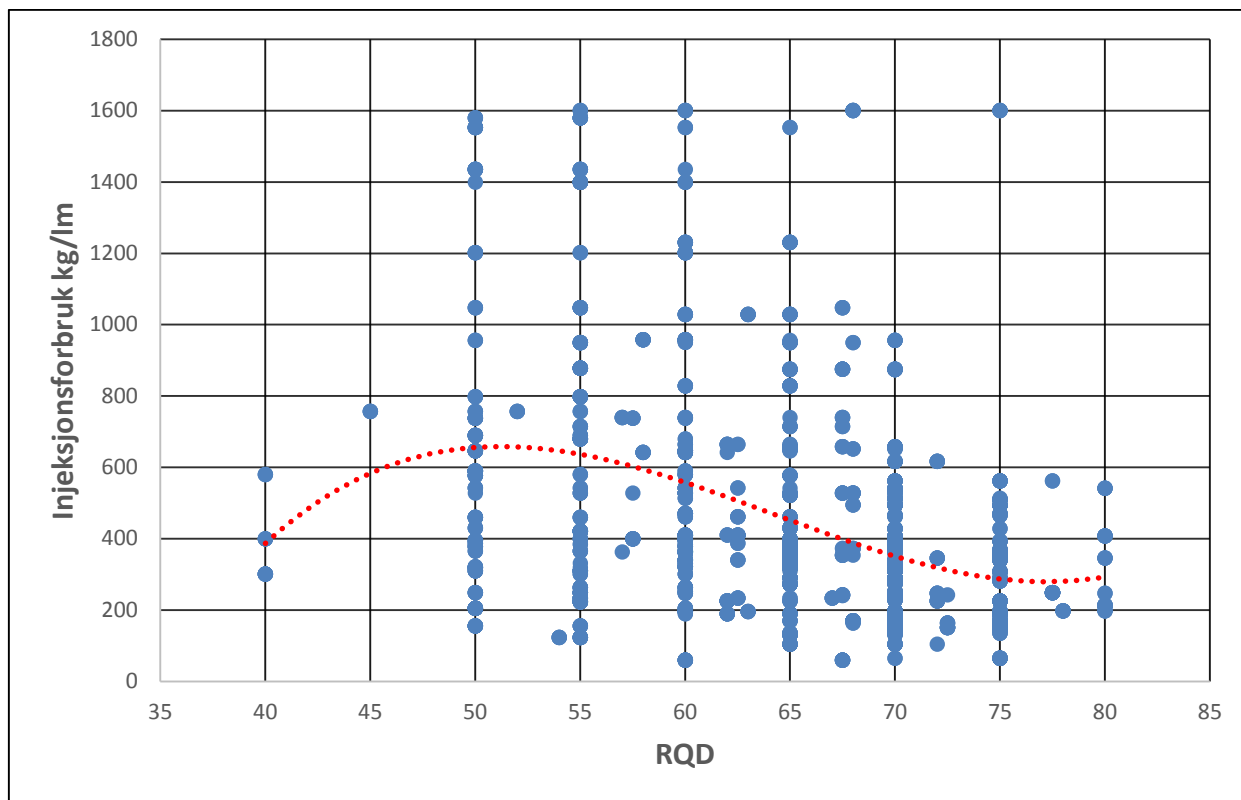
Figur 6.5 viser de kartlagte Q-verdiene plottet mot injeksjonsforbruket for hovedløp øst.



Figur 6.5 Kartlagte Q-verdier plottet mot injeksjonsmengde

Av den stiplede linja framgår det at det ikke er noen tydelig sammenheng mellom Q-verdiene og injeksjonsforbruket. Injeksjonsforbruket ser i midlertid ut til å minke litt for økende Q-verdier mellom $Q=5$ og $Q=9$, men da trenden er motsatt mellom $Q=0$ og $Q=3$, er det vanskelig å vite om dette faller innenfor graden av tilfeldigheter eller om det er en reell trend. Observasjonene kan likevel forklares ut ifra teorien presentert i delkapittel 3.3, der de dårligste og beste sonene vil ha lite masseforbruk, mens bergmasse av middels kvalitet vil ha det største masseforbruket. Tidligere forskningsresultater ga imidlertid ikke en reduksjon i sprekkepermeabilitet før Q-verdiene sank til under 0,1 (Holmøy & Nilsen, 2013). Da det er flere ulike parametere som avgjør den samlede Q-verdien, er det likevel en viss sannsynlighet for at disse grensene kan variere fra bergmasse til bergmasse.

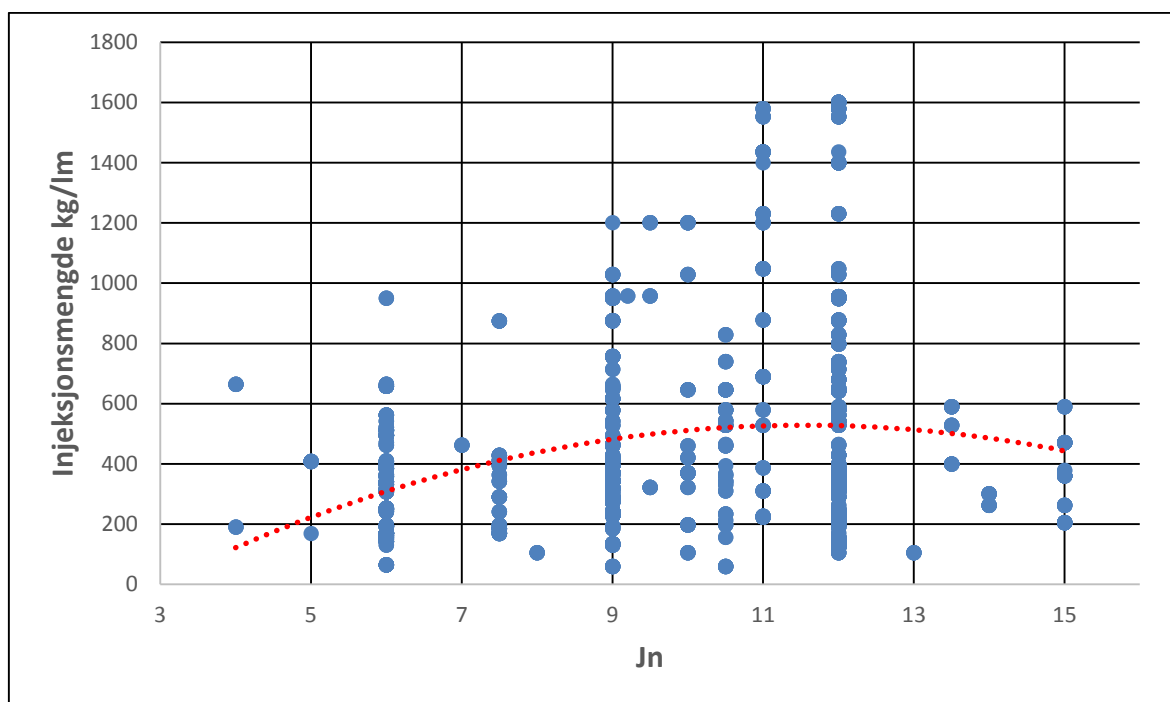
Figur 6.6 viser sammenhengen mellom RQD-verdier og injeksjonsforbruk for hovedløp øst.



Figur 6.6 RQD-verdier plottet mot injeksjonsforbruk

Fra RQD=50-80 viser den stiplede trendlinja at injeksjonsforbruket minker med økende RQD-verdier. Punktene fra RQD=40-50 følger ikke denne trenden. Det er imidlertid et mye mindre datagrunnlag i dette området sammenlignet med antallet datapunkter mellom RQD 50-80. For RQD 50-80 samsvarer trenden med teorien fra delkapittel 3.3, der en tettere oppsprukket bergmasse vil kreve høyere injeksjonsforbruk enn en sprekkefri bergmasse. At masseforbruket er mindre for de laveste RQD-verdiene kan skyldes at de mest oppknuste sonene også har mest finmateriale i sprekke. Dette samsvarer også med teorien fra delkapittel 3.3.

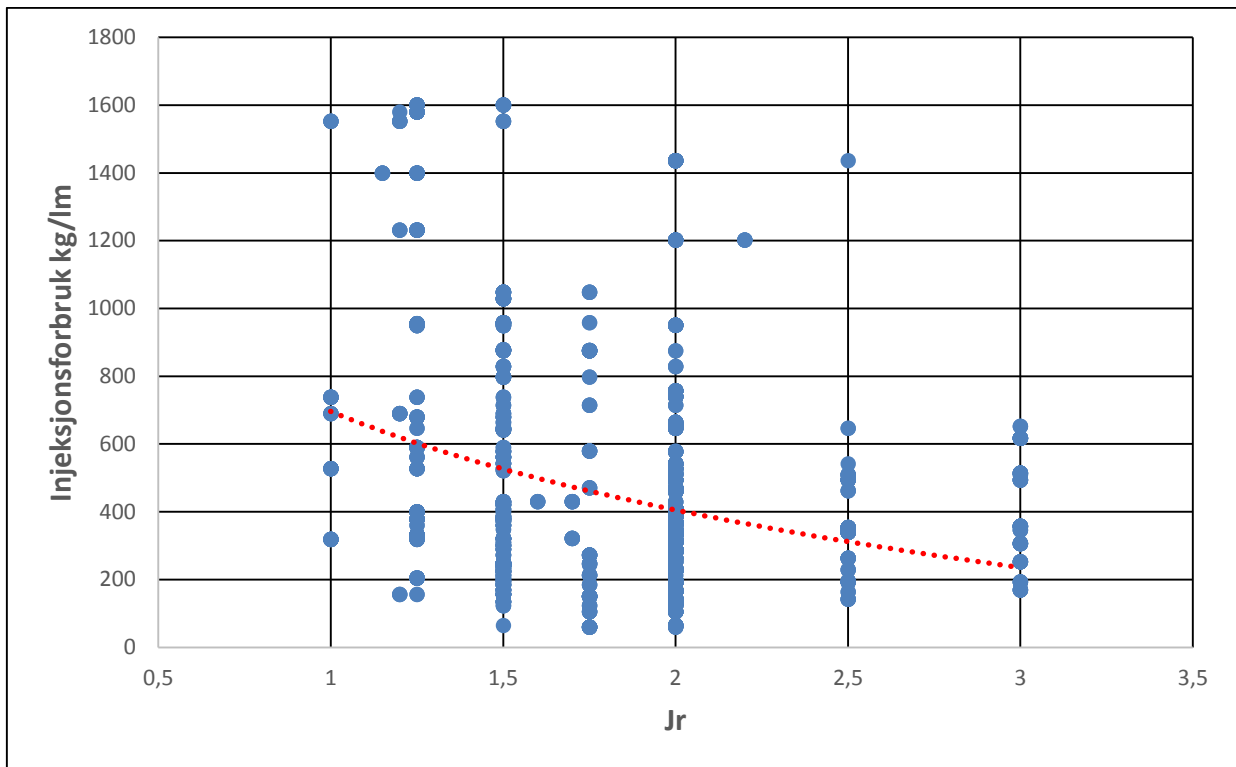
Figur 6.7 viser de kartlagte Jn-verdiene plottet mot injeksjonsforbruket for hovedløp øst.



Figur 6.7 Jn-verdier plottet mot injeksjonsforbruk

Det ble også registrert Jn-verdier på over 20 under den geologiske kartleggingen, men disse dataene er ikke med i grafen, da disse verdiene er multiplisert med en faktor på to eller tre i forhold til de opprinnelige verdiene. Dette skyldes at for områder i nærheten av påhugg eller tunnelkryss, skal de kartlagte Jn verdiene multipliseres med henholdsvis 2 og 3 (NGI, 2013). Dette vil si at Jn verdier på 36 egentlig er kartlagt som 12, men er ganget med 3 grunnet årsaker som ikke er knyttet til bergmassekvaliteten. Dette gjør at verdiene på 36 egentlig gir et misvisende inntrykk i dette tilfellet, da det ikke er flere sprekkesett som er årsaken til den høye verdien. Den stiplede røde trendlinja viser at injeksjonsmengden har økt i takt med antall sprekkesett, fram til Jn=12, der den begynner å synke igjen. Dette er i samsvar med teorien fra delkapittel 3.3. At trenden snur igjen for de høyeste Jn verdiene kan enten skyldes tilfeldigheter på grunn av mindre data i dette området, eller det kan skyldes mer finmateriale i de mest oppsprukne sonene. Det er likevel stor spredning i datasettet, og derfor også stor varians og standardavvik på trendlinja.

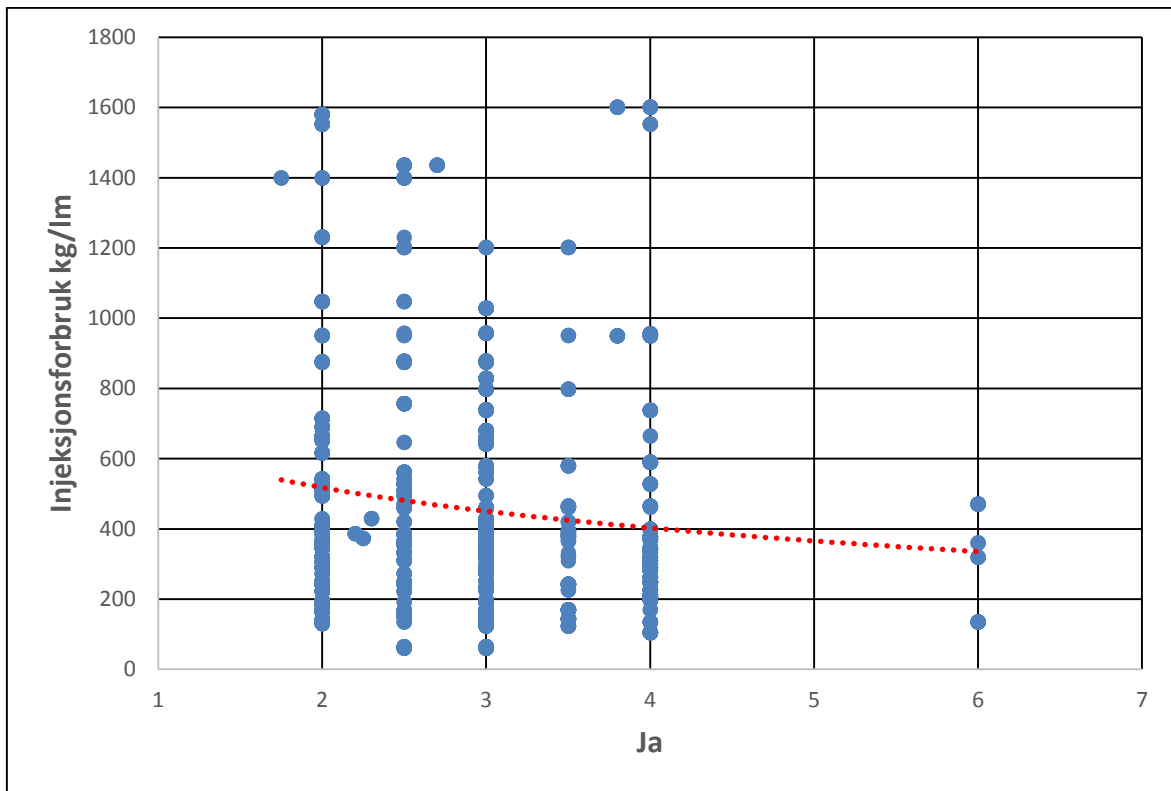
Figur 6.8 viser de kartlagte Jr-verdiene plottet mot injeksjonsforbruk for hovedløp øst.



Figur 6.8 Jr verdier plottet mot injeksjonsforbruk

Den stiplede trendlinja illustrerer at det er en nedgang i injeksjonsforbruk med økende sprekkeruhestall. Dette samsvarer med teorien i delkapittel 3.3 om at høyere sprekkeruhest gir lavere permeabilitet, og fører til et lavere injeksjonsforbruk.

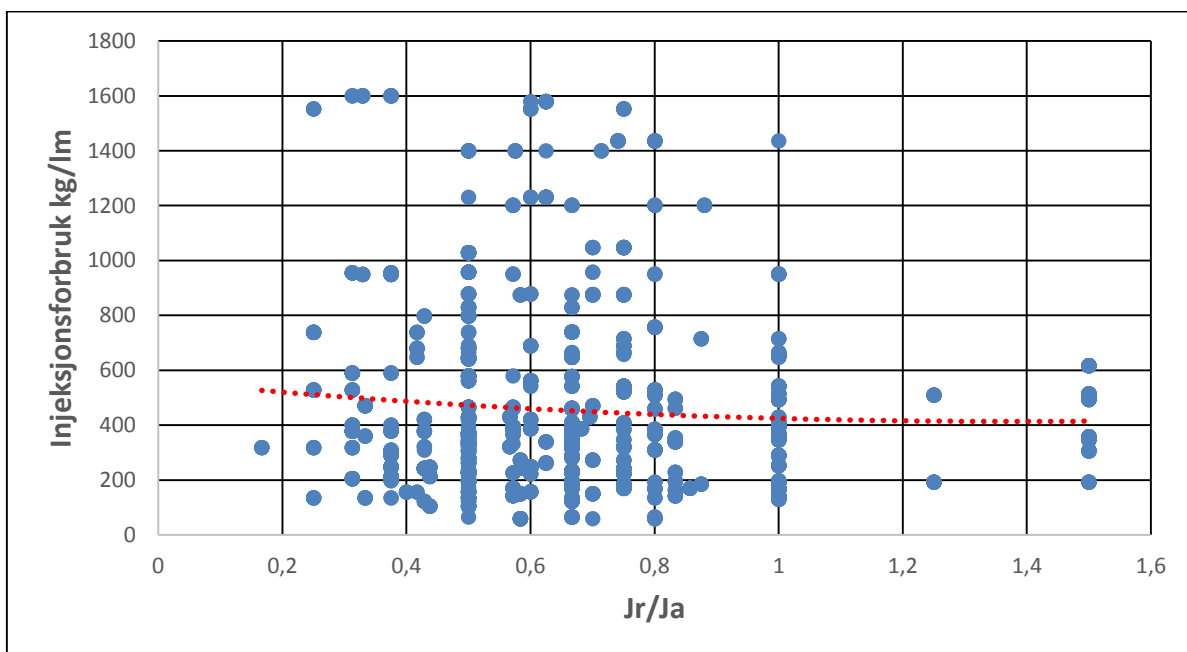
Figur 6.9 viser Ja-verdier plottet mot injeksjonsforbruk for hovedløp øst.



Figur 6.9 Ja verdier plottet mot injeksjonsforbruk

Den stiplede trendlinja viser at injeksjonsforbruket minker med økende sprekkefyllingstall. Trenden kan forklares med at sprekkefyllet tetter igjen sprekken, og gjør det vanskeligere å få presset inn injeksjonsmassen. Resultatet samsvarer derfor med teorien, selv om tendensen er motsatt av den som ble registrert for Frøyatunnelen.

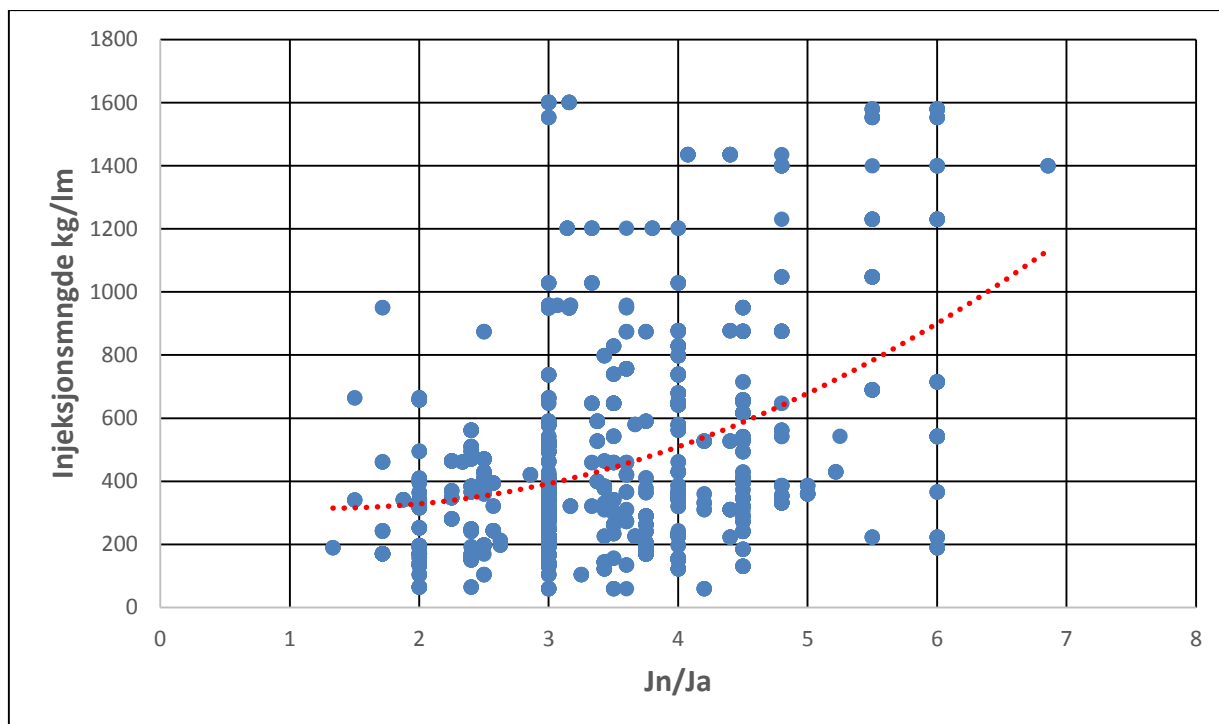
Figur 6.10 viser forholdet J_r/J_a plottet mot injeksjonsforbruket for hovedløp øst.



Figur 6.10 Forholdet J_r/J_a plottet mot injeksjonsforbruket

Det framgår ikke noen tydelig sammenheng mellom disse to parameterne, og dette illustreres også ved at trendlinja er forholdsvis rett. Dersom man ser på figur 6.6 og 6.8, vil man se at både J_r og J_a har avtakende injeksjonsforbruk med økende J_r og J_a verdier. Derfor vil trenden ikke forsterkes, men utjevnes, dersom man ser på forholdet J_r/J_a . For Frøyatunnelen var situasjonen annerledes fordi sammenhengen mellom sprekkefyllingstallet og injeksjonsforbruket var motsatt av det som ble funnet for Strindheimtunnelen.

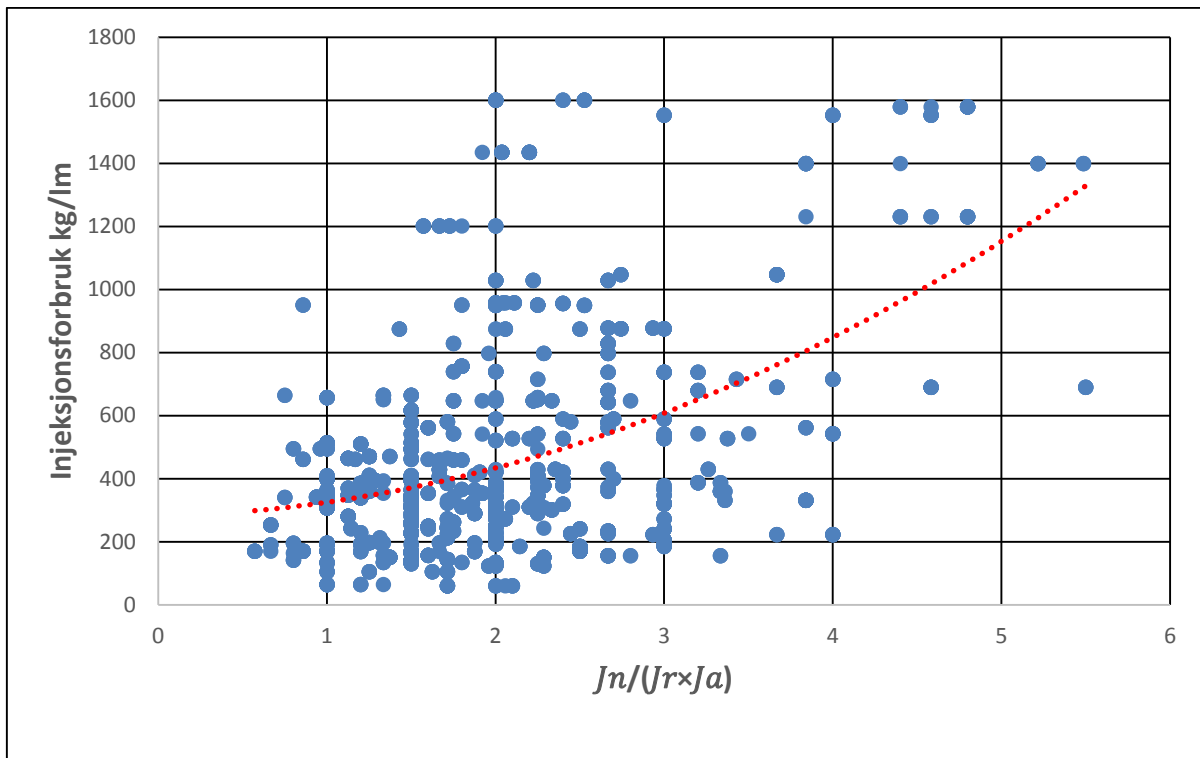
Figur 6.11 viser J_n/J_a plottet mot injeksjonsforbruket for hovedløp øst.



Figur 6.11 J_n/J_a plottet mot injeksjonsforbruket

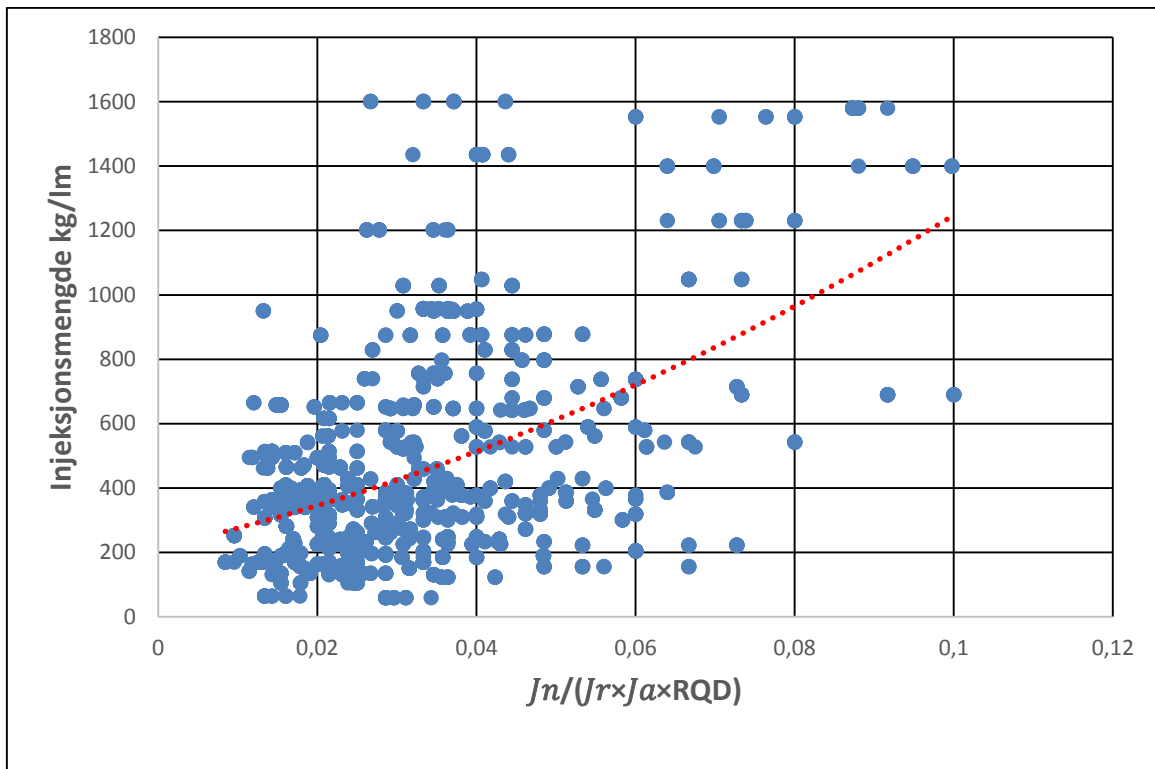
Figur 6.11 viser at trendene fra figur 6.7 og 6.8 forsterkes når forholdet mellom J_n og J_a plottes mot injeksjonsforbruket.

Figur 6.12 viser forholdet mellom $J_n/(J_r \times J_a)$ plottet mot injeksjonsforbruket for hovedløp øst.



Figur 6.12 Forholdet $Jn/(Jr \times Ja)$ plottet mot injeksjonsforbruket

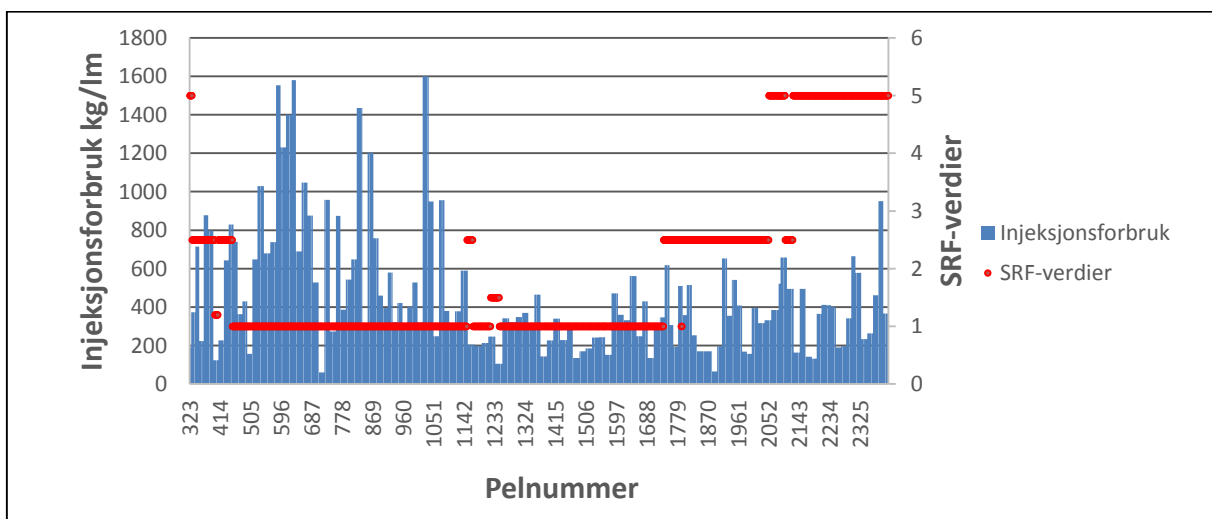
Selv om det fortsatt er en del spredning av data, vises trenden mellom Q-parametere og injeksjonsforbruk enda tydeligere når også parameteren Ja er med i sammenligningen. Siden det også ble funnet en sammenheng mellom RQD-verdiene og injeksjonsforbruket, bør trenden forsterkes enda mer hvis også RQD-verdiene blir tatt med i ligningen. Figur 6.13 viser forholdet mellom $Jn/(Jr \times Ja \times RQD)$ og injeksjonsforbruket for hovedløp øst.



Figur 6.13 Sammenheng mellom $J_n/(J_r \times J_a \times RQD)$ og injeksjonsforbruk

Grafen i figur 6.13 illustrerer at når forholdet $J_n/(J_r \times J_a \times RQD)$ er høyere enn 0,08, har masseforbruket vært over 700 kg/lm for alle måleverdiene. Resultatene viser at injeksjonsforbruket har økt betraktelig for tett oppsprukket bergmasse med lite sprekketryll og liten sprekkeruhet.

Figur 6.14 viser injeksjonsforbruket for hovedløp øst med overlagte SRF-verdier.

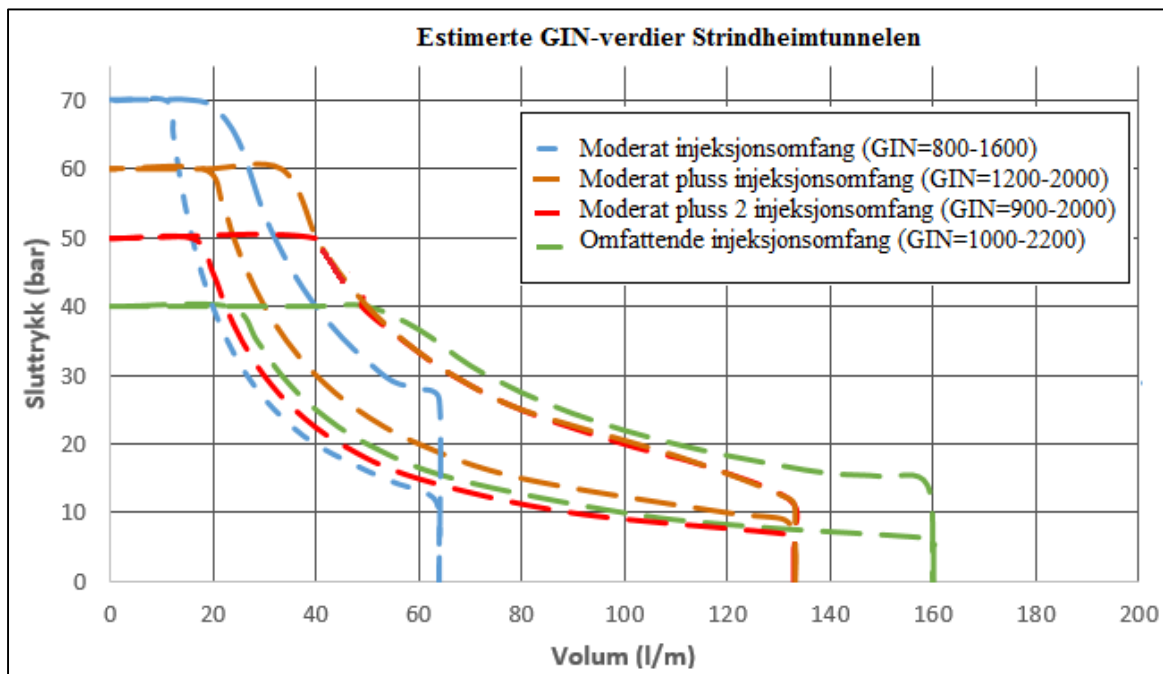


Figur 6.14 Injeksjonsforbruk og SRF-verdier

SRF-verdien er satt høyere ved østlig og vestlig påhugg på grunn av liten overdekning i disse sonene. I tillegg er SRF-faktoren satt til 2,5 i områder med utvidet tverrsnitt, som nevnt i

kapittel 2. Siden SRF-verdiene som regel er valgt på bakgrunn av faktorer som ikke er relatert til bergmassekvalitet, er det derfor ikke noen sammenheng mellom injeksjonsforbruk og SRF-verdi.

Delkapittel 4.5.3 presenterte de grunnleggende prinsippene ved GIN-metoden. Det ble ikke satt noen begrensende GIN-verdier for injeksjonen av Strindheimtunnelen, men stoppkriterier for volum og trykk var beskrevet i injeksjonsprosedyrene som presentert i delkapittel 6.2. Ut ifra injeksjonsprosedyrene var det derfor mulig å estimere en representativ GIN-verdi for de ulike injeksjonsomfangene. Med utgangspunkt i de angitte stoppkriteriene, ble det beregnet sannsynlige GIN-intervaller for de fire injeksjonskategoriene. Intervallene var avgrenset av en nedre og øvre GIN-verdi. De estimerte GIN-verdiene er presentert i figur 6.15.

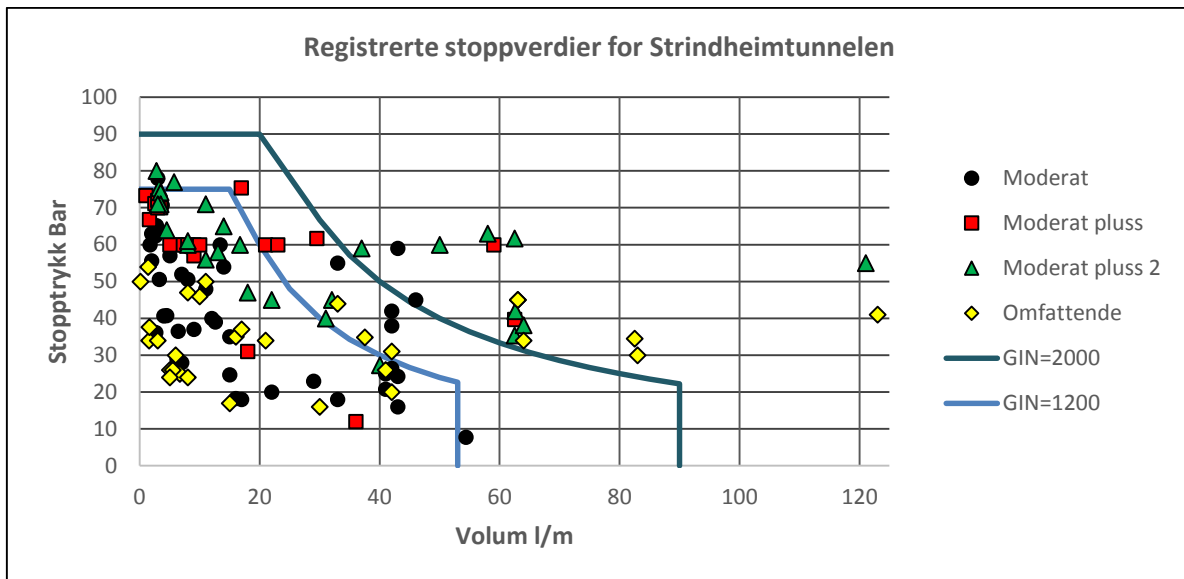


Figur 6.15 GIN-verdier for de ulike injeksjonsomfangene beregnet fra stoppkriteriene i injeksjonsprosedyrene.

Stoppkriteriene som ble benyttet i praksis er dokumentert i injeksjonsrapportene fra Strindheimtunnelen. Ved hjelp av disse rapportene, kunne den utførte injeksjonsmengden per meter borehull plottes mot stopptrykket. Det ble plukket ut 10 injeksjonsskjermer fra hver av de fire injeksjonsprosedyrene. Parameterne som ble analysert var:

- Maksimalt injeksjonsvolum plottet mot det tilhørende stopptrykket.
- Maksimalt stopptrykk plottet mot det tilhørende injeksjonsvolumet.
- Gjennomsnittlig stopptrykk og injeksjonsvolum per skjerm.

Resultatene fra analysene er presentert i figur 6.16.



Figur 6.16 Stopstrykk og stoppvolum for de ulike injeksjonsomfangene.

Det framkommer av resultatene at stoppkriteriet for trykk har blitt nådd før stoppkriteriet for volum i de aller fleste tilfellene. Dette er illustrert i figur 6.16 ved at de fleste punktene er konsentrert helt til venstre i diagrammet. For de tilfellene der injeksjonen har blitt avsluttet før stopstrykket har blitt oppnådd, avdekker figur 6.16 at injeksjonen i praksis ble avsluttet også før maksimumsvolumet angitt i injeksjonsprosedyrene var nådd. Dette kan tyde på at volumet angitt i prosedyrene var for store, og at injeksjon av et så stort volum sannsynligvis ikke ville være gjennomførbart, da det ville ført til enda større problemer med masseutgang i rampeløpene og i dagen. Det anvendte stoppstrykket overgikk i flere tilfeller det maksimale tillatte stoppstrykket, men som det framkommer av figur 6.16, var dette ved svært små masseinnganger. De fleste målingene ligger under GIN=2000, markert med den mørkeblå kurven i figur 6.16. Unntaket er for injeksjonsomfanget moderat pluss 2, der flere av målingene har GIN-verdier på 2000-4000. Fra injeksjonsskjermene som ble analysert var det to målinger som skilte seg kraftig ut, med injeksjonsvolum på over 120 l/m. GIN-verdien for det øverste punktet er på ca 5500, noe som er klassifisert som veldig høyt (se klassifisering i figur 4.19).

At stopptrykkene har blitt nådd raskt, og ved små voluminnganger, indikerer at de fleste sprekkeåpningene har vært forholdsvis trange. Trykkutviklingen samsvarer godt med kurve 4 i figur 4.18 som beskriver trange sprekkeåpninger. Når stoppstrykket blir nådd raskt, er det lite hensiktsmessig med en begrensende GIN-verdi, da det uansett er stoppstrykket som vil styre injeksjonen. Bruk av GIN-verdi vil derfor være mer aktuelt for mer åpne sprekker der injeksjonsvolumet er større og trykkoppbygningen mindre.

6.7 Parametere som ikke kunne analyseres

Det var også en del parametere som gjerne skulle vært analysert i denne oppgaven, men som det ikke var mulig å studere på grunn av manglende data fra tunnelen. Under følger et par av disse parameterne.

Qi: For Frøyatunnelen ble det presentert en tillempet Q-verdi som også tok hensyn til innlekkasjeraten i tunnelen. Da det ikke ble foretatt noen lekkasjemålinger i Strindheimtunnelen før injeksjonsarbeidet fant sted, var det derfor ikke mulig å studere denne parameteren. Evt. kunne man sett på resultatene fra Lugeontestene som ble gjort før drivingen av tunnelen, men da disse testene ikke ble gjennomført på tunnelnivå, ville ikke resultatene blitt sammenlignbare. Testene var heller ikke gjennomført systematisk langs tunnelprofilet, noe som gjorde at datagrunnlaget var mye mindre enn dersom man hadde gjennomført en lekkasjemåling før hver injeksjonsskjerm.

Trykkoppbygning under injeksjon

Trykkoppbygningen i injeksjonsmiddelet underveis i injeksjonsprosessen kunne sagt mye om egenskapene til sprekkeene rundt tunnelen. Dessverre var det kun sluttrykket som var registrert i injeksjonsrapportene, så trykkforløpet underveis i injeksjonen er derfor ukjent.

Strømningen av injeksjonsmateriale

Sammen med en trykkoppbygningskurve, kunne man benyttet strømningen av injeksjonsmateriale til å påvise hydraulisk jekking i bergmassen. Dette var ikke mulig, da strømningen av injeksjonsmateriale ikke ble loggført. Strømningen av injeksjonsmaterialet kunne også gitt mye informasjon om hvor injiserbar bergmassen var ved ulike trykk og voluminnganger.

Jw

Q-parameteren Jw som går på vannstrømningen til tunnelen er ikke tatt med i analysen. Dette er fordi Jw-parameteren som blir kartlagt på tunnelnivå vil være svært påvirket av forinjeksjonen, og vil derfor ikke være representativ for de faktiske vannforholdene i bergmassen.

6.8 Oppsummering av analyseresultatene

En oppsummering av resultatene fra delkapittel 6.4 er presentert i tabell 6.10

Tabell 6.10 Oversikt over de observasjoner som ble registrert under analyse av injeksjonsdata fra Strindheimstunnelen

Parameter	Sammenheng med injeksjonsforbruk	Kommentar
Innlekkasje-krav	Ingen observert sammenheng	
Q-verdi	Lavt injeksjonsforbruk for de høyeste og laveste Q-verdiene høyere for de middels høye Q-verdiene.	<p>Dette kan forklares med at injeksjonsforbruket er lavere ved lave Q-verdier, på grunn av leirfylte sprekker ol. Injeksjonsforbruket vil derfor være høyest for moderate Q-verdier, hvor man har middels oppsprekning uten sprekkefyll. Injeksjonsforbruket går ned igjen for høye Q-verdier, da man har mindre oppsprekning. Resultatene kan også skyldes tilfeldigheter.</p>
RQD	Tendens til at injeksjonsforbruket avtar med økende RQD-verdier.	<p>Unntak ved første delen av grafen, der trenden er motsatt. Det er i midlertid færre måleverdier og derfor større usikkerhet rundt verdiene i dette området. De lave RQD-verdiene kan henge sammen med mer oppknuste partier med mer sprekkefylling, men verdiene kan også skyldes tilfeldigheter.</p>
Jn	Tendens til at økende Jn-verdier gir økt injeksjonsforbruk	Også unntak for de høyeste Jn-verdiene. Kan skyldes samme årsaker som nevnt over.
Jr	Tendens til at økende Jr-verdier gir avtagende injeksjonsforbruk	
Ja	Tendens til at økende Ja-verdier gir avtagende injeksjonsforbruk	
SRF	Ingen observert sammenheng	

En sammenligning av resultatene som ble observert for Frøyatunnelen og Strindheimtunnelen er vist i tabell 6.11.

Tabell 6.11 Sammenligning av resultatene fra Frøyatunnelen og Strindheimtunnelen

Parameter	Sammenheng med injeksjonsforbruk Frøyatunnelen	Sammenheng med injeksjonsforbruk Strindheimtunnelen
Q-verdi	Avtakende injeksjonsforbruk med økende Q-verdier	Ingen tydelig sammenheng
RQD-verdi	Avtakende injeksjonsforbruk med økende RQD-verdier	Avtakende injeksjonsforbruk med økende RQD-verdier
Jn-verdi	Økt injeksjonsforbruk med økte Jn-verdier	Økt injeksjonsforbruk med økte Jn-verdier
Jr-verdi	Avtakende injeksjonsforbruk med økte Jr-verdier	Avtakende injeksjonsforbruk med økte Jr-verdier
Ja-verdi	Økt injeksjonsforbruk med økte Ja-verdier	Avtakende injeksjonsforbruk med økte Ja-verdier
SRF-verdi	Økt injeksjonsforbruk ved høye SRF verdier	Ingen sammenheng
Qi-verdi	Nedgang i injeksjonsforbruk for økende Qi-verdier. Følger den empiriske formelen: $Qi = \frac{240}{si}$	Ikke mulig å beregne Qi-verdier på grunn av manglende innlekkasjedata

6.9 Usikkerheter og feilkilder ved analyseresultatene

Resultatene fra analysene kan ikke benyttes ukritisk, men må vurderes med tanke på mulige usikkerheter og feilkilder ved analysene. Under følger en del punkter man må ta hensyn til ved tolkning av resultatene:

- ❖ Siden injeksjonshullene er 24 m lange, krysser de ofte gjennom ulike soner med varierende oppsprekningsgrad og bergmassekvalitet. Dette gjør det vanskelig å registrere nøyaktig hvor mesteparten av injeksjonsmassene har havnet. I mangel på en mer nøyaktig løsning, har derfor hver meter i borehullet blitt tildelt det samme gjennomsnittlige injeksjonsforbruket. Alle Q-verdiene som er registrert langs borehullsstrekingen, blir derfor tilknyttet samme injeksjonsforbruk, selv om det i praksis vil være de mest oppsprukne partiene i borehullet som har tatt opp mest injeksjonsmasse.

- ❖ I alle grafene som er presentert i delkapittel 6.6 har det vært stor spredning av data, noe som gjør at det er stor usikkerhet knyttet til trendlinjene i diagrammene. Ingen av de observerte trendene kan sies å være veldig markante, og det er også en stor grad av tilfeldighet knyttet til dataspredningen.

- ❖ Den kanskje største usikkerheten ved tolkningen av injeksjonsresultatene er den variasjonen i injeksjonsprosedyre langs tunnelstrekingen som ikke skyldes bergmassekvaliteten. Blant annet har det vært egne injeksjonsprosedyrer for områdene i tunnelen som ligger svært nærme rampeløpene. I disse områdene har det vært benyttet lavere trykk og mindre volum for å unngå utgang av masse i rampeløpene. Det har også vært egne prosedyrer rundt påhuggsområdene der overdekningen har vært ekstra tynn. Når hullene er avsluttet både ved et lavt trykk og volum, kunne injeksjonsforbruket i praksis vært mye høyere for disse hullene. Derfor vil injeksjonsdata fra disse hullene kunne være misvisende, da injeksjonsforbruket blir for lavt i forhold til de registrerte bergmasseegenskapene. Det forekom også andre soner der det benyttede trykket og volumet ikke har vært som i den generelle prosedyren. For hovedløp vest, som ble drevet litt etter hovedløp øst, oppstod det flere ganger problemer med at injeksjonsmasse ble pumpet ut i det andre løpet. Da veggen mellom løpene kun var 10 m tykk, var det ikke veldig høyt trykk som skulle til før man fikk

masseutgang i det østlige løpet. Dette var en medvirkende årsak til at injeksjonsprosedyrene ikke alltid ble fulgt. I tillegg hendte det også innimellom at man hadde utgang av injeksjonsmasse på stoff, noe som også gjorde at ikke injeksjonsprosedyrene kunne følges (Gudmundsson, H. Personlig kommunikasjon 30.04.15).

7 Diskusjon

Dette kapittelet omhandler betraktninger rundt resultatene som ble presentert i kapittel 6.

7.1 Effekten av forinjeksjon i Strindheimtunnelen

Strindheimtunnelen er kjent som et vellykket prosjekt der lekkasjekravene ble overholdt for hele tunnelstrekningen. Selv om resultatet var vellykket, trenger dette likevel ikke å bety at forinjeksjonen hadde noen stor effekt. Dersom lekkasjenivået i tunnelen var lavt også før injeksjonen, kunne resultatet blitt vellykket også uten injeksjon. For å bestemme hvor avgjørende forinjeksjonen faktisk var for tettheten i tunnelen, er man derfor nødt til å kjenne til lekkasjeforholdene før injeksjon. Da det ikke ble gjennomført noen systematiske lekkasjemålinger i tunnelen før injeksjonen, har man heller ikke noe sammenligningsgrunnlag for innlekkasjeverdier ved injeksjonsslutt. Tilstanden i bergmassen før injeksjonen må derfor vurderes basert på resultatene fra Lugeontestene. Disse viste forholdsvis tørre forhold, med litt høyere konduktivitet i området rundt det vestlige påhugget. Da tetthetskravene til tunnelen var såpass strenge som de var, er det likevel stor sannsynlighet for at forinjeksjonen var avgjørende for at disse ble overholdt. Tunnelen hadde nok vært forholdsvis tørr også uten systematisk forinjeksjon, men neppe så tørr som den er nå. Da konsekvensene av selv en liten grunnvannssenking ville vært svært alvorlige, var det ikke aktuelt å vente med å innføre tiltak til etter en eventuell uønsket hendelse. Dette er årsaken til at hele tunnelen ble systematisk forinjisert.

Selve injeksjonsprosessen kan beskrives som svært vellykket, og byggherrens injeksjonsprosedyrer ble fulgt med et par unntak for tilfellene beskrevet i delkapittel 6.7. Injeksjonsrapportene viser at stoppkriteriene for sluttrykk har vært oppnådd under de fleste injeksjonsrundene. I mange tilfeller strømmet injeksjonsmassen tilbake på stuff, noe som indikerer at injeksjonseffekten var god (Panthi, 2014). Siden stoppkriteriene ble nådd raskere enn forventet, førte dette til et mindre masseforbruk enn det som var anslått i kontrakten. Forinjeksjonen ble derfor også en stor økonomisk suksess for byggherren.

7.2 Sammenligning av resultatene fra Frøyatunnelen og Strindheimtunnelen

Dataene og parameterne som er analysert i denne oppgaven, er de samme som ble analysert for Frøyatunnelen, noe som gjorde det mulig å sammenligne resultatene. Tabell 6.10 viste at mange av sammenhengene mellom Q-parametre og injeksjonsforbruk som ble funnet for Frøyatunnelen, også ble funnet for Strindheimtunnelen. Unntakene var for sprekkefyllingstallet, Ja, og for SRF-verdiene. I tillegg var det som nevnt ikke mulig å

beregne Q_i -verdier for Strindheimtunnelen. Under følger noen mulige forklaringer til hvorfor resultatene avviker for de nevnte parameterne.

Ja

For Frøyatunnelen steg injeksjonsforbruket med økt sprekkefyllingstall, mens det for Strindheimstunnelen sank. Ut ifra teorien virker det mest sannsynlig at injeksjonsforbruket vil synke med økt sprekkefyllingstall, da det blir vanskeligere å presse inn injeksjonsmassen i sprekkeene. Som nevnt i kapittel 5 kan det økte forbruket i Frøyatunnelen skyldes at soner med leire og knust berg lå i samme område, og at det økte injeksjonsforbruket i stedet er relatert til det oppknuste berget.

SRF

For Strindheimtunnelen ble det ikke registrert noen sammenheng mellom SRF-verdiene og injeksjonsforbruket, mens det for Frøyatunnelen var en viss korrelasjon. Dette kan skyldes at de høye SRF-verdiene kartlagt i Frøyatunnelen i hovedsak skyldtes svakhetssoner. Svakhetssonene har sannsynligvis vært mer oppsprukket enn berget rundt, og har derfor hatt et større injeksjonsbehov. De høye SRF-verdiene kartlagt i Strindheimtunnelen er hovedsakelig justeringer for utvidelser av tverrsnittet, og er derfor ikke direkte relatert til bergmassekvaliteten. SRF-verdiene var også høyere i nærheten av påhuggene på grunn av liten overdekning, men her måtte injeksjonsforbruket begrenses slik at ikke injeksjonsmassen ble pumpet opp i dagen.

7.3 Tillempet Q -verdi

For Frøyatunnelen ble det presentert en formel for den tillempede Q -verdien, Q_i . Denne formelen var gitt i likning 5.2, som gjengitt under:

$$Q_i = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{1}{\text{lekkasje}(l/min)/\text{hullengde}(m)} \quad (5.2)$$

På grunn av at det ikke var foretatt noen innlekkasjemålinger under driving, kunne ikke Q_i -verdien regnes ut for Strindheimtunnelen. Man kan likevel se ut ifra formelen at denne ikke vil kunne brukes for Strindheimtunnelen. Årsaken til dette er at J_r er plassert over brøkstreken. For Strindheimtunnelen hadde man et minkende injeksjonsforbruk med økende J_a -verdier. Dette vil si at for Strindheimtunnelen vil formelen som gir bedre korrelasjon med injeksjonsforbruket gis ved likning 7.1:

$$Q_i = \frac{RQD \times J_r \times J_a}{J_n} \times \frac{1}{\text{lekkasje}(l/\text{min})/\text{hullengde}(m)} \quad (7.1)$$

Denne formelen vil være et alternativ til likning 5.2 i tilfeller der injeksjonsforbruket avtar med økende sprekkefylling.

7.4 Estimering av injeksjonsforbruk basert på Q-parametere

Som nevnt i kapittel 5 er Q-systemet i utgangspunktet ikke utviklet for å gi noen indikasjon på injeksjonsomfanget, men som et bergmasseklassifiseringssystem. Bruken av Q-systemet kan derfor ikke erstatte andre undersøkelsesmetoder, men bør brukes som et supplement til disse. Blant annet kan en feltkartlegging i en tidlig fase av prosjektet gi gode indikasjoner på soner med økt injeksjonsbehov, og som bør undersøkes grundigere. I teorien skal man kunne forvente et høyere injeksjonsforbruk jo mer oppsprukket bergmassen er. Dette har også blitt bekreftet i praksis av resultatene fra Frøyatunnelen og Strindheimtunnelen. For Strindheimtunnelen var det parameterne relatert til sprekkesystemene i bergmassen som korrelerte med injeksjonsforbruket. Parameterne korrelerte imidlertid ikke i samme forhold som for den tradisjonelle Q-verdien. Dette skyldes at faktorer som forringer stabiliteten, ikke alltid er de samme som de som øker injeksjonsforbruket. Dette vil si at en lav Q-verdi ikke alltid vil tilsvare et høyt injeksjonsforbruk. For eksempel vil et økt sprekkefyllingstall redusere stabiliteten, men injeksjonsforbruket vil likevel gå ned. Vanntapsmålinger, vanninnpressningsforsøk og sonderboringer fra stoff er undersøkelser som alle vil være mer pålitelige enn en enkel bergmassekartlegging, og disse vil derfor være høyaktuelle ved et senere stadium i prosjektet.

Ingeniørgeologi er et fagområde der det er vanskelig å utlede ligninger og sammenhenger som vil være gjeldene på generell basis. Dette er fordi bergmasse er et svært komplekst medium, og det er mange faktorer som må tas i betraktning dersom man ønsker å skape en realistisk modell som samsvarer med erfaring og praktiske observasjoner. Derfor er det også urealistisk å tro at man kan utvikle en teoretisk modell for injeksjon som vil fungere for alle typer grunnforhold. Praktiske observasjoner og erfaringsdata vil derfor fortsatt være avgjørende for vurderingen av injeksjonsbehov og metode. Blant annet avdekket forrige delkapittel at ligningen som ble utarbeidet for Frøyatunnelen ikke kan gjøres gjeldende for Strindheimtunnelen. Dersom man imidlertid øker datagrunnlaget til å inkludere verdier fra flere forinjeksjonsprosjekter, burde det være mulig å utlede mer pålitelige og realistiske ligninger og modeller som relaterer bergmassekvalitet til injeksjonsforbruk. Det er derfor

svært viktig å øke fokuset på å registrere og lagre data underveis i injeksjonsprosessen, slik at man får et større datagrunnlag til videre analyse og forskning.

7.5 Betydningen av gode anslag på injeksjonsforbruk

Dersom man i fremtiden får utviklet kompetansen til å bedre kunne vurdere injeksjonsbehovet i en bergmasse på et tidlig stadium, vil dette være til svært stor nytte. Blant annet vil det være mye enklere å estimere tids og kostnadsforbruk for et prosjekt, om man har realistiske estimat på injeksjonsforbruk og prosedyre. For Strindheimtunnelen var injeksjonsforbruket under halvparten av det som var estimert i kontraktsgrunnlaget, og tidsforbruket var over 20 % mindre. Dette var svært gledelige nyheter for byggherre Statens Vegvesen, men hadde vært desto mer nedslående nyheter dersom forbruk og omfang av injeksjonen i stedet hadde blitt underestimert. Da forinjeksjon er en forholdsvis tidkrevende prosess, vil injeksjonsomfanget være av stor betydning for om den planlagte inndriften kan gjennomføres.

7.6 Forinjeksjon i framtiden

Som nevnt i innledningen vil flere og flere av framtidens tunnelprosjekter og undergrunnsanlegg plasseres i urbane områder. På grunn av forinjeksjonens praktiske og økonomiske fordeler sammenlignet med etterinjeksjon og vanntett betongutstøpning, vil forinjeksjon være en naturlig del av framtidens tunneldrift i Norge. Mange av utfordringene man møtte på under drivingen av Strindheimtunnelen vil også være aktuelle for framtidige prosjekter. Forhold som tynn overdekning og liten avstand til nærliggende tunneler eller undergrunnsanlegg, er utfordringer som må takles på en god måte i framtiden. For å kunne redusere risikoen for uønskede hendelser knyttet til forinjeksjon under krevende forhold, trengs det fortsatt mer forskning på samspillet mellom injeksjonsmasse og berg. Dette vil bli videre diskutert i delkapittel 7.7.

7.7 Forskningsbehov

Det er fortsatt mange aspekter ved forinjeksjon som man har for lite kunnskap om. Det at det benyttes ulike metoder for injeksjon fra land til land, er et tegn på at man ennå ikke har funnet den perfekte framgangsmåten. Typen injeksjonsmasse og hvilket injeksjonstrykk som bør benyttes under injeksjon, er kanskje de to viktigste parameterne for videre forskning. Disse henger også nøye sammen, da egenskapene til injeksjonsmiddelet i stor grad er med på å bestemme trykkutviklingen under injeksjonen. For at det skal være mulig å forske på disse parameterne, er det viktig å måle og rapportere de data som er nødvendig for å utføre en god analyse. For Strindheimtunnelen fantes det ikke noen rapporter på injeksjonstrykket som

hadde blitt benyttet underveis i injeksjonen, kun sluttrykket. Det var derfor ikke mulig å utarbeide noen grafer på trykkutviklingen i de forskjellige hullene, noe som hadde vært svært nyttig for å øke forståelsen av samspillet mellom injeksjonsmaterialet og bergmassen.

I tillegg til injeksjonstrykk og materiale, bør det også rettes fokus mot å optimalisere injeksjonsforbruket. Det hender ofte at det overforbrukes injeksjonsmasse. Dette fører til unødvendige ekstra kostnader, og gir også mindre kontroll på hvor injeksjonsmassene ender opp. Dersom man greier å finne den optimale balansen mellom hullengde og avstand, injeksjonstrykk og injeksjonsmiddel, vil man også ha et bedre grunnlag til å estimere riktig masseforbruk og ende med en tett skjerm rundt tunnelprofilet, istedenfor atskillig injeksjonsmateriale på avveie. Det er helt essensielt med god kontroll på injeksjonsmassene, under injeksjon i tunneler som ligger nære andre tunneler eller bergrom.

Det er for tiden satt i gang et stort forskningsprosjekt i Norge som har fått navnet TIGHT, der det skal forskes nettopp på de parameterne som er nevnt ovenfor. Navnet står for True Improvement in Grouting High pressure for Tunneling, og er et samarbeid mellom en rekke store aktører innenfor bergindustrien som blant andre Statens Vegvesen, NTNU, SINTEF, Mapei, BASF, Jernbaneverket m.fl. I prosjektet skal det forskes for å utvikle bedre forståelse av hva som skjer med både bergmassen, injeksjonsutstyret og injeksjonsmaterialet under høytrykksinjeksjon. Budsjettrammen for prosjektet er på 16,6 mill. Prosjektet vil innebære både numerisk modellering, laboratorietesting og fullskala in situ testing. Prosjektet er planlagt ferdigstilt i 2018, og skal da avsluttes med en rapport som forhåpentligvis vil være til stor nytte (Morgan, 2015).

8 Konklusjon

- Mange av framtidens tunnelprosjekter vil bli drevet under forhold som stiller ekstra strenge tetthetskrav til anlegget. Da konsekvensene av innlekkasje i tunnelene vil være svært alvorlige, er det viktig at man benytter seg av en preventiv tetningsmetode. Etterinjeksjon vil derfor være utelukket, da det vil være for sent å behandle lekkasjen etter at den har oppstått. Erfaringsmessig har også etterinjeksjon vist seg å være svært dyrt, og resultatene er varierende (Panthi, 2014). Forinjeksjon har derimot gitt gode resultater for mange prosjekter, og er også enklere og billigere å utføre enn en full vanntett betongutstøpning
- Strindheimtunnelen er et av de mest utfordrende tunnelprosjektene vi har hatt i Norge til nå. Kombinasjonen av liten overdekning i urbane omgivelser, verneverdig bebyggelse over tunneltraseen, kvikkleiresone rundt det ene påhuggsområdet og strenge tetthetskrav, var hovedårsakene til den høye vanskelighetsgraden på prosjektet. Det ble utført systematisk forinjeksjon av hele tunnelen, med vellykket resultat.
- Injeksjonsresultatene fra Strindheimstunnelen viste ingen tydelig sammenheng mellom injeksjonsforbruk og kartlagte Q-verdier, men flere av parameterne i Q-systemet korrelerte forholdsvis godt med injeksjonsforbruket.
- Parameterne som korrelerte best var RQD, J_n, J_r og J_a, alle relatert til sprekkesystemene i bergmassen. Det var likevel stor spredning av data, og ingen veldig tydelige sammenhenger. Sammenhengene ble derimot forsterket da det ble sett på forholdene mellom de ulike parameterne.
- Resultatene fra lignende analyser gjort for Frøyatunnelen samsvarte godt med de resultatene som ble funnet for Strindheimtunnelen med noen få unntak.
- Mye av usikkerheten rundt analyseresultatene skyldtes at injeksjonsomfanget ble begrenset av andre faktorer enn bergmassekvaliteten. Tynn overdekning, liten avstand mellom tunnellopene og tilstedeværelsen av rampeløp er hovedårsakene til at injeksjonsprosedyrene i flere tilfeller avvek fra de generelle injeksjonsprosedyrene.

- Det var flere avgjørende parametere som ikke kunne studeres i denne analysen, blant annet var det ikke foretatt noen innlekkasjemålinger før injeksjonen. Dette skyldes også delvis at tunnelen allerede var såpass tørr at det var lite lekkasje å måle. Det var heller ikke logget noe trykkforløp underveis i injeksjonen, og det var kun sluttrykket som var notert i injeksjonsrapportene. Data fra strømmingen i injeksjonsmiddelet var heller ikke loggført.
- Dersom man får utviklet pålitelige metoder for å estimere injeksjonsforbruk og metode i en så tidlig fase av prosjektet som mulig, vil dette gjøre det mye enklere å estimere tids- og kostnadsforbruk for et tunnelprosjekt. For å kunne forske mer på dette området, er det viktig at man har tilgang på nødvendige data. Det er derfor viktig at data og observasjoner som blir gjort under injeksjonsprosessen loggføres og lagres slik at informasjonen kan brukes senere.
- Fortsatt er det veldig mye man ikke vet om forinjeksjon, og det trengs mer forskning på området. Forskningsprosjektet TIGHT som ble startet opp i 2014 og er planlagt ferdigstilt i 2018, er et veldig lovende prosjekt som forhåpentligvis kan bidra til å utvikle dagens kunnskap på fagområdet. Da forinjeksjon synes å bli en stor og viktig del av framtidens tunneldrift, vil derfor forskning på dette området være vel investerte kroner.

9 Litteraturliste

- Aarset A. 2009. E6 Trondheim-Stjørdal. Fjelltunnel og dagsone øst. Geologisk rapport, NGI.
- Absolute Granitecare 2010. Limestone pavement at Malham, Yorkshire Dales. Tilgjengelig fra: <http://www.absolutegranitecare.co.uk/Limestone.html> (lest 08.06.15).
- American Water Work Association A. 2014. Groundwater. 4. utg.: American Water Works Assoc. 296 s.
- Atlas Copco. 2014. Tilgjengelig fra: http://www.atlascopco.no/Images/CEMIX_grout_mixer_400245_456.jpg (lest 19.05.15).
- Bandis S., Barton N. & Christianson M. 1985. Application of a new numerical model of joint behaviour to rock mechanics problems. *Fundamentals of Rock Joints*. International Symposium on Fundamentals of Rock Joint, Luleå, Sverige. 345-356 s.
- Barton N. 1973. Review of new shear strength of rock and rock joints. *Engineering Geology*, vol 7, ss. 287-332.
- Barton N. 2002. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol 39, ss. 185-216.
- Barton N. 2004. The theory behind high pressure grouting-part 1. *Tunnels & Tunneling International*, vol 36 (9): 28-30.
- Bendiksen E., Often A. & Erikstad L. 2003. Befaring av eksisterende tunneler med lekkasjer. Vurdering av betydning for naturmiljø. *Miljø og samfunnstjenlige tunneler*, Internrapport 40. 54 s. Vegdirektoratet.
- Bhasin R. 2002. Frøyatunnelen- Vurdering av injeksjon i forhold til Q-parametre. *Miljø og samfunnstjenlige tunneler*. Internrapport 2261. 17 s. Vegdirektoratet.
- BLS AlpTransit 2008 Geology. The three geological challenges. http://www.blsalptransit.ch/en/frameset_e.htm . (lest 13.05.08)
- Brantberger M., Stille H. & Erikson M. 2000. Controlling grout spreading in tunnel grouting — analyses and developments of the GIN-method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol 15 (4): ss. 343-352.
- Brattli B. 2011. Fysisk og kjemisk hydrogeologi. Kompendium TGB4205. NTNU
- Climate & Global Dynamics Division C. 2012. Water budgets. Tilgjengelig fra: <http://www.cgd.ucar.edu/cas/Topics/waterbudgets.html> (lest 21.05.15).
- Daw G. P. & Pollard C. A. 1986. Grouting for groundwater control in underground mining. *International Journal of Mine Water*, Vol 4, ss. 1-40.

- EcogROUT 2012. Polyurethane grouting operation at Randolph deep mine. Tilgjengelig fra: <http://www.ecogROUT.com/wp-content/uploads/2012/04/Alex-directing-polyurethane-grouting-operation-at-Randolph-Deep-Mine.jpg> (lest 08.06.15).
- Feragen H. 2011. Injeksjonsprosedyre. E6 Trondheim-Stjørdal: Statens Vegvesen. 13 s.
- Fillibeck J. & Vogt N. 2012. Prediction of tunnel-induced settlements in soft ground. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*: CRC Press. ss. 735-742.
- Garshol K. F. 2011. Pre-Excavation Grouting in Rock Tunneling. Håndbok. BASF.
- Geotechdata. 2014. Lugeon test. Geotechdata.info. Tilgjengelig fra: http://www.geotechdata.info/geotest/Lugeon_test.html (lest 28.04.15).
- Grepstad G. K. 2002. The Water balance- Definition and Monitoring. *Water Control*, bilag 12: NFF, ss. 21-26
- Grønv E., Funehag J. & Janson T. 2014. Rock mass grouting in Sweden and Norway A matter of cultural differences or factual causes? *The grout line*, Vol 36, ss. 41-51
- Gudmundsson H. 2014. Ingeniørgeologisk sluttrapport Strindheimtunnelen. E6 Trondheim-Stjørdal.
- Gylland A. S. 2012. Strindheimtunnelen – Stabilitetsanalyse og vurderinger av påhugget ved dagsone vest (Masteroppgave NTNU)
- Hegebarth D. C. 2013. Grouting Equipment Manual - Selection, Operation, Maintenance, and Repair, *Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, SME*. 115 s.
- Henn R. W. & Soule N. C. 2013. Ultrafine Cement in Pressure Grouting, *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, 74 s.
- Hognestad H. O. 2006. Microcement Pre-Injection in Norway. *Tunnels&Tunneling International* March 2006 ss. 18-20.
- Hognestad H. O. & Holter K. 2012. Modern Pre-Excavation Grouting for Underground Structures in Rock. *Grouting and Deep Mixing*: ss. 890-902.
- Hognestad H. O. 2014. Tunnelinjeksjon. Presentasjon Yngres Nettverk 2014. Oslo.
- Holmøy K. H. & Nilsen B. 2014. Significance of Geological Parameters for Predicting Water Inflow in Hard Rock Tunnels. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol 47(3) ss. 853-868
- Hudson J. A. & Harrison J. P. 1997. Engineering rock mechanics. An introduction to the principles. Pergamon 444s.

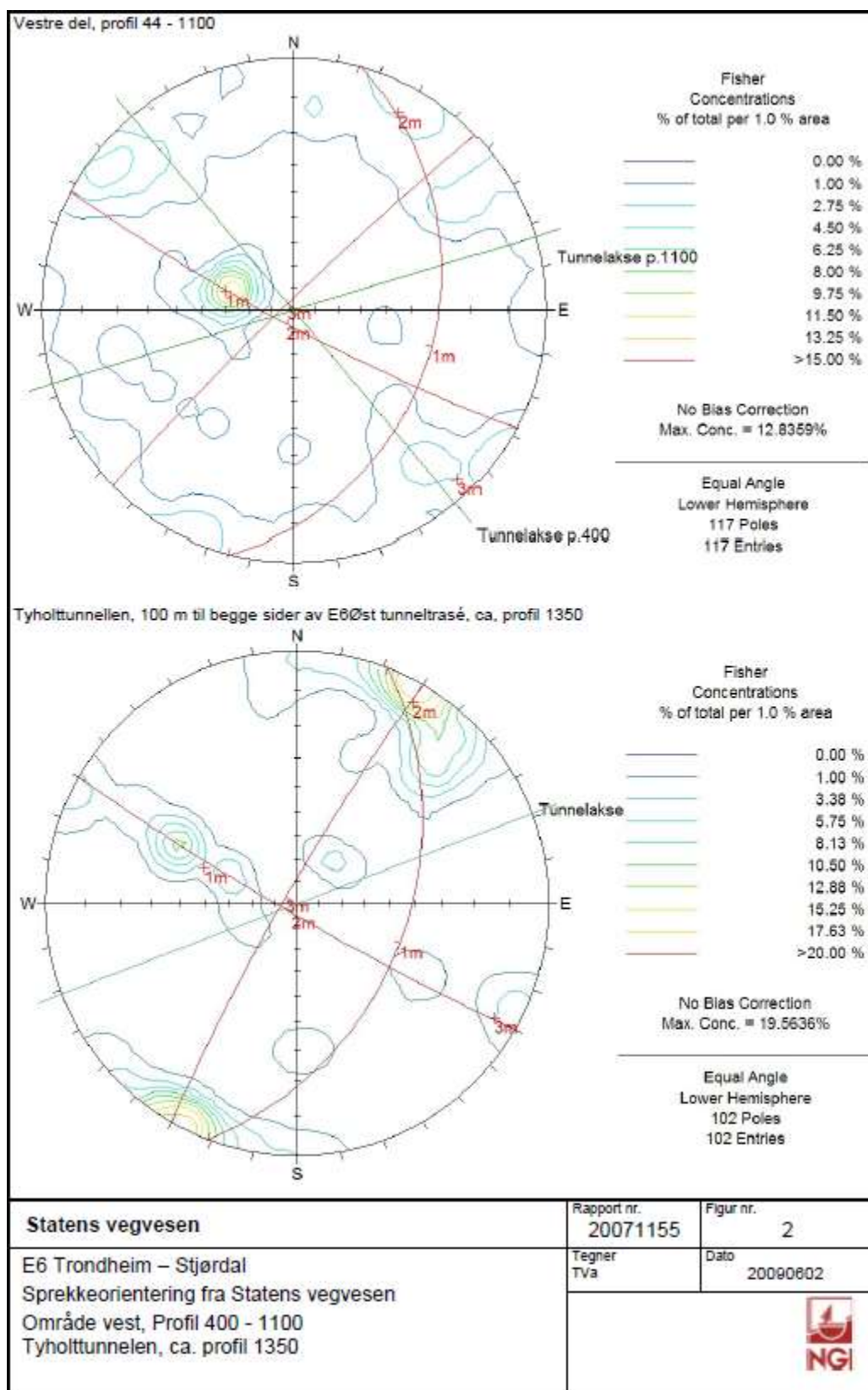
- Karlsrud K., Kveldevik V., Snilsberg P., Søvik A. K., Erikstad L., Bendiksen E., Tuttle K. & Worsely R. T. 2001. Konsekvenser av tunnellekkasjer for det ytre miljø. *Miljø og samfunnstjenlige tunneler*, Vegdirektoratet. Internrapport, 69 s.
- Karlsrud K. 2002. Control of water leakage when tunneling under urban areas in the Oslo Region. *Water Control*, NFF, Vol 12 , ss. 27-33.
- Karlsrud K., Erikstad L. & Snilsberg P. 2003. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. *Miljø og samfunnstjenlige tunneler*, Vegdirektoratet. Publikasjon nr 103, 94 s.
- Karol R. H. 2003. *Chemical Grouting and Soil Stabilization*: CRC Press.
- Kartverket. 2015. www.norgeskart.no (lest 17.02.15).
- Klüver B. H. & Kveen A. 2004. Berginjeksjon i praksis. *Miljø og samfunnstjenlige tunneler*, Vegdirektoratet. Publikasjon nr 104, 68 s.
- Kunkel J. R. 2013. Hydraulic Conductivity Characterisation and Effects of Scale in Fractured Rock. Tilgjengelig fra: <http://www.minewatersolutions.com/wp-content/uploads/2013/05/01-J-Kunkel-Hydraulic-conductivity-characterization-of-fractured-rock-at-mine-sites.pdf> (lest 22.05.15).
- Lindstrøm M. & Kveen A. 2004. Sluttrapport. *Miljø og samfunnstjenlige tunneler*, Vegdirektoratet. Publikasjon 105, 73 s.
- Lombardi G. & Deere D. 1993. Grouting design and control using the GIN-principle. *Water Power and Dam Construction*, Vol 45(6), ss. 15-22.
- Lombardi G. 2002. Grouting of rock masses. 3. International conference on grouting and ground treatment, Minusio.
- Melby K, Øvstedal E 1999 Daily life of subsea rock tunnels— construction, operation and maintenance. Proceedings of ITA World tunnel Congress, Workshop Strait Crossings—Subsea tunnels, Oslo 2009. Tekna/ITA, Oslo, ss 14–27
- Moon J.-S. 2010. Representativeness of jointed rock mass hydraulic conductivity obtained from packer tests for tunnel inflow rate estimate. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Vol 48(5), ss. 835-848.
- Morgan E. 2015. TIGHT True Improvement in Grouting High pressure Technology for tunneling. Vårsleppet: NGI Sintef.
- NFF. 2002. Berginjeksjon. Håndbok nr 1, Norsk Bergmekanikkgruppe, 116 s.
- NFF. 2010. Praktisk berginjeksjon for underjordsanlegg. Håndbok 06, Norsk Bergmekanikkgruppe, 96 s.
- NGI. 2013. Bruk av Q-systemet. Bergmasseklassifisering og bergforsterkning. 49 s.

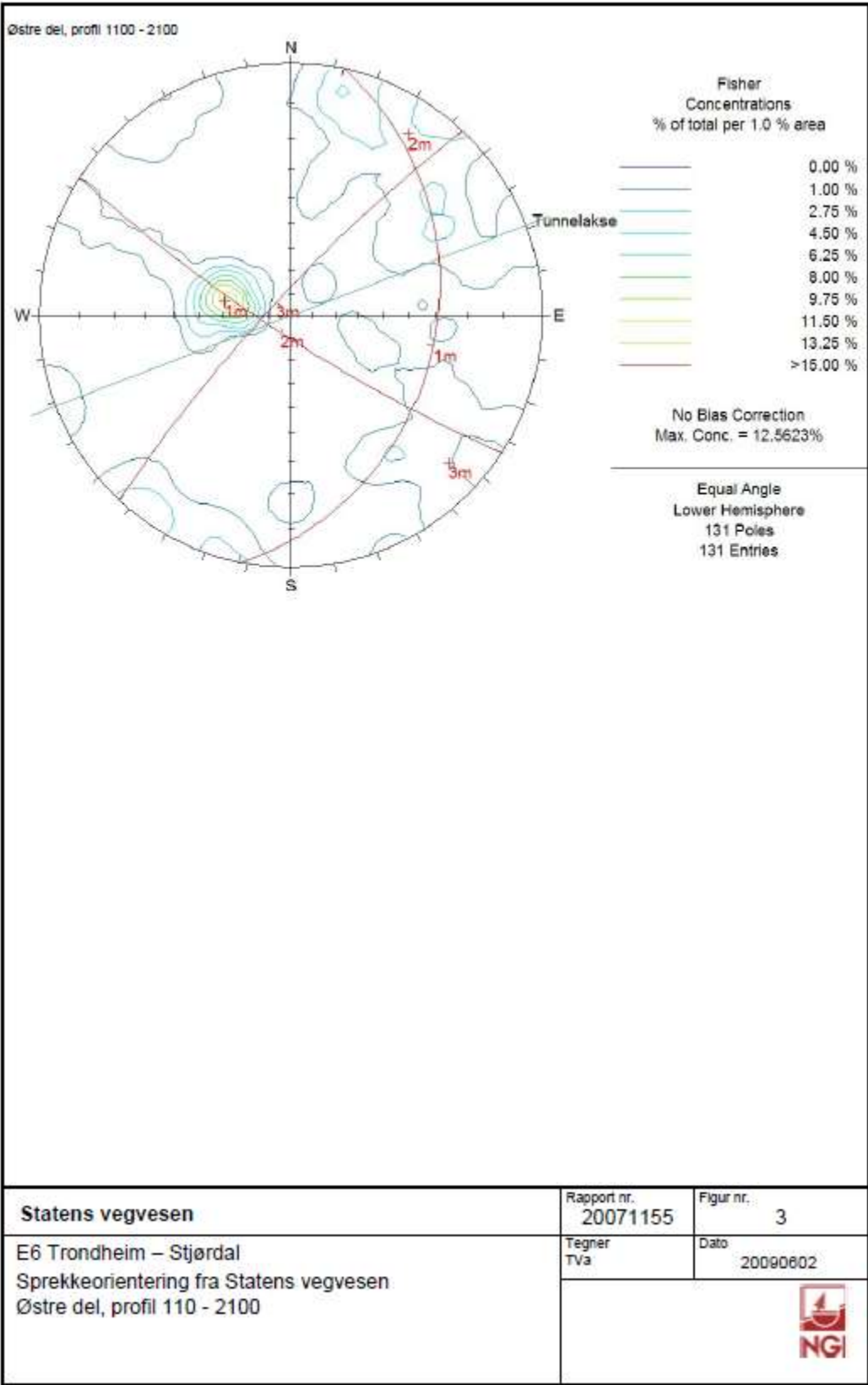
- Nilsen B. & Palmstrøm A. 2000. Hand Book No. 2. Engineering geology and rock engineering. *Norwegian group for rock mechanics in cooperation with Norwegian tunnelling society* NBG&NFF, Norway, 249 s.
- Nilsen B. 2012. Ingeniørgeologisk prosjektering. Forelesningsnotat, revidert utgave januar 2012.
- Panthi K. K. 2013. Pre-injection versus post-injection grouting – a review of a case from the Himalaya. Konferanseartikkel: *47th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium holdt i San Francisco, CA, USA, 23-26 juni 2013*. ARMA, American Rock Mechanics Association
- Panthi K. K. 2014. Analysis on the pre-injection grout consumption at Strindheim road tunnel project, Trondheim, Norway. *Eurock 2014. Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses* CRC Press ss. 1133-1137.
- Peck R. B. 1969. Deep excavations and tunneling in soft ground. Proc. 7th International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, s. 225-290.
- Ramsay J. G. & Huber M. I. 1987. The techniques of modern structural geology. Vol 2 Folds and Fractures, Academic Press, London ss. 309-700.
- Scesi L. & Gattinoni P. 2009. Water Circulation in Rocks. Milano, Italy: Springer. 163 s.
- Seiler K. P. & Gat J. R. 2007. Groundwater recharge from run-off, infiltration and percolation, b. 55. Texas A&M University, College Station, U.S.A.: Water Science and Technology Library. 237 s.
- Statens Vegvesen. 2014a. Vegtunneler. Håndbok N500. Vegdirektoratet, 130 s.
- Statens Vegvesen. 2014b. Konsekvensanalyser. Håndbok V712, Vegdirektoratet, 221 s.
- Statens Vegvesen. 2014c. Strindheimtunnelen. Tilgjengelig fra: <http://www.vegvesen.no/Europaveg/e6ost/Strindheimtunnelen> (lest 09.02.15).
- Steingrímsson J.H. & Hardarson B.A. 2000- Water in basaltic tunnels. Examples from Breidadals- and Hotnsheidi tunnel and Hvalfördur subsea tunnel, Iceland. Rock blasting conference, Norwegian Tunnelling Association, Oslo, ss. 37.1–37.16
- Tollan A. 1977. Vann-en naturressurs. Universitetsforlaget Oslo, 107 s.
- TPH Waterproofing Systems. 2015. Packer for injection. Tilgjengelig fra: <http://www.tph-bausysteme.com/en/systeme-fuer-den-tunnelbau/injektionsgeraete-und-zubehoer/metal-packer/> (lest 23.05.15).
- Tunbridge L., Aarset A. & Tønnesen E. 2014. FOU Prosjekt med måling av injeksjonstrykk in situ.

- US. Geological Survey U. 2014. MODFLOW and Related Programs: USGS. Tilgjengelig fra: <http://water.usgs.gov/ogw/modflow/index.html> (lest 27.05.15).
- Walsh J. B. & Brace W. 1984. The effects of pressure on porosity and the transport properties of rock. *Geophysical Research Letters*, Vol 80, ss. 9425-9431.
- Ward D. C., Sage R. & Robinson R. A. 2013. Case-history based settlement trough characteristics for pressurised TBM tunneling in glacial soils. Rapid Excavation and Tunneling Conference Proceedings: Society for Mining Metallurgy and Exploration. 373-380 s.
- Warner J. 2004. Practical Handbook of GROUTING SOIL, ROCK AND STRUCTURES. New Jersey: John Wiley&Sons. 691 s.
- Weaver K. D. & Bruce D. A. 2007. Dam Foundation Grouting: American Society of Civil Engineers ASCE PRESS, 441 s.
- Woldmo O. & Grøv E. 2013. Planning for water inflow control in tunnels and caverns. *Advances in Underground Space Development*.

10 Vedlegg

A1 Stereoplott Strindheimtunnelen





A2 Skjema med sikringsmengder for ulike tunnelprofil

STRINDEHIMTUNNELN - SIKRINGSKLASSER PERMANENT SIKRING

Ref. Håndbok 021, høringsutgave dater 31.10.2008, tabell 7.1

Tunnelprofil	Bulelengder			Kommentar
	T7	T9.5	T13.5 (norske)	
Bulelengde (m) beregnet spenningsprofil	18.32	21.66	24.83	Bulelengde i beregnet spenningsprofil for T7=18.32 (ref. HB021 pr. mars 2006)
Bolter - velledelede avstand mellom stål og nederte bol i vegg	12.32	15.66	20.83	
Klasse I: 3 m opp fra stål for T7 og T9.5				
2 m opp fra stål for T12.5 og T13				
Klasse II: 2 m opp fra stål for T7 og T9.5	14.32	17.66	21.83	Angit plassering av nederte bol i vegg er veiledende. Behov for bolting i vegger bør vurderes ut fra sprøkkemønstret observert under ingeniørfølgisk kartlegging på stift.
1.5 m opp fra stål for T12.5 og T13				
Klasse III & IV: 1.5 m opp fra stål (alle profiler)	15.32	18.66	21.83	
Sprøytebetong - bulelengde	14.32	17.66	20.83	
Klasse I: 2 m opp fra stål (alle tunnelprofiler)				
Klasse II, III, IV og V: ned til stål (alle profiler)	18.32	21.66	24.83	

Rubet 1,4
Prelletap 10 %

Beregnses-klasse	Q-verdi	Sikrings-klasse	Permanent sikring (ref. Håndbok 021 (høringsutgave 31. oktober 2008), tabell 7.1)		Salvelengde ^{**}	Bolter		m ³ /m	Sprøytebetong				
			Bolter (lcc i m ³)	tykkelse (mm)		type	biert		Forbolter	Bolter rundt profillet	Bolter pr. meter	Bolting pr. salve	2,5 m
A/B	10-100	I	spredt	80	E700	normal (5 m)	8	3,6	9	18	2,3	4,4	8,8
C1	4-10	II-1	2,2	80	E700	normal (5 m)	9	4,7	12	24	2,8	7,1	14,1
D	1-4	III	1,9	100	E700	normal (5 m)	11	7,3	18	37	4,2	10,6	21,2
E	0,1-1	IV	1,5	150	E1000	reduisert	11				4,2	10,6	21,2
F	0,01-0,1	V	1-1,3	150 - 250	E1000	reduisert					10,6 - 17,6	21,2 - 35,3	
G	<0,01	VI			E1000	reduisert							

Beregnses-klasse	Q-verdi	Sikrings-klasse	Permanent sikring (ref. Håndbok 021 (høringsutgave 31. oktober 2008), tabell 7.1)		Salvelengde ^{**}	Bolter		m ³ /m	Sprøytebetong				
			Bolter (lcc i m ³)	tykkelse (mm)		type	biert		Forbolter	Bolter rundt profillet	Bolter pr. meter	Bolting pr. salve	2,5 m
A/B	10-100	I	spredt	80	E700	normal (5 m)	9	4,1	10	20	2,7	6,7	13,3
C2	4-10	II-2	2,2	80	E700	normal (5 m)	11	5,8	14	28	3,3	8,3	16,7
D	1-4	III	1,9	100	E700	normal (5 m)	13	6,7	22	43	5,0	12,5	25,0
E	0,1-1	IV	1,5	150	E1000	reduisert					5,0 - 8,3	12,5 - 20,8	
F	0,01-0,1	V	1-1,3	150 - 250	E1000	reduisert							
G	<0,01	VI			E1000	reduisert							

Beregnses-klasse	Q-verdi	Sikrings-klasse	Permanent sikring (ref. Håndbok 021 (høringsutgave 31. oktober 2008), tabell 7.1)		Salvelengde ^{**}	Bolter		m ³ /m	Sprøytebetong				
			Bolter (lcc i m ³)	tykkelse (mm)		type	biert		Forbolter	Bolter rundt profillet	Bolter pr. meter	Bolting pr. salve	2,5 m
A/B	10-100	I	spredt	80	E700	normal (5 m)	11	5,0	13	25	3,1	7,7	15,4
C2	4-10	II-2	2,2	80	E700	normal (5 m)	13	6,8	17	34	3,8	9,6	19,2
D	1-4	III	1,9	100	E700	normal (5 m)	16	10,7	27	53	6,9	17,3	34,6
E	0,1-1	IV	1,5	180	E1000	reduisert					7,7 - 9,6	19,2 - 24,0	
F	0,01-0,1	V	1-1,3	200 - 250	E1000	reduisert							
G	<0,01	VI			E1000	reduisert							

Beregnses-klasse	Q-verdi	Sikrings-klasse	Permanent sikring (ref. Håndbok 021 (høringsutgave 31. oktober 2008), tabell 7.1)		Salvelengde ^{**}	Bolter		m ³ /m	Sprøytebetong				
			Bolter (lcc i m ³)	tykkelse (mm)		type	biert		Forbolter	Bolter rundt profillet	Bolter pr. meter	Bolting pr. salve	2,5 m
A/B	10-100	I	spredt	80	E700	normal (5 m)	11	5,0	12,5	25	3,1	7,8	15,7
C2	4-10	II-2	2,2	80	E700	normal (5 m)	13	6,8	17	34	3,9	9,8	19,6
D	1-4	III	1,9	100	E700	normal (5 m)	16	10,7	27	53	7,1	17,7	35,3
E	0,1-1	IV	1,5	180	E1000	reduisert					7,8 - 9,8	19,6 - 24,5	
F	0,01-0,1	V	1-1,3	200 - 250	E1000	reduisert							
G	<0,01	VI			E1000	reduisert							

Fotnoter:
 *) Boltestavstand er hentet fra Q-systemets sikringsdiagram. Det er benyttet ESR=1.
 For sikringsklasse II-1 og II-2 er benyttet c/c=2,2 (gjennomsnitt av c/c=2,1 (Q=4) og c/c=2,3 (Q=10))
 For sikringsklasse III er benyttet c/c=1,8 (gjennomsnitt av c/c=1,7 (Q=1) og c/c=2,1 (Q=4))
 For sikringsklasse IV er benyttet c/c=1,5 (gjennomsnitt av c/c=1,3 (Q=0-01) og c/c=1,7 (Q=1))
 **) Anbefalte salvelengder ut fra stabilitetsmessige hensyn. Andre forhold (f.eks. rystelseskrav, liten overdekning) kan medføre at reduserte salvelengder og/eller deling av tverrsnitt også må benyttes for bergmasselasse A-D

A3 Forbruk av injeksjonsmateriale for ulike norske prosjekter

Sammenstilling av injeksjon for følgende tunnelprosjekter:	Tunnelfakta			Gjennomsnittstall for boring og sementforbruk									
	Tunnel-lengde	Uforming og tverrsnitt	Drevet mellom	Bormeter pr m inj.tunnel	Bormeter pr m ² inj.tunnel	Masse kg pr hull, inkl. fyll	Masse kg pr m hull, inkl. fyll	Masse kg pr m inj.tunnel	Masse kg pr m ² inj.tunnel	Masse kg pr time inj.tid	Inj.tid time pr m inj.tunnel		
Tåsen	933 m Ø 937 m V	To løp med flere ramper, 65-80 m ²	1997-1998	85	2,74	535	26	802	26	870	0,92		
Svartdal	1700 m N 1450 m S	To løp med avslutende ramper, ca 65 m ²	1998-2000	22	0,65	1358	80	1719	51	978	1,76		
Lundby	2060 m N 2060 m S 238 m vent.-tunnel	To løp med 13 tverforbindelser, 86-92 m ²	1994-1998	80	2,00	79	6	476	12	-	-		
Storhaug	1260 m	Ett løp, 85 m ²	1998-2001	130	3,33	112	8	1014	26	273	3,71		
Bragernes	2310 m totalt inkl. vent. - og førings-tunnel	Ett løp, 72-83 m ²	1999-2001	17	0,57	2050	81	1242	42	2774	0,45		
Baneheia	3000 m totalt	To løp med avslutende ramper, 44-87 m ²	1999-2001	40	1,08	256	9	514	14	755	0,68		
Lunner (øst)	1555 m av 3800 m	Ett løp, ca 61 m ²	2001-2003	40	1,26	722	30	1299	41	1224	1,06		
Hagan	2700 m totalt	Ett løp, 62-85 m ²	2001-2003	45	1,29	1418	59	2716	78	1893	1,43		

Kilde (Klüver & Kveen, 2004).

A4 Oversikt over parameterne i Q-systemet

1	RQD = Oppsprekkingsfaktor (Rock Quality Designation)	RQD
A	Svært dårlig (< 27 sprækker per m ²)	0-25
B	Dårlig (20-27 sprækker per m ²)	25-50
C	Middels (13-19 sprækker per m ²)	50-75
D	God (8-12 sprækker per m ²)	75-90
E	Utmerket (0-7 sprækker per m ²)	90-100

Merk: 1) Der RQD er oppgjort eller målt til ≤ 10 (inkluderer D). Brukes verdien 10 for d bestemte Q-verdier
 2) RQD-hendelser på 5, dvs. 100, 95, 90, osv., er tilsvarende nevnte

2	J _n = Tall for sprækkeseff	J _n
A	Måst, ingen eller få sprækker	0,5-1,0
B	Ett sprækkeseff	2
C	Ett sprækkeseff plus tilfældige sprækker	3
D	To sprækkeseff	4
E	To sprækkeseff plus tilfældige sprækker	6
F	Tre sprækkeseff	9
G	Tre sprækkeseff plus tilfældige sprækker	12
H	Fire eller flere sprækkeseff, tilfældig og stort oppsprukket "sukkerbitting", osv.	15
J	Knut berg jordfylling	20

Merk: 1) For tunnelyst, bruk 3x J_n
 2) For påhug, bruk 2 x J_n

3	J _r = Sprækketurthetstall	J _r
a) Begrevgkondit, og b) Begrevgkondit for skjærbøvegesen har gitt 10 cm		
A	Diskontinuerlige sprækker	4
B	Ru eller ujern, bølgete	3
C	Glatte bølgete	2
D	Glatte bølgete	1,5
E	Ru, ujern, plan	1,5
F	Glatte plan	1
G	Glatte plan	0,5

Merk: 1) Bestemelse henviser til småbølger og store og mellombølger.
 2) I den enkelte gruppe

c) Ingen bergkondit ved skjærbøvegesen	J _r
H	1

Merk: 1) Legg til 1 hvis gjennomfylling av jord i det relevante sprækkeseff er mer enn 3 m (Grunngitt av størrelsen på tunneldiameteren)
 2) J_r = 0,5 kan brukes for plane glatte med fylling, forutsatt at fyllingen er orientert i samning bevegelsesretning

4	J _s = Tall for sprækketylling	φ _r	J _s
a) Bergkondit ingen innvirkning bare belag			
A	Sammensatte sprækker med tvære minner som kvarts eller epidot		0,75
B	Uomvendte sprækkeseff bare overflateisolasjon		25-35
C	Uttredde bruddflater like myrde innvendige sprækkeseff bare til designt berg, osv.		25-30
D	Sling eller sandig sprækkeseff (itt til (like svulende))		20-25
E	Oppblåst løstberg med lav frisjon, fiske, kobbitt eller glimmer. Oppå stort, tåk, gips, grotte osv. og små mengder sveletere.		8-16

b) Bergkondit for 10 cm skjærbøvegesen tykk innvirkning	φ _r	J _s	
F	Sandige partier, opplyst berg, ikke let	25-30	4
G	Stort overkondit, oppblåst fylling av lørmasser, (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse)	16-24	6
H	Middels eller litt overkondit fylling av oppblåst lørmasser (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse)	12-16	8
J	Fylling av sveletere, dvs. motmottatt (kontinuerlig, men <5 mm tykkelse). J _s -verdien avhenger av prosentvis innhold av sveletere.	6-12	8-12

c) Ingen bergkondit ved skjærbøvegesen tykk innvirkning	φ _r	J _s	
K	Soner og bånd av designt eller knust berg. Stort overkondit, oppblåst fylling	16-24	6
L	Soner og bånd av knust eller designt berg og let. Middels til litt overkondit oppblåst fylling	12-16	8
M	Soner og bånd av let eller knust eller designt berg. J _s -verdien avhenger av prosentvis innhold av sveletere.	6-12	8-12
N	Tyke kontinuerlig soner eller bånd med let. Stort overkondit	12-16	10
O	Tyke kontinuerlig soner eller bånd med let. Middels til litt overkondit	12-16	13
P	Tyke kontinuerlig soner eller bånd med let. Sveletere. J _s -verdien avhenger av prosentvis innhold av sveletere.	6-12	13-20

5	J _v = Sprækketværestall	J _v
A	Tvære bergsoner eller mindre ring (fuldig eller noen få dripp)	1,0
B	Middels innring, og og til utvasking av sprækketylling (mange dripp/regn)	0,66
C	Vannkiler eller høyt tykk kompetent berg med utlye sprækker	0,5
D	Stort fylling eller høyt tykk, bølgete utvasking av sprækketylling	0,33
E	Utfordring høy innretning eller vannkiler av et med tid. Forbinder utvasking av kompetent berg	0,2-0,1
F	Utskiftelig høy innretning eller vannkiler forsterket uten merkor reduksjon. Forbinder utvasking av kompetent berg	0,1-0,05

Merk: 1) Faktorene C til F er grove estimater. ØK J_v hvis berg er dremose eller det utføres injeksjon
 2) Spesielle problemer forårsaket av radonose er ikke tatt med i beregning

6	SRF = Spenningsfaktor	SRF
a) Svakheter som kryser tunnelen eller bergsoner, som kan føre til del bergmasse løsner		
A	Høyt opplyst av svakheter som inneholder lette eller klemte forsterker, avspert berg (unntatt dybde), eller lange soner med kompetent (avsk) berg (unntatt dybde), for skiving av 0,1 og 0,1	10
B	Flere svakheter innefor en kort sektion i kompetent avspert sideberg (unntatt dybde)	7,5
C	Enkelstående svakheter med eller uten lette eller klemte forsterker (avsk) (avsk) (avsk)	5
D	Løse, dype sprækker, mange sprækker eller "sukkerbit", osv. (unntatt dybde)	5
E	Enkelstående svakheter med eller uten lette eller klemte forsterker (avsk) (avsk) (avsk)	2,5

Merk: 1) Reduser disse SRF-verdiene med 25-50 % hvis svakhetsene bare påvirker men ikke kryser den undersøkte dringen

b) Kompetent, hovedsakelig massivt berg spenningsproblemer	σ _v /σ ₁	σ _v /σ ₂	SRF	
F	Lave spenninger, nær overflate, egne sprækker	>200	<0,01	2,5
G	Middels spenninger, gunstige spenningsforhold	200-10	0,01-0,3	1
H	Høy spenninger, svært tett struktur, vanligvis grunn for stabilitet, kan også være ugunstig for stabilitet, avhenger av retningen på spennings sammenfall med sprækkedireksjon/ svakheter	10-5	0,3-0,4	0,5-2
J	Moderat utvasking eller > 1 time i massivt berg	5-3	0,5-0,65	5-50
K	Avsteking og berging eller noen minutter i massivt berg	3-2	0,65-1	50-200
L	Intens berging og umiddelbar dynamisk deformasjon i massivt berg	<2	>1	200-400

Merk: 1) For steil orienterte vertikale spenningsretninger (ca 90°), når σ_v/σ₁ ≤ 10, bruk σ_v/σ₂ ≤ 10
 2) For steile orienterte vertikale spenningsretninger (ca 90°), når σ_v/σ₁ > 10, bruk σ_v/σ₂ ≤ 10
 3) σ_v = maksimum langretningsspenning (estimer for elastisk teori)
 4) Når avstanden til berging er mindre enn spenningsretningen, bruk det at SRF, eller fra 2,5 til 5 for slike tilfeller (se F)

c) Sveleberg, plastisk deformasjon i ikke kompetent berg under påvirkning av høyt trykk	σ _v /σ ₂	SRF	
M	Moderat sveleende bergtykk	1-5	5-10
N	Intens sveleende bergtykk	>5	10-20

Merk: 4) For bestemmelse av sveleende bergkondit henviser til relevant litteratur (dvs. Singh et al., 1992 og Brannan og Grimstad, 1993)

d) Sveleende berg klemte svelektivitet ved fylling på vann	SRF	
O	Moderat swelling	5-10
P	Intens swelling	10-15

Merk: For J_n og J_v brukes verdiene fra det sprækkeseff eller diskontinuerer hvor utglidning mest sannsynlig vil skje.

A5 Oversikt over total innlekkasje og innlekasekrav langs Strindheimtunnelen

Tunnelløp	Fra	Til	Lengde	Fra måling (liter/minutt)	Omregnet liter/min pr. 100 m	Krav liter/min. pr. 100 m
HØ	2429	2100	329	5,5	1,7	
HV	2414,2	2076	338,2	1,9	0,6	
RØ	737	565	172	10,6	6,2	
RV	659	485	174	1,0	0,6	
Sum					9,0	16

HØ	2100	1900	200	3,4	1,7	
HV	2076	1870	206	1,2	0,6	
RØ	565	370	195	12,1	6,2	
RV	485	272	213	1,2	0,6	
Sum					9,0	18

HØ	1900	1400	500	4,8	1,0	
HV	1870	1370	500	2,8	0,6	
Sum					1,5	18

HØ	1400	1300	100	0,9	0,9	13
HV	1370	1270	100	0,6	0,6	
Sum					1,5	13

HØ	1300	1000	300	4,8	1,6	
HV	1270	975	295	3,4	1,2	
Sum				8,2	2,8	10

HØ	1000	600	400	14,6	3,7	
HV	975	600	375	10,5	2,8	
Sum					6,5	13

HØ	600	500	100		3,8	
HV	600	490	110	4,9	4,4	
Sum					8,2	10

HØ	500	400	100		2,3	
HV	490	395	95		4,2	
Sum					6,5	8

A6 Eksempel på injeksjonsrapport fra Strindheimstunnelen

LOGAC		WORKSITE: 1	Grouting Report					Atlas Copco						
		SECTION: 1												
		PRINTOUT DATE: 27.08.2010												
<i>Hovedlep vestgående rel 2411,5</i>														
HOLE NO.	HOLE LENGTH [m]	STAGE NO.	RECIPE NO.	INJECTION NO.	WIC	CODE	DATE [yyyy.mm.dd]	START TIME [hh:mm:ss]	STOP TIME [hh:mm:ss]	LOGGING TIME [hh:mm:ss]	VOLUME [Litre]	PRESSURE [Bar]	CHECKSUM	
1	1	21	1	10	1	1	None	2010.08.25	23:31:11	00:05:51	00:34:40	500.6	5.9	Missing
2	1	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	03:45:36	04:00:50	00:15:14	102.2	28.8	OK
3	2	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	00:13:09	00:42:01	00:28:52	510.5	4.3	OK
4	2	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	04:05:37	04:21:22	00:15:45	213.8	13.1	OK
5	2	21	1	10	3	1	None	2010.08.26	09:38:34	09:58:35	00:20:01	174.9	0.0	OK
6	3	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	00:42:21	01:35:00	00:52:39	495.7	8.8	OK
7	3	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	04:22:02	04:32:05	00:10:03	140.2	8.9	OK
8	4	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	01:35:50	02:18:30	00:42:40	497.2	12.5	OK
9	4	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	04:32:55	04:47:18	00:14:23	202.5	10.6	OK
10	5	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	02:08:27	02:19:50	00:11:23	170.2	7.9	Missing
11	5	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	02:26:59	02:40:55	00:13:56	148.7	11.0	OK
12	5	21	1	10	3	1	None	2010.08.26	06:15:08	06:24:09	00:09:01	149.7	9.6	OK
13	5	21	1	10	4	1	None	2010.08.26	09:29:53	09:44:04	00:14:11	195.6	15.7	OK
14	6	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	01:29:18	02:07:17	00:37:59	498.2	15.6	OK
15	6	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	06:20:29	06:27:59	00:07:30	175.4	15.8	OK
16	6	21	1	10	3	1	None	2010.08.26	08:52:24	09:19:06	00:26:42	458.4	12.2	OK
17	7	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	00:48:42	01:28:28	00:38:46	498.7	12.9	OK
18	7	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	06:06:52	06:09:12	00:02:20	16.7	28.8	OK
19	8	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	00:12:48	00:48:42	00:35:54	498.1	17.9	OK
20	8	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	05:56:55	05:58:36	00:01:41	1.1	31.4	OK
21	9	21	1	10	1	1	None	2010.08.25	23:19:41	00:04:41	00:45:00	497.7	17.2	OK
22	9	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	02:41:55	02:42:25	00:00:30	0.0	4.6	OK
23	9	21	1	10	3	1	None	2010.08.26	05:48:12	05:51:22	00:03:10	1.8	29.7	OK
24	10	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	02:42:55	03:02:10	00:19:15	236.3	9.6	Missing
25	10	21	1	10	2	1	None	2010.08.26	03:06:17	03:20:50	00:15:33	299.9	14.7	OK
26	10	21	1	10	3	1	None	2010.08.26	06:41:07	06:58:17	00:15:10	180.6	6.9	OK
27	10	21	1	10	4	1	None	2010.08.26	08:31:43	08:45:54	00:14:11	95.8	27.4	OK
28	11	21	1	10	1	1	None	2010.08.26	03:21:20	04:02:10	00:40:50	454.8	25.3	Missing

Continued on next page

LOGAC

WORKSITE: 1

SECTION: 1

PRINTOUT DATE: 27.08.2010

Grouting Report



Hovedlop vestgående pøl 241,5

	<u>HOLE NO.</u>	<u>HOLE LENGTH</u> [m]	<u>STAGE NO.</u>	<u>RECIPE NO.</u>	<u>INJECTION NO.</u>	<u>W/C</u>	<u>CODE</u>	<u>DATE</u> [yyyy:mm:dd]	<u>START TIME</u> [hh:mm:ss]	<u>STOP TIME</u> [hh:mm:ss]	<u>LOGGING TIME</u> [hh:mm:ss]	<u>VOLUME</u> [Litre]	<u>PRESSURE</u> [Bar]	<u>CHECKSUM</u>
29	11	21	1	10	2	1	None	2010:08:26	04:05:07	04:36:15	00:31:08	204.3	23.9	OK
30	11	21	1	10	3	1	None	2010:08:26	08:19:11	08:21:11	00:02:00	2.2	29.1	OK
31	12	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	04:38:05	05:32:34	00:54:29	537.5	9.3	OK
32	13	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	07:05:18	07:14:58	00:09:40	51.7	22.1	OK
33	14	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	07:20:28	08:12:31	00:52:03	352.7	14.9	OK
34	15	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	08:57:34	09:00:34	00:03:00	14.0	14.1	OK
35	16	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	08:44:13	08:48:44	00:04:31	60.2	14.6	OK
36	17	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	08:37:23	08:40:33	00:03:10	50.2	14.9	OK
37	18	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	08:22:51	08:26:51	00:04:00	51.8	14.5	OK
38	19	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	07:42:49	08:11:21	00:28:32	97.4	15.0	OK
39	20	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	07:34:19	07:41:49	00:07:30	14.8	14.6	OK
40	21	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	07:25:59	07:30:19	00:04:20	15.3	15.6	OK
41	22	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	07:05:38	07:19:19	00:13:41	19.1	19.6	OK
42	23	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	05:09:43	05:36:54	00:27:11	396.0	26.4	OK
43	24	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	04:48:08	05:02:42	00:14:34	54.4	26.2	OK
44	25	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	03:05:57	03:44:56	00:38:59	498.8	14.1	OK
45	25	21	1	10	2	1	None	2010:08:26	09:04:55	09:20:36	00:15:41	204.7	7.2	OK
46	26	21	1	10	1	1	None	2010:08:26	02:27:09	03:00:40	00:33:31	499.6	21.4	OK
47	26	21	1	10	2	1	None	2010:08:26	06:29:19	06:36:00	00:06:41	114.2	7.6	Missing
48	26	21	1	10	3	1	None	2010:08:26	06:44:07	07:04:27	00:20:20	209.3	0.0	OK
Total volume:												10903.0		
Total kg dry cement:												8291.5		