



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

KONSTA HUHTALA
LUOLIEN RUISKUBETONOINNIN MERKITYKSEN TARKASTELU
MATEMAATTISELLA MALLINNUKSELLA JA SIMULOINNILLA
Diplomityö

Tarkastajat:
Professori (emeritus)
Seppo Pohjolainen
Associate Professor (tenure track)
Jari Mäkinen
Tarkastajat ja aihe hyväksytty
Luonnontieteiden tiedekuntaneuvoston kokouksessa 7.12.2016

TIIVISTELMÄ

KONSTA HUHTALA: Luolien ruiskubetonoinnin merkityksen tarkastelu matemaattisella mallinnuksella ja simuloinnilla

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 98 sivua, 4 liitesivua

Helmikuu 2017

Teknis-luonnontieteellinen DI-tutkinto-ohjelma

Pääaine: Matematiikka

Tarkastajat: Professori (emeritus) Seppo Pohjolainen ja Associate Professor (tenure track) Jari Mäkinen

Avainsanat: skaalattu etäisyys, kammioväli, ruiskubetoni, varastointitiheys, tärähdysaalto, dynaaminen kasvukerroin, hydrokoodi

Ruiskubetoni on maanalaisessa rakentamisessa laajalti hyödynnetty materiaali. Tämän työn tavoitteena on selvittää kalliopinnalle asennetusta ruiskubetonoinnista saatava hyöty maanalaisia räjähdysainevarastoja tarkasteltaessa. Uhkakuvana on räjähdysainevaraston yksittäisessä kammiossa tapahtuva räjähdysonnettomuus, joka aiheuttaa viereiseen kammioon heitteitä. Räjähdysonnettomuuden varalle on määritelty suojaetäisyydet luolien sijainnille toisiinsa nähden. Työssä tarkastellaan tapoja määrittää luolien räjähdysonnettomuuden johdosta kärsimät vahingot ja ruiskubetonoinnin vaikutus pyrittäessä rajoittamaan luolan ja luolan sisältämien räjähteiden kärsimiä vahinkoja, joiden aiheuttajaksi oletetaan räjähdysten synnyttämät heitteet.

Tavoitteen saavuttamiseksi työssä käydään läpi aiheeseen liittyviä tutkimustuloksia sekä esitellään aiheen taustalla vaikuttavia ilmiöitä. Esille tuodaan koeräjäytystuloksia liittyen maanalaisiin räjähdysainevarastoihin, ja tarkastellaan ruiskubetonoinnin käyttäytymiseen räjähdysonnettomuuden aikana liittyviä ilmiöitä. Työ sisältää tämän lisäksi tietokonemallinnusta ja simulointia, joita hyödynnetään ruiskubetonoinnin vaikutuksen selvittämisessä räjähdysonnettomuuden sattuessa. Suoritettujen simulaatioiden antamia tuloksia verrataan koeräjäytyksissä ja aiemmin mallinnuksella saatuihin.

Ruiskubetonoinnin havaitaan pienentävän maanalaisen räjähdysainevaraston luolien välille vaadittavia suojaetäisyyksiä. Ruiskubetonoinnin suojavaikutuksen merkittävyys riippuu räjähdysten synnyttämien heitteiden koosta korkeussuunnassa ja heitteiden räjähdysten johdosta saamasta nopeudesta, joka puolestaan kytkeytyy luolan kärsimien vahinkojen vakavuuteen. Saavutettu suojavaikutus on merkittävä kooltaan pienille ja alhaisen heitenopeuden omaaville kappaleille ja puolestaan vähäinen kooltaan suurille ja suurella heitenopeudella eteneville kappaleille. Tarkat lukuarvot ruiskubetonoinnin vaikutuksesta vaadittaviin suojaetäisyyksiin ovat tapauskohtaisia, mutta suojaetäisyydet voivat osassa tapauksista pienentyä huomattavasti, kymmeniä prosentteja, verrattuna paljaan kalliopinnan omaaviin luoliin. Toisaalta saavutettu suojaetäisyyksien pienentäminen voi jäädä huomattavasti vähäisemmäksi, alle kymmeneen prosenttiin.

ABSTRACT

KONSTA HUHTALA: Observing the Significance of Shotcreting of Caves through Mathematical Modeling and Simulation

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 98 pages, 4 appendix pages

February 2017

Master's Degree Programme in Science and Engineering

Major: Mathematics

Examiners: Professor (emeritus) Seppo Pohjolainen and Associate Professor (tenure track) Jari Mäkinen

Keywords: scaled distance, separation distance, shotcrete, loading density, ground shock, dynamic increase factor, hydrocode

Shotcrete is a widely used material in underground construction projects. The goal of this thesis is to examine the additional protection shotcrete offers when used as a lining on the chamber walls of underground ammunition storages. The focus is on one of the storage chambers facing an accidental explosion, which may cause spalling damage in the adjacent chamber. For such instances, there exists safety instructions, which define the required separation distance between two adjacent chambers. The means used to define the damage suffered by the acceptor chamber, as well as the role of shotcrete lining in preventing damage caused by rock spalling to both acceptor chamber and explosives stored therein, are discussed.

Results from previously conducted research, including results of underground explosion experiments, as well as physical phenomena related to the subject, such as the dynamic behaviour of shotcrete under explosion load, are presented in the thesis. Numerical modelling is used to help with determining the effect of shotcrete lining in the case of accidental explosion, and simulation results are compared to results received from already existing numerical modeling and experimental data.

It is observed, that shotcrete lining reduces the required separation distance. The magnitude of additional protection gained depends on the spall velocity observed in the acceptor chamber, as well as the height of the spall (from bottom to top). Spall velocity, in turn, is related to the level of damage suffered by the acceptor chamber. Gained protection is significant in the case of small spall sizes and low spall velocities, and reversely, only minor protection value is gained if large spall sizes and high spall velocities are to be considered. The exact values are to be defined case by case. In the best case scenario, the use of shotcrete lining allows reducing separation distance, or scaled distance, by tens of percent. On the other hand, the effect on separation distance could in some situations be less than ten percent.

ALKUSANAT

Tämä työ on tehty puolustusvoimille. Haluan esittää puolustusvoimille kiitokset mahdollisuudesta toteuttaa tämä aiheeltaan haastava ja mielenkiintoinen työ, jonka tekeminen on opettanut minulle paljon niin teoreettisesta kuin soveltavasta näkökulmasta.

Erityinen kiitos työtä ohjanneille Ari Niemiselle ja Kosti Nevalalle. Kiitokset työn tarkastajille Seppo Pohjolaiselle ja Jari Mäkiselle. Lisäksi haluan kiittää puolustusvoimien järjestelmäkeskusta ja TTY:n rakennustekniikan laitosta työpisteiden tarjoamisesta diplomityön eri vaiheissa sekä kyseisten organisaatioiden henkilöstöstä minua työssä tukeneita. Lopuksi kiitos perheelleni ja ystäväilleni eri muodoissa työn aikana saamastani tuesta.

Tampereella 25.1.2017

Konsta Huhtala

SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO	1
2.	KIRJALLISUUSSELVITYS	3
2.1	Räjähdysonnettomuuden seuraukset	3
2.2	Perustelut nykyisin käytetyille suojaetäisyyksille.....	4
2.2.1	Keskeisiä käsitteitä.....	4
2.2.2	Kansainvälisesti käytetyt suojaetäisyydet.....	5
2.3	Seisminen aalto	6
2.3.1	Seismisten aaltojen luokittelu	7
2.3.2	Seismistä aaltoa kuvaavat parametrit.....	7
2.3.3	Räjähdyksen kytkentä	8
2.4	Ruiskubetoni ja kallio.....	9
2.4.1	Ruiskubetonointitekniikat	9
2.4.2	Hauraan aineen dynaamiset ominaisuudet.....	10
2.4.3	Maanrakennustöiden vaikutus kallioon	13
2.5	Kallioseinän ja ruiskubetonin välinen liitos	14
2.5.1	Tartuntalujuus	15
2.5.2	Ruiskubetonoinnin ja kallioseinän liitoksen pettäminen	16
2.6	Suoritettuja räjäytyskokeita.....	18
2.7	Suojaetäisyyksien laskennallinen määrittäminen	23
2.7.1	Tärähdysaallon muodostuminen ja eteneminen.....	23
2.7.2	Tärähdysaalto vastaanottavassa kammiossa	25
2.7.3	Heitteiden vaikutus räjähteisiin.....	27
3.	DYNAAMINEN KASVUKERROIN.....	30
3.1	Venymänopeus	30
3.2	Ruiskubetonin dynaaminen vetolujuus	31
3.3	Ruiskubetonin dynaaminen puristuslujuus	34
3.4	Graniitin dynaaminen lujuus	36
4.	MALLINNUS	38
4.1	Hydrokoodi.....	38
4.1.1	Hydrokoodien jaottelu ja FEM	38
4.1.2	Smoothed Particle Hydrodynamics.....	39
4.1.3	Laskentakierros	40
4.2	Materiaalien yhtälöt.....	41
4.2.1	Tilanyhtälöt	42
4.2.2	Lujuus- ja murtumisyhtälöt.....	44
4.3	Malli	49
4.3.1	Vastaanottava kammio.....	51
4.3.2	Materiaalien mallit	55
4.3.3	Räjähdyksineen käsittely mallissa.....	58

4.3.4	Mittausanturit	58
5.	TULOKSET	61
5.1	Mallin vertaus kirjallisuuteen	61
5.1.1	Räjähdyspaine	61
5.1.2	Räjähdyksen aiheuttamat hiukkasnopeudet	62
5.2	Ruiskubetonoinnin vaikutus syntyviin heitteisiin	65
5.2.1	Räjähdyksen aiheuttamat vahingot	65
5.2.2	Irtokappaleiden nopeudet	69
5.2.3	Ruiskubetonoinnin vaikutus irtokappaleisiin	73
5.3	Ruiskubetonoinnin vaikutus vaadittavaan kammioväliin	79
5.3.1	Skaalattu etäisyys päällystetylle kalliopinnalle	79
5.3.2	Varastointitiheyden huomiointi	81
6.	TULOSTEN TARKASTELU	84
6.1	Tulosten soveltaminen	84
6.2	Tulosten tarkkuus	85
6.3	Jatkotutkimus	86
7.	YHTEENVETO	88
8.	LÄHTEET	90
	LIITE A: SKAALATUT ETÄISYYDET RUIKUBETONOIDULLE	
	KALLIOPINNALLE	I

LYHENTEET JA MERKINNÄT

ALE	Lagrange-Euler ratkaisija (Arbitrary Lagrangian-Eulerian)
ANFO	räjähdyssaine (Ammonium Nitrate-Fuel Oil explosive)
Autodyn	mallinnusohjelmisto
CEB-malli	dynaamista kasvukerrointa kuvaava malli
Comp B	composition B, räjähdysaine, joka koostuu räjähdysaineista TNT ja RDX
DEM	diskreettien elementtien menetelmä (Discrete Element Method)
DIF	dynaaminen kasvukerroin (dynamic increase factor)
DIF_a	täyteaineen dynaaminen kasvukerroin
DIF_i	inertian aiheuttama dynaaminen kasvukerroin
DIF_ε	venymänopeuden aiheuttama dynaaminen kasvukerroin
DIF_m	laastin dynaaminen kasvukerroin
DoD	Yhdysvaltojen puolustusministeriö (Department of Defense)
EDZ	maanrakennustöiden vahingoittama vyöhyke (Excavation Damage Zone)
FEM	äärellisten elementtien menetelmä (Finite Element Method)
JWL	Jones-Wilkins-Lee -tilanyhtälö
MoD	Iso-Britannian puolustusministeriö (Ministry of Defence)
NATO	Pohjois-Atlantin liitto (North Atlantic Treaty Organization)
PA	hiukkaskiihtyvyys (Particle Acceleration)
PD	hiukkassiiirtymä (Particle Displacement)
PF	hiukkasten värähtelyn intensiteetiltään suurin taajuus (Principal Frequency)
PPA	suurin hiukkaskiihtyvyys (Peak Particle Acceleration)
PPV	suurin hiukkaskasnopeus (Peak Particle Velocity)
PV	hiukkaskasnopeus, heilahdusnopeus
PV_i	rajapintaan saapuvan aallon hiukkaskasnopeus
PV_r	rajapinnasta heijastuneen aallon hiukkaskasnopeus
PV_t	rajapinnan läpäisseen aallon hiukkaskasnopeus
Q-arvo	kallioperän laadun määrittämiseen liittyvä arvo
RHT-malli	hauraan aineen käyttäytymismalli
RQD-arvo	kallioperän laadun määrittämiseen liittyvä arvo
SD	skaalattu etäisyys (Scaled Distance)
SD_L	skaalattu etäisyys betonipäällystetyille kalliolle
SD_{UL}	skaalattu etäisyys paljaalle kalliopinnalle
SPH	Smoothed-Particle Hydrodynamics
TNT	trinitrotolueeni, räjähdysaine
UDEC	laskentaohjelmisto (Universal Distinct Element Code)
YK	Yhdistyneet kansakunnat
A	hiukkaskasnopeuden määrittämiseen liittyvä vakio
A_c	räjähdyssammion pinta-ala
A_D	DIF -laskennan vakio
A_R	RHT-vakio
A_j	tilanyhtälövakio
A_1	tilanyhtälövakio

A_2	tilanyhtälövakio
A_3	tilanyhtälövakio
B	skaalattuun etäisyyteen liittyvä vakio
B_j	tilanyhtälövakio
B_r	RHT-vakio
B_0	tilanyhtälövakio
B_1	tilanyhtälövakio
BQ	RHT-vakio
C	seismisen aallon etenemisnopeus
C_i	seismisen aallon etenemisnopeus ennen rajapintaa
C_t	seismisen aallon etenemisnopeus rajapinnan ylityksen jälkeen
D	vahingoittuneisuus
D_c	kammioväli
D_1	vahingoittumiseen liittyvä vakio
D_2	vahingoittumiseen liittyvä vakio
E	elastinen moduuli, kimmokerroin
E_C	Chapman-Jouguet -energia
F_n	systemin voimamatriisi
G	plastinen jäykkyys
H	PPV-laskennan vakio
J_2	deviatorisen jännitystensorin toinen invariantti
J_3	deviatorisen jännitystensorin kolmas invariantti
K	puristuskerroin
M	kuormitusnopeus
M_{cd}	dynaaminen kuormitusnopeus
M_{cs}	kvasistaattinen kuormitusnopeus
M_r	RHT-vakio
M_s	systemin massamatriisi
N	lukumäärä
N_R	RHT-vakio
Q	räjähdyssainemassa, ilmoitetaan usein TNT-ekvivalenttina massana
Q_2	RHT-parametri
R_1	tilanyhtälövakio
R_2	tilanyhtälövakio
$RSMF$	RHT-vakio
S	leikkausmoduuli
T_{ref}	referenssilämpötila
T_1	tilanyhtälövakio
T_2	tilanyhtälövakio
V_c	yksikköluolan tilavuus
W	tasoittava funktio (smoothing function)
Y_d	vahingoittuneen materiaalin murtumapinta
Y_{el}	RHT-mallin elastinen pinta
Y_{fail}	RHT-mallin murtumapinta
Y_{hard}	RHT-mallin lujittumispinta
Y_{res}	RHT-mallin jäännöslujuus
Y_{TXC}	RHT-mallin murtumapinta
a	kiihtyvyys

a_c	kammiovälin määritykseen liittyvä vakio
a_n	kiihtyvyys hetkellä n
c	ominaislämpökapasiteetti
d_c	kalliohalkeamien välinen etäisyys
e	sisäenergia
f	värähtelytaajuus
f_c	puristuslujuus
f_{ce}	elastinen lujuus puristuksessa
f_{co}	<i>DIF</i> -laskennan vakio
f_{cr}	murtolujuus puristuksessa
f_{cs}	staattinen puristuslujuus
f_{cd}	dynaaminen puristuslujuus
f_d	dynaaminen lujuus
f_{di}	inertiaan liittyvä dynaaminen lujuus
$f_{d\dot{e}}$	venymänopeuteen liittyvä dynaaminen lujuus
f_k	räjähdyksen kytkentäkerroin (decoupling factor)
f_t	vetolujuus
f_{te}	elastinen lujuus vedossa
f_{tr}	murtolujuus vedossa
f_{td}	dynaaminen vetolujuus
f_{ts}	(kvasi)staattinen vetolujuus
f_s	kvasistaattinen lujuus
g	gravitaatiokiihtyvyys Maassa
h	kappaleen koko korkeussuunnassa
n	maaperän tärähdyssaallon (ground shock) vaimenemiskerroin
$n_{p-\alpha}$	tilanyhtälövakio
p	paine
p_C	Chapman-Jouguet -paine
p_s	tilanyhtälön painekorjaus
p_{1d}	yksiulotteinen liikemäärä
r	kammiovälin määritykseen liittyvä vakio
r_{TNT}	räjähdyksineympyrän säde
t	aika
u_n	siirtymä hetkellä n
v	nopeus
v_C	Chapman-Jouguet -nopeus
v_n	nopeus hetkellä n
v_{ps}	äänennopeus huokoisessa aineessa
v_{sp}	heitennopeus (spall velocity)
v_{spL}	heitennopeus betonipäällystetyille kalliolle
v_{spUL}	heitennopeus paljaalle kalliolle
v_{1d}	ruiskubetonin suojavaikutukseen liittyvä nopeus
w	räjähdyksaineiden varastointitiheys (loading density)
w_{UL}	räjähdyksaineiden varastointitiheys paljaan kalliopinnan varastossa
Δt	mallinnuksen aika-askel
α	materiaalin pakkauskerroin
α_r	<i>DIF</i> -laskennan vakio

α_s	<i>DIF</i> -laskennan vakio
β	<i>DIF</i> -laskennan vakio
γ	adiabaattiekspONENTTI
γ_s	<i>DIF</i> -laskennan vakio
δ	<i>DIF</i> -laskennan vakio
δ_d	Diracin deltafunktio
ε	venymä
$\dot{\varepsilon}$	venymänopeus
$\dot{\varepsilon}_{max}$	suurin venymänopeus
ε_{pl}	plastinen venymä
$\dot{\varepsilon}_s$	kvasistaattinen venymänopeus
θ	Loden kulma
λ	aallonpituus
λ_T	lämmönjohtavuus
μ	puristuma
ρ	massatiheys
ρ_e	räjähdysaineen massatiheys
ρ_g	kaasun massatiheys
ρ_i	massatiheys ennen rajapintaa
ρ_p	huokoisen aineen tiheys
ρ_r	kallion massatiheys
ρ_{ref}	referenssitiheys
ρ_t	massatiheys rajapinnan jälkeen
ρ_0	massatiheys nollapaineessa
σ_e	elastinen lujuus
σ_m	jännitys
σ_{mi}	rajapintaan saapuvan aallon aiheuttama jännitys
σ_{mr}	rajapinnasta heijastuneen aallon aiheuttama jännitys
σ_{mt}	rajapinnan läpäisseen aallon aiheuttama jännitys
ω	tilanyhtälövakio

1. JOHDANTO

Tässä työssä tarkastellaan maanalaista räjähdysainevarastoa, tarkemmin maanalaisen räjähdysainevaraston yhteyteen asennetun ruiskubetonoinnin vaikutusta varastoon liitettäviin suojaetäisyyksiin. Räjähdysainevarastot luokitellaan karkeasti kahteen pääluokkaan, jotka ovat maanpäälliset ja -alaiset räjähdysainevarastot. Iso-Britannian puolustusministeriö määrittelee maanalaisen räjähdysainevaraston seuraavasti: Varaston katsotaan olevan maanalainen, mikäli sen ympärillä on riittävässä määrin maa-ainesta, jotta mahdollinen räjähdysjonnettomuus ei johda varaston peitteen peittämiseen (Ministry of Defence, 2013). Maanalaiselle varastolle esitetään myös realistisempi määritelmä, jonka mukaan varasto on maanalainen, mikäli se sijaitsee kalliossa, ja peitteen kestäminen räjähdysjonnettomuuden sattuessa katsotaan tavoiteltavaksi ominaisuudeksi (AASTP-1, 2010).

Maanalainen räjähdysainevarasto voi sijaita joko luonnon muovaamassa tai ihmisen louhimassa luolastossa. Maanpäälliseen varastoon nähden saavutettavia etuja ovat muun muassa kohteen helpompi ja tehokkaampi suojaus, mahdollisuus räjähteiden tiiviimpään varastointiin sekä suojautuminen muuttuvilta sääolosuhteilta ja lämpötilalta. Toisaalta maanalaisen räjähdysainevaraston heikkouksia ovat maanpäällistä varastoa korkeammat perustamiskustannukset ja rajoitukset varaston sijainnille. (AASTP-1, 2010)

Ruiskubetoni on yleisesti maanalaisessa rakentamisessa hyödynnettävä materiaali, jota käytetään muun muassa kalliopintojen louhinnan jälkeiseen päällystämiseen (Sprayed Concrete Association, 1999). Tämän työn tavoitteena on selvittää, onko maanalaisen räjähdysainevaraston kalliopintojen ruiskubetonoinnilla suojavaikutusta räjähdysjonnettomuuden sattuessa, sekä pyrkiä mittaamaan mahdollinen suojavaikutus.

Nykyisin maailmalla käytetyt turvamääräykset käsittelevät maanalaisiin räjähdysainevarastoihin liittyen erillisiä suojarakenteita erittäin rajallisissa määrin. Määräykset on kokonaisuudessaan rajattu vain muutamaaan erilliseen tapaukseen, mikä johtaa konservatiivisten turvaetäisyyksien käyttöön (Zhou, 2013). Ruiskubetonoinnin vaikutusta selvittäessä työssä tuodaan esille myös menetelmiä, jotka antavat mahdollisuuden niin haluttaessa jakaa paljaan kalliopinnan omaavien luolien suojaetäisyyksiä entistä useampaan luokkaan. Tämä ei ole työn ensisijainen tavoite, mutta on luonnollinen askel selvittäessä ruiskubetonoinnin vaikutusta suojaetäisyyksiin.

Tarkastelu aloitetaan luvun 2 kirjallisuusselvityksellä, jonka tavoitteena on esitellä aiheen tiimoilta ennestään suoritettua tutkimusta. Maanalaista rakentamista harjoitetaan niin kaupallisiin kuin sotilaskohteisiin liittyen, joten tutkimusta aiheen tiimoilta on suo-

ritettu erilaisista näkökulmista moninaisin tavoittein. Räjähdeistä puhuttaessa ohjeistuksia leimaa tyypillisesti konservatiivisuus, mikä käy ilmi vallitsevista käytännöistä.

Luvussa 2 sivutaan myös työn kannalta oleellisia fysikaalisia ilmiöitä, joista yhteen, dynaamiseen kasvukertoimeen, perehdytään tarkemmin luvussa 3. Oleellisen kasvukertoimesta tekee sen mahdollisuus vaikuttaa ruiskubetonin ominaisuuksiin tavalla, josta saattaa olla huomattavaa hyötyä räjähdysonnettomuuden aiheuttamien vahinkojen vähentämiseksi.

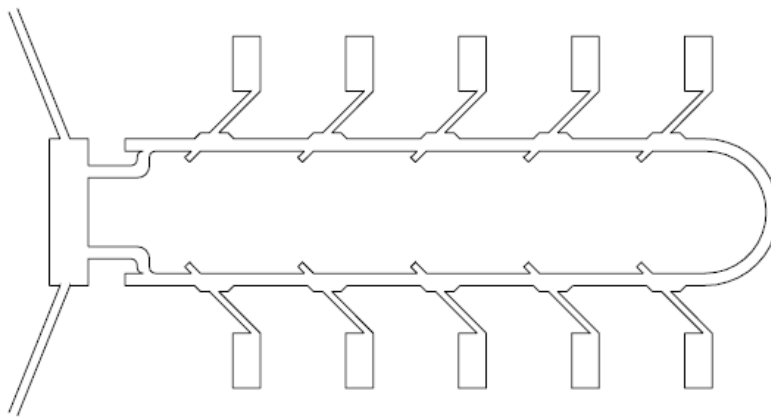
Dynaaminen kasvukerroin vaikutti osaltaan siihen, että työssä päädyttiin suorittamaan tietokonemallinnusta ANSYS Autodyn nimisellä ohjelmistolla. Luku 4 keskittyy mallinnuksen esittelyyn, ja luvussa 5 selvitetään, pitkälti mallinnukseen nojaten, ruiskubetonoinnista saatavaa suojavaikutusta. Saavutettuihin tuloksiin nojaten esitetään lopuksi menetelmä, jolla voidaan arvioida ruiskubetonoinnin vaikutusta maanalaisen räjähdysainevaraston tapauksessa vaadittaviin suojaetäisyyksiin räjähdysonnettomuuden sattuessa, ja tutkitaan varastointitiheyden merkitystä kulloinkin tarkasteltavia skaalattuja etäisyyksiä valittaessa.

2. KIRJALLISUUSSELVITYS

Kirjallisuusselvityksen tavoitteena on tarkastella maanalaisiin räjähdysainevarastoihin liittyviä turvamääräyksiä ja esittää perusteluja nykyisin käytetyille määräyksille. Selvityksessä tuodaan esille turvamääräyksiä määrittämisessä huomioitavia käsitteitä ja fysikaalisia ilmiöitä, jotka ovat vaikuttaneet tähänastisessa turvamääräyksiä määrittämisessä. Käsitteilyyn otetaan myös turvamääräyksiä yhteydessä nykyään harvoin esille tuotuja ilmiöitä, joiden huomioinnilla voisi olla vaikutusta turvamääräyksiin. Kirjallisuusselvityksessä esitellään lisäksi maanalaisiin räjähdysvarastoihin liittyen maailmalla suoritettua koeräjäytystoimintaa.

2.1 Räjähdysonnettomuuden seuraukset

Maanalaisessa räjähdevarastossa, tarkemmin sen yksikköhallissa, tapahtuvan räjähdys-onnettomuuden vahingot voivat välittyä paitsi koko maanalaiseen luolastoon, myös luolaston ulkopuolelle maanpäällisiin kohteisiin. Yksikköhalliksi ymmärretään yksittäinen luola, jossa räjähteitä varastoidaan. Räjähdyksinevarasto kokonaisuutena voi sisältää yhden tai useita yksikköhalleja. Esimerkki kymmenen yksikköhallia sisältävästä varastokokonaisuudesta on esitetty kuvassa 2.1. Tässä työssä keskitytään tarkastelemaan ai-noastaan yksikköhallin räjähdys-onnettomuuden vaikutusta viereiseen yksikköhalliin.



Kuva 2.1: Periaatekuva kymmenen yksikköhallia sisältävän maanalaisen räjähdevaraston pohjapiirroksesta (AASTP-1, 2010).

Oleellista räjähdysvaikutuksessa viereiseen yksikköhalliin, eli vastaanottavaan kammioon, on räjähdysvaikutus vastaanottavassa kammiossa varastoituihin räjähteisiin. Tämä vaikutus voi ilmetä kolmella eri tavalla, jotka ovat vastaanottavan kammi-
on seinästä räjähdysvaikutuksen johdosta irtoavien heitteiden osuminen varastoituihin räjähteisiin, räjähdysenergian suora välittyminen kammioiden välisen kallion halkeamien kautta

ja paineaallon tai lämmön välittyminen kammioita yhdistävän tunneliverkoston kautta (Office of the Deputy Under Secretary of Defense, 2008). Tämän työn tarkastelu on räjähdysten välittymisen osalta rajattu vastaanottavan kammion seinästä irtoavien heitteiden tarkasteluun.

2.2 Perustelut nykyisin käytetyille suojaetäisyyksille

Kaupallisissa luolaprojekteissa pyritään ymmärrettävästi yleensä välttämään vastaanottavan luolan pinnan vahingoittuminen tai kappaleiden irtoaminen ja putoaminen katosta (Stacey & Ortlepp, 2001; Ansell, 2004a; Ansell, 2004b; Malmgren & Nordlund, 2008b; Ahmed & Ansell, 2010; Ahmed L. , 2012). Sotilaskäytössä olevissa räjähdysaineiden varastointiin käytettävissä luolastoissa tavoitteena on tyypillisesti estää joko ketjureaktion syntyminen, eli vastaanottavan kammion räjähteiden räjähtäminen, tai vastaanottavassa kammiossa varastoitavien räjähteiden vahingoittuminen. Seuraavaksi esitettävien suojaetäisyyksien tavoitteena on rajoittaa räjähdysonnettomuuden vaikutusta viereiseen yksikköhalliin vastaanottavan kammion seinästä irtoavien heitteiden johdosta.

2.2.1 Keskeisiä käsitteitä

Maanalaisia räjähddevarastoja käsiteltäessä on syytä aluksi tutustua alalla yleisesti käytettyihin käsitteisiin. Seuraavassa käydään lävitse muutamia räjähdysaineiden luolavarastoinnin kannalta oleellisia käsitteitä.

Kammiovälillä (separation distance) tarkoitetaan kahden vierekkäisen räjähddevarastoluolan välistä etäisyyttä. Kammioväli on luolien toisiaan lähimpänä olevien seinien pintojen välinen etäisyys mitattuna lyhintä mahdollista reittiä, seiniä yhdistävää janaa, pitkin (AASTP-1, 2010). Periaatteessa luolien seinien epätasaisuudet ja luolien maantieteelliset korkeuserot tulisi siis huomioida kammioväliä laskettaessa, mutta käytännössä kahden luolan seinämien kohtisuora etäisyys antaa tavallisesti tarpeeksi tarkan arvion kammiovälistä. Jatkossa kammiovälille käytetään merkintää D_c .

Räjähteiden varastointiin tarkoitettuja luolia on luonnollisesti monen kokoisia. Syitä tähän voi olla monia, kuten eriävät tarpeet, tavoitteet tai ympäristön asettamat rajoitukset. Mitoiltaan suureen luolaan voidaan räjähteitä varastoida tilan puolesta pientä luolaa enemmän. Käytetään yksikköluolassa varastoitavien räjähteiden nettomassalle (net explosive mass) merkintää Q . Toisaalta eri luolien välistä täyttöastetta halutaan luolien kokoeroista riippumatta usein kyetä vertailemaan keskenään. Tähän tarkoitukseen soveltuu räjähteiden varastointitiheys, w . Varastointitiheys (loading density) määritellään

$$w = \frac{Q}{V_c}, \quad (2-1)$$

missä V_c on kammion tilavuus.

Mikäli kahden luolan välinen varastointitiheys on toisiaan vastaava, on suuremmassa luolassa luonnollisesti massallisesti enemmän räjähteitä. Turvallisuudesta puhuttaessa suurien luolien on tästä johtuen luonnollista olettaa vaativan pieniä luolia suuremman kammiovälin. Skaalattu etäisyys, SD (scaled distance), määritellään

$$SD = \frac{D_c}{Q^r}, \quad (2-2)$$

missä r on vakio. Skaalattu etäisyys mahdollistaa toisistaan eroavien kammiovälien vertailun ottaen huomioon kammioissa varastoitavien räjähteiden massan.

Räjähdevarastoissa varastoidaan erilaisia räjähdysaineita, ja eri räjähdysaineiden räjähdyksessä massayksikköä kohden vapautuvat energiamäärät eroavat toisistaan. Eri räjähdysaineiden vertailun helpottamiseksi, ja erilaisten ohjeistusten yleistämiseksi, muutetaan usein räjähteiden massa räjähdysenergialtaan vastaavaksi TNT-ekvivalentiksi massaksi (TNT equivalent mass). Räjähdysaineen kuvaaminen TNT-ekvivalenteilla massoilla ei ole täysin ongelmaton, sillä muuntokertoimet vaihtelevat eri lähteissä, eri räjähdysvaikutuksen suureille sekä esimerkiksi eri etäisyyksille (Locking, 2011). Tästä huolimatta TNT-ekvivalentiksi massaksi muunnettaessa saatava etu tulosten yleistämisessä on siinä määrin huomattava, että muunnosta yleisesti käytetään. Ellei erikseen ilmoiteta, oletetaan jatkossa tässä työssä räjähdysainemassat ilmoitettavan TNT-ekvivalenteina massoina. TNT, eli trinitrotolueeni, on 1800-luvulta asti yleisesti käytössä ollut räjähdysaine, jota käytetään laajalti edelleen (Royal Society of Chemistry, 2015).

2.2.2 Kansainvälisesti käytetyt suojaetäisyydet

Eri valtioiden ja organisaatioiden nykyisin käyttämät laskentakaavat vaaditun kammiovälin määrittämiseksi (Office of the Deputy Under Secretary of Defense, 2008; AASTP-1, 2010; Ministry of Defence, 2013; United Nations Office for Disarmament Affairs, 2013) ovat keskenään yhteneviä. Kaavat kulloinkin vaadittavan kammiovälin laskemiseksi tavataan esittää muodossa

$$D_c = a_c Q^r, \quad (2-3)$$

missä Q on kammiossa säilytettävien räjähteiden massa kilogrammoina ja a_c sekä r vakioita. Vertaamalla yhtälöitä (2-2) ja (2-3) keskenään havaitaan, että vakio a_c on itse asiassa skaalattu etäisyys. Räjähdevarastojen suojaetäisyyksien yhteydessä valitaan tavallisesti, ja myös kaikissa seuraavaksi käsiteltävissä ohjeistuksissa $r = 1/3$.

NATO:n, Yhdysvaltojen (Department of Defense, DoD), Yhdistyneiden kansakuntien (YK) ja Iso-Britannian (Ministry of Defence, MoD) ohjeistuksien yhtälön (2-3) mukaiset vakiot $a_c = SD$, eli skaalatut etäisyydet, on esitetty taulukossa 2.1.

Taulukko 2.1: Eri organisaatioiden käyttämät skaalatut etäisyydet kovassa kalliiossa (AASTP-1, 2010; Office of the Deputy Under Secretary of Defense, 2008; United Nations Office for Disarmament Affairs, 2013; Ministry of Defence, 2013).

	Räjähteiden vahingoittumisen välttäminen		Räjähdyksen välittymisen välttäminen	
	≤50	>50	Ilman erillistä suojarakennetta	Suojarakenteen kanssa
Varastointitiheys (kg/m³)				≤270
NATO	1,0	2,0	0,6	0,3
DoD	1	2	0,6	0,3
YK	1,0	2,0	0,6	0,3
MoD		2,0	0,6	

Kaikki ohjeistukset antavat lisäksi vähimmäisvaatimuksena kammiovälille 5 metriä, tai DoD:n tapauksessa lähelle 5 metriä osuvan arvon jalkoina. DoD:n mukaiset arvot on alun perin laskettu yksiköissä lb/ft³, eli paunoina ja jalkoina, minkä johdosta taulukossa 2.1 olevat SI-järjestelmän mukaiset arvot on DoD:n osalta ilmoitettu pyöristettyinä. Iso-Britannian ohjeistus ei esitä eri arvoja varastointitiheydestä riippuen, eikä myöskään omaa kerrointa välittymisen estämiseksi suojarakennetta käytettäessä. Maininta erillisen suojarakenteen mahdollisesti tarjoamasta lisäsuojauksesta on käsitteenä kuitenkin ohjeistukseen sisällytetty.

Taulukossa 2.1 esille tuotua räjähdyksen välittymiseltä suojaavaa rakennetta ei missään taulukon käyttämistä lähteistä ole tarkasti määritelty. Suojarakenteen kanssa määritellyn arvon 0,3 todetaan olevan skaalatun etäisyyden alaraja. Tarkka skaalattu etäisyys suojarakennetta käytettäessä käsketään määrittää tapauskohtaisesti.

Merkille pantavaa on ohjeistuksien kautta linjan käyttämä erittäin karkea, osassa tapauksista olematon, varastointitiheyden huomiointi. Varastointitiheyden vähäinen huomiointi nykyisissä ohjeistuksissa on pantu merkille kirjallisuudessa (Zhou & Jensen, 2009; Zhou, 2013). Sen on todettu johtavan tarpeettoman suurien kammiovälien käyttöön suhteessa varastoitavien räjähteiden massaun erityisesti räjähdevarastoille tyypillisillä pienillä (Zhou, 2011), alle 50 kg/m³ varastointitiheyksillä (Zhou & Jensen, 2009; Zhou, 2013). Toisaalta on esitetty myös epäilyjä liittyen ohjeistusten mukaisen pienimmän sallittavan kammiovälin riittävyteen heikkolaatuisessa kalliiossa suurilla varastointitiheyksillä (Zhou, 2013).

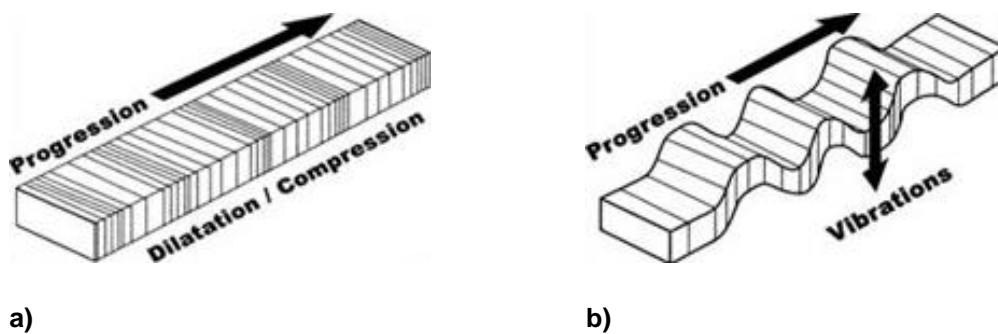
2.3 Seisminen aalto

Mikäli räjähdyssonnettomuuden seurauksena syntyy vastaanottavassa hallissa seinän pinnasta irronneita heitteitä, johtuu tämä räjähdyksen välittymisestä yksikköhallien välisen kallion läpi maaperän tärähdyksaalton (ground shock) muodossa. Maaperässä edetessään räjähdyksen aiheuttama tärähdyksaalto käyttäytyy seismisen aallon tavoin. Seismisiä aaltoja synnyttävät tavanomaisten räjähteiden räjäytyksien lisäksi esimerkiksi

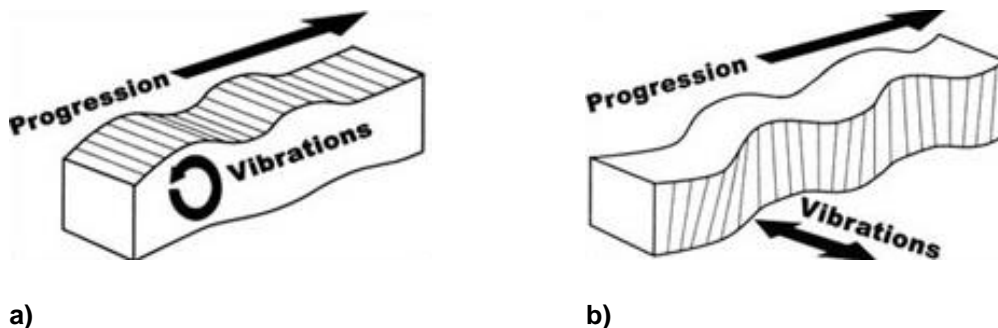
ydinräjähdys ja maanjäristykset. Seismisen aallon ominaisuudet ja vaikutus ympäristöön vaihtelevat syntytavasta ja havainnointipaikan sijainnista riippuen (Dowding, 1984).

2.3.1 Seismisten aaltojen luokittelu

Seismiset aallot jaetaan kahteen luokkaan, runkoaaltoihin (body waves) ja pinta-aaltoihin (surface waves). Runkoaallot jaetaan edelleen väliaineen hiukkasten kokeman värähtelyn suunnan perusteella P- eli primääri- tai puristusaaltoihin ja S- eli sekundääri- tai leikkausaaltoihin. Pinta-aallot puolestaan jaetaan Rayleigh- ja Love-aaltoihin. Kuvissa 2.2 ja 2.3 on esitetty väliaineen hiukkasten liikesuunnat eri aaltotyypeillä aallon etenemissuuntaan nähden.



Kuva 2.2: a) P-aallon ja b) S-aallon eteneminen väliaineessa (Earth Institute, 2015).



Kuva 2.3: a) Rayleigh-aallon ja b) Love-aallon eteneminen väliaineessa (Earth Institute, 2015).

Maanalaisen räjähdetaraston räjähdysuonnettomuuden seurauksien kannalta oleellisia ovat P-aallot (Dowding, 1984), sekä tapauksesta riippuen S-aallot (Fleetwood; Villaescusa; & Li, 2009).

2.3.2 Seismistä aaltoa kuvaavat parametrit

Seismisen aallon ominaisuuksia voidaan kuvata useilla suureilla. Seismisen aallon etenemisnopeus, C , kuvaa nimensä mukaisesti nopeutta, jolla aalto etenee väliaineessa, tässä tapauksessa kalliolla. Räjähdysuonnettomuudessa vapautuneen energian määrä ei vaikuta syntyneen aallon etenemisnopeuteen, vaan aallon etenemisnopeus riippuu väli-

aineesta ja aallon tyypistä. Syntyvät aaltotyypit järjestyksessä nopeimmasta hitaimpaan luetaan P-aallot, S-aallot ja pinta-aallot.

Hiukkasten siirtymällä (particle displacement), *PD*, kuvataan kallion hiukkasen etäisyyttä alkuperäisestä tasapainoasemastaan seismisen aallon kulkiessa kallion läpi. Hiukkasnopeus (particle velocity), *PV*, jolle suomeksi käytetään myös nimeä heilahdusnopeus, kuvaa kallion hiukkasten nopeutta seismisen aallon kulkiessa kallion läpi. Suurimmalla hiukkasnopeudella (peak particle velocity), *PPV*, tarkoitetaan tietyssä paikassa olevien hiukkasten saavuttamaa suurinta nopeutta. Suurin hiukkasnopeus vaikuttaa olevan kirjallisuudessa tärähdysaallon kuvaamiseen selkeästi yleisimmin käytetty suure.

Hiukkaskiihtyvyys, *PA*, (particle acceleration) kuvaa hiukkasten kiihtyvyyttä, ja suurin hiukkaskiihtyvyys, *PPA*, tämän kiihtyvyyden suurinta saavutettua arvoa tietyssä paikassa. Mittaustulokset kerätään tavallisesti kiihtyvyydantureilla. Vaikka yleisimmin aaltoa kuvataan hiukkasnopeuksilla, on mitattava suure tällöin hiukkaskiihtyvyys, jonka perusteella hiukkasnopeus määritetään.

Pää- tai ominaistajuus (principal frequency), *PF*, puolestaan kuvaa tärähdysaallon intensiteetiltään suurinta taajuutta. Kallio vaimentaa joitakin etenevän aallon taajuuksia erilaisten rakennevirheiden vuoksi, minkä johdosta tärähdysaallon ominaisuuksia voidaan kuvata tyydyttävällä tarkkuudella käyttämällä vain intensiteetiltään merkittävintä taajuutta (Ansell, 2004a). Räjähdyksistä etäännyttäessä korkeat taajuudet suodattuvat tyypillisesti matalia taajuuksia merkittävämmiin, eli päätaajuus pienenee tärähdysaallon edetessä (Wu C. , ym., 2003). Laskennan helpottamiseksi tärähdysaaltojen voidaan olettaa käyttäytyvän sinimuotoisesti (Ansell, 2004a).

2.3.3 Räjähdyksen kytkentä

Maanalaisissa räjähdysainevarastoissa koko luolan tilavuutta ei tyypillisesti ole täytetty räjähdysaineella, vaan pääosan hallin tilavuudesta muodostaa ilma. Räjähdyksessä vapautuva energia ei siis pääse välittömästi vapautuessaan muuttumaan kokonaisuudessaan tärähdysaaloksi maaperään, vaan energia vapautuu kammion ilmaan. Räjähdyksipahtumaa, jossa räjähdysaine ei täytä koko tilavuutta johon se on varastoitu, kutsutaan irtikytketyksi (decoupled) räjähdykseksi. Vastaavasti räjähdysaineen täyttäessä koko varastointitilavuuden puhutaan kytketystä räjähdyksestä.

Irtikytketyn räjähdysaallon mallintaminen on kytkettyä räjähdystä haastavampaa, sillä räjähdysenergian kallioon siirtymiseen vaikuttavaa useita tekijöitä. Mallinnettaessa maanalaisia räjähdysaalloja, käytetään räjähdysaallon irtikytkennän huomiointiin toista kahdesta vaihtoehdosta.

Ensimmäinen vaihtoehto on kuvata kallioon syntyvää liikettä kytketyn räjähdysaallon synnyttämällä liikkeellä. Irtikytkennän vaikutus huomioidaan lisäämällä kallioon muo-

dostuvaa liikettä kuvaaviin yhtälöihin ylimääräinen kerroin, kytkentäkerroin (decoupling factor). Tämän kertoimen suuruus riippuu tavallisesti räjähdetaraston varastointitiheydestä sekä ympäröivän kallion seismisiä aaltoja aaltojen edetessä vaimentavista ominaisuuksista (Zhou, 2011).

Toinen vaihtoehto on tarkastella räjähdysten johdosta kammion seiniin kohdistuvaa painevaikutusta. Tämän jälkeen paineen aiheuttama tärähdysaalto ennustetaan aaltopinnan kautta (Zhou, 2013). Sama räjähdysainemassa olettaen irtikytketyn räjähdysten kallioon aikaansaama tärähdysaalto on kytkettyä räjähdystä heikompi (Zhou, 2013).

2.4 Ruiskubetoni ja kallio

Räjähdysenergiaa välittävän tärähdysaallon vaikutus ympäristöön riippuu räjähdysten luonteen lisäksi aaltoa ympäröivän väliaineen ominaisuuksista. Maanalaisen räjähdysvaraston tapauksessa aalto kulkee valtaosan ajasta kalliolla, jonka ominaisuudet riippuvat esimerkiksi kivilajista ja kalliolla esiintyvistä rakennevirheistä. Mikäli vastaanottavan kammion pinta on ruiskubetonoitu, on oleellista selvittää tärähdysaallon vaikutus ruiskubetoniin.

Vaikka valtaosan ajasta tärähdysaalto kulkeekin tapauskohtaisessa kivilajissa, on aallon vaikutus ympäristöönsä erityisen tärkeää vastaanottavan kammion läheisyydessä. Tästä syystä ruiskubetonoinnin ominaisuuksien määrittämisen merkitys korostuu. Lisäksi kalliolla ominaisuudet todennäköisesti poikkeavat vastaanottavan kammion läheisyydessä ympäröivän kalliolla ominaisuuksista.

2.4.1 Ruiskubetonointitekniikat

Ruiskubetonointitekniikat jaetaan kuiva- ja märkäruiskubetonointiin. Ruiskubetonin hyödyt, erot ja haitat perinteiseen valettuun betoniin verrattuna johtuvat ensisijaisesti käytettyjen ainesosien sekoitus- ja kuljetusmenetelmien eroavaisuuksista sekä eroista betonoinnin asennuksessa. Itse betonin ainesosat ovat samat asennustekniikasta riippumatta, joskin asennustekniikka asettaa rajoituksia ja mahdollisuuksia niiden keskinäisille suhteille (Sprayed Concrete Association, 1999).

Merkittävin ero märkä- ja kuivaruiskubetonoinnin välillä on ainesosien sekoituksessa. Märkäruiskubetoni pumpataan valmiina seoksena letkuun tai vastaavaan ja edelleen suuttimeen, jossa se kiihdytetään haluttuun nopeuteen oikean tiivyyden saavuttamiseksi seoksen iskeytyessä betonoitavaan pintaan. Kuivaruiskubetonoinnissa betonin kuiva-ainekset ovat valmiiksi sekoitettuna, mutta vesi ja mahdolliset muut nestemäiset ainesosat sekoitetaan kuiva-ainekseen vasta suuttimessa. Kuiva-aineseoksen pumppaus on vaivattomampaa, mikä luetaan kuivaruiskubetonoinnin eduksi toimittaessa vaikeasti saavutettavissa käyttökohteissa. Lisäksi ainesten erillään pitäminen helpottaa monissa tapauksissa niiden kuljettamista. Betonoinnin lopputuloksen kannalta ruiskubetonin

ruiskuttajan ammattitaito vaikuttaa huomattavasti lopputuloksen laatuun. Ammattitaito korostuu kuivaruiskubetonoinnin kohdalla entisestään betonoijan valvoessa ja säätäessä kuiva-ainesten ja nesteen sekoitussuhdetta. Tästä johtuen märkäruiuskubetonointi johtaa kuivaruiskubetonointia tasalaatuisempiin tuloksiin.

Erityisesti kuiva- mutta myös märkäruiuskubetonoinnissa käytetään tavallisesti perinteistä betonointia pienempää vesi/sementti-suhdetta, mikä osaltaan parantaa betonin lujutta ja nopeuttaa sen kuivumista. Lujutta nostaa myös ruiskubetonin asennustapa, joka johtaa tiiviin betonikerroksen syntyyn. Ruiskubetoni mainitaan perinteistä betonia lujemmaksi (Sprayed Concrete Association, 1999; David, 2010, s. 11), mutta toisaalta valetun betonin, kuten myös ruiskutetun, lujuus vaihtelee suuresti. Valutekniikan kehityksen ansiosta tavallisilla materiaaleilla ja sekoitusmenetelmillä päästään jo yli 100 MPa:n lujuuksiin (Balendran;Zhou;Nadeem;& Leung, 2002), kun taas ruiskubetonin kohdalla saavutettavissa oleva lujuus on tyypillisesti 50-60 MPa (Sprayed Concrete Association, 1999). Lisäksi betonoinnin laadun vaihtelu on ruiskubetonin kohdalla valettua betonia suurempaa.

Ruiskubetonin asennus vaatii valetusta betonista poiketen hyvin vähäistä muotitusta, ja usein muotteja ei tarvita ollenkaan. Ruiskubetonointi voidaan toteuttaa pinnan suunnasta riippumatta sekä monille muuten haastaville pinnanmuodoille. Ruiskubetonointi kuivuu valettua betonia nopeammin, ja paksut, jopa metrin vahvuuteen asti ulottuvat (Sprayed Concrete Association, 1999), ruiskubetonikerrokset ruiskutetaan tyypillisesti useassa erillisessä kerroksessa. Toisaalta ruiskubetonoinnin asennusnopeus erittäin suuria betonimääriä vaativissa projekteissa on rajallinen. Ruiskubetonin käyttö on yleistä esimerkiksi maanalaisissa kohteissa, saneerauksessa, geometrisesti monimutkaisissa kohteissa ja vedenpitävyysominaisuuksia korostavissa kohteissa (Sprayed Concrete Association, 1999).

Ruiskubetoniin voidaan ominaisuuksien parantamiseksi valetun betonin tapaan lisätä esimerkiksi kuituja tai kuivumista nopeuttavia tai hidastavia ainesosia. Raudoitusta käytettäessä rautojen vahvuus tulee ruiskubetonin kohdalla pyrkiä pitämään pienenä. Ruiskubetonoidun pinnan viimeistely, kuten tasoitus, tulee pitää vähäisenä. Erityisesti ohuiden ruiskubetonikerrosten tasoitus voi johtaa betonin kiinnityksen heikkenemiseen ja betonin halkeiluun (Sprayed Concrete Association, 1999).

2.4.2 Hauraan aineen dynaamiset ominaisuudet

Aine ymmärretään hauraaksi, mikäli se rasitettaessa murtuu kokematta ensin merkittäviä palautumattomia muodonmuutoksia (NDT Resource Center, 2014). Hauraiden materiaalien ominaisuudet ovat tämän työn kannalta kiinnostavia, sillä sekä kovat kivilajit että betoni, ja siten myös ruiskubetoni, luetaan hauraiksi aineiksi (Zhang;Lu;& Hao, 2004).

Hauraan aineen pettämiseen johtavat tapahtumat vaihtelevat riippuen aineen kokeman kuormituksen luonteesta (Zhang;Lu;& Ma, 2006). Aineen murtuessa kvasistaattisen, pitkällä aikavälillä vaikuttavan, kuorman alaisena murtuman aiheuttavat lukumäärältään vähäiset mutta kooltaan suuret halkeamat. Tämän seurauksena syntyvät irtonaiset kappaleet ovat kooltaan suuria. Lyhyellä aikavälillä vaikuttava dynaaminen kuorma puolestaan aiheuttaa lukuisia pienempiä halkeamia, joiden keskinäisen vuorovaikutuksen tuloksena syntyy useita pieniä kappaleita. Räjähdyssonnettomuuden yhteydessä aineiden kokema kuormitus muuttuu äkillisesti, minkä vuoksi aineen dynaamisten ominaisuuksien vertaaminen staattisiin nähden on oleellista.

Kuormituksen luokittelun kvasistaattiseksi tai dynaamiseksi määrää aineen kokema venymänopeus

$$\dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon}{dt}, \quad (2-4)$$

missä ε on kappaleen venymä, eli pituuden muutos rasituksen suunnassa verrattuna alkuperäiseen pituuteen, ja t aika. Kvasistaattiseksi katsotun venymänopeuden yläraja vaihtelee lähteestä riippuen välillä $10^{-6} - 10^{-2}$ 1/s (Malvar & Crawford, 1998; Zhang;Lu;& Ma, 2006). Kvasistaattisella alueella venymänopeuden ei katsota vaikuttavan aineen lujuusominaisuuksiin. Kvasistaattista venymänopeutta suuremmilla nopeuksilla aineen murtolujuuden kehitystä kuvataan dynaamisella kasvukertoimella. Kasvukerroin määritellään

$$DIF = \frac{f_d}{f_s}, \quad (2-5)$$

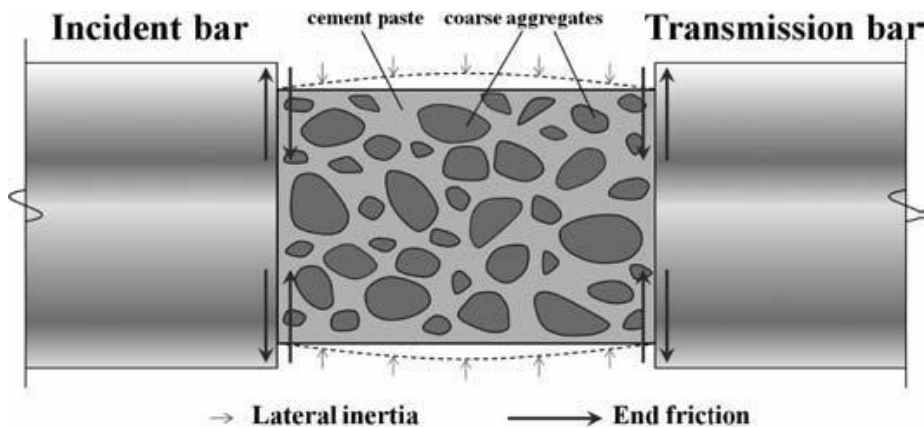
missä f_d on kappaleen kulloinkin kokemaa venymänopeutta vastaava dynaaminen lujuus ja f_s kvasistaattinen lujuus.

Kasvukertoimen arvo sekä kalliolle että ruiskubetonille on vähintään yksi, ja kasvukertoimen arvo kasvaa venymänopeuden kasvaessa (Malvar & Crawford, 1998; Housen, 2009). On olemassa myös materiaaleja, joiden vetolujuus ei käytännössä kasva lainkaan edes suurilla venymänopeuksilla. Esimerkiksi tiettyjen alumiiniseosten lujuusominaisuudet ovat lähes venymänopeudesta riippumattomia nopeuksiin 10^3 1/s asti (Song;Casem;& Kimberley, 2014, s. 392). Kallion ja ruiskubetonin tapauksissa kasvukerroin on suurempi veto- kuin puristuslujuudelle. Toisaalta molempien materiaalien staattiset puristuslujuudet ovat huomattavasti staattisia vetolujuuksia suuremmat.

Kasvukertoimien kokeelliseen määrittämiseen käytetään erilaisia kappaleeseen kohdistettavaan iskuun perustuvia koejärjestelyitä. Näihin kuuluvat esimerkiksi vetolujuuden tapauksessa Brazilian disk test (Li;Ngai;& Wong, 2013), ja puristuslujuutta määrittäessä erilaiset pudotuskokeet (Soleimani & Banthia, 2014) tai Split Hopkinson pressure bar (Forquin;Gary;& Gatuingt, 2008), jonka mukaista tai kaltaista koejärjestelyä voi-

daan käyttää Brazilian disk testin suorittamiseen. Valittavaan koejärjestelyyn vaikuttaa oleellisesti tarkasteltava venymänopeusalue.

Monissa tutkimuksissa jätetään huomiotta, että käytetyillä koejärjestelyillä saadut kasvukertoimet eivät suoraan tarkasti kuvaa aineelle ominaista venymänopeuden aiheuttamaa lujittumista (Hao;Zhang;& Hao, 2011; Hao;Hao;& Li, 2012; Ashton Acton, 2013). Kun kappaleen ominaisuuksia pyritään selvittämään kohdistamalla siihen isku, aiheuttaa iskusta johtuva puristava voima kappaletta venyttävän voiman puristussuuntaan nähden kohtisuorassa suunnassa. Tämä saa aikaan kappaleen muodon muuttumista vastustavan, inertiasta johtuvan voiman (lateral inertia confinement), minkä johdosta kappaleen murtolujuus kasvaa. Koejärjestelystä riippuen myös kitka aiheuttaa näiden kohtisuorien voimien johdosta kappaleen lujittumista (Hao;Hao;& Li, 2013). Testatun kappaleen havaittu lujittuminen ei siis johdu pelkästään aineelle ominaisesta venymänopeuden mukana kasvavasta lujuudesta, vaan myös kulloinkin testatun kappaleen rakenteelle ominaisesta kohtisuoran inertian syntymisestä, johon vaikuttaa venymänopeuden lisäksi testattavan kappaleen muoto. Usein huomiotta jääneitä kappaletta lujittavia voimia on havainnollistettu kuvassa 2.4.



Kuva 2.4: Kohtisuoran inertian (lateral inertia) ja kappaleen päihin vaikuttavan kitkan (end friction) johdosta tutkittavaan kappaleeseen dynaamisen testauksen yhteydessä kohdistuvat voimat (Hao;Hao;& Li, 2012).

Tarkastellaan kohtisuoran inertian vaikutusta kokeellisesti määritettyihin kasvukertoimiin. Mittauksessa dynaamiseksi kasvukertoimeksi saadaan

$$DIF = \frac{f_d}{f_s} = \frac{\Delta f_d + f_s}{f_s}, \quad (2-6)$$

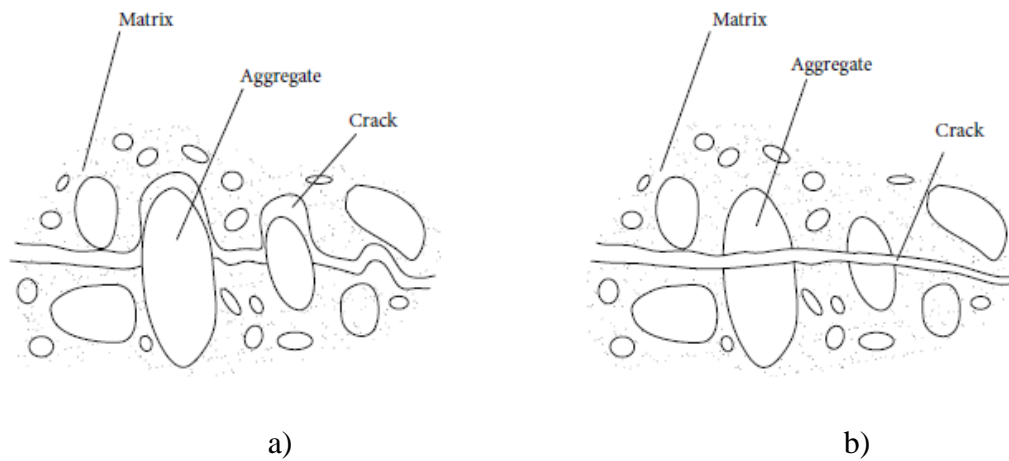
missä $\Delta f_d = \Delta f_{d\dot{\epsilon}} + \Delta f_{di}$ on kokeessa mitattu kappaleen lujuuden muutos, Δf_{di} inertiasta johtuva lujuuden muutos ja $\Delta f_{d\dot{\epsilon}}$ aineelle ominainen, venymänopeuden määräämä lujuuden kasvu. Mikäli aineen lujuuden oletetaan olevan käytännössä venymänopeudesta riippumaton, saadaan kasvukertoimelle

$$DIF = DIF_i = \frac{f_d}{f_s} = \frac{\Delta f_{di} + f_s}{f_s}. \quad (2-7)$$

Yhtälöistä (2-6) ja (2-7) nähdään aineelle ominaiselle venymänopeusriippuvuudelle pätevän

$$DIF_{\varepsilon} = \frac{\Delta f_{d\varepsilon} + f_s}{f_s} = DIF - DIF_i + 1. \quad (2-8)$$

Betonin kasvukerrointa määritettäessä kokeet suoritetaan usein testikappaleilla, joista on jätetty täyteaineena toimiva kiviaines pois (Hao;Hao;& Li, 2012). Näin toimiminen johtaa osaltaan kasvukertoimen arvioimiseen alakanttiin. Kuvassa 2.5 esitetään halkeaman etenemisen periaate suurella ja pienellä venymänopeudella.



Kuva 2.5: Halkeaman eteneminen betonissa a) pienellä ja b) suurella venymänopeudella (Min;Yao;& Jiang, 2014).

Venymänopeuden ollessa pieni halkeama (crack) etenee rakenteen heikoimpia osia, eli joko sementti-täyteaine (matrix-aggregate) rajapintoja noudatellen tai sementissä, mutta ei täyteaineessa. Venymänopeuden kasvaessa halkeama muodostuu suoraviivaisesti väliaineen epähomogeenisuudesta piittaamatta, eli halkeamat eivät enää kierrä lujuusominaisuuksiltaan ympäristöään vahvempaa täyteainetta.

2.4.3 Maanrakennustöiden vaikutus kallioon

Maanalaisia luolastoja ja tunneleita rakennettaessa joudutaan turvautumaan poraamiseen ja räjäytyksiin, ellei käytössä satu olemaan luonnon käyttötarkoitusta varten valmiiksi muokkaamaa kalliota. Porauksilla ja räjäytystöillä on heikentävä vaikutus syntyvien tunneleiden seinien pinnan välittömässä läheisyydessä sijaitsevaan kiviainekseen (Martino & Chandler, 2004; Ansell, 2004a; Singh & Xavier, 2005; Malmgren & Nordlund, 2008a; Malmgren & Nordlund, 2008b; Lu;Yang;Chen;& Zhou, 2011). Tätä ominaisuuksiltaan ympäristöä heikompaa vyöhykettä kutsutaan maanrakennustöissä vahingoittuneeksi vyöhykkeeksi, EDZ (Excavation Damage Zone).

Kiviainesta heikentäviä halkeamia havaitaan yleensä 0,5-1,0 metrin syvyyteen asti kallion pinnasta (Malmgren & Nordlund, 2008a; Malmgren & Nordlund, 2008b; Lu;Yang;Chen;& Zhou, 2011), mutta tapauksesta riippuen on testeissä päädytty, ja mallinnuksessa käytetty, myös alle puolen metrin (Martino & Chandler, 2004) tai jopa kahden metrin (Lu;Yang;Chen;& Zhou, 2011) EDZ-vahvuuksia. Syntyvän heikentyneen vyöhykkeen kokoon ja ominaisuuksiin vaikuttavat ainakin (Martino & Chandler, 2004):

- ympäröivän kallion jännitysten suunnat, suuruudet ja keskinäiset suuruudet,
- rakennetun tunnelin suunta suhteessa kallion suurinta rasiutusta kokevaan suuntaan,
- tunnelin poikkileikkauksen muoto,
- tunnelin rakentamisessa käytetyt työmenetelmät ja huolellisuus ja
- ympäristön geologia.

Kiviaineksen kimmokertoimen oletetaan olevan vahingoittuneella vyöhykkeellä 10–50 prosenttia ympäröivän kiviaineksen kimmokerrointa pienempi (Malmgren & Nordlund, 2008a; Malmgren & Nordlund, 2008b; Lu;Yang;Chen;& Zhou, 2011). Vahingoittuneen ja ehjän kiviaineksen kimmokertoimien suhde oletetaan samaksi riippumatta siitä, onko kyseessä staattinen vai dynaaminen kuormitus. Mikäli EDZ huomioidaan kallion rasiutukseen liittyvässä laskennassa, voidaan tyytyä käyttämään samaa vahingoittuneen kiviaineksen kimmokerrointa koko vahingoittuneeksi katsotulle vyöhykkeelle (Malmgren & Nordlund, 2008a; Malmgren & Nordlund, 2008b). Vaihtoehtoisesti vahingoittunut vyöhyke voidaan jakaa syvyyssuunnassa kahtia, ja käyttää keskenään eroavaa kimmokerrointa näille kahdelle vyöhykkeelle (Lu;Yang;Chen;& Zhou, 2011). Todellisuudessa kimmokertoimen suuruuden muutos kalliopinnasta pinnan normaalin suunnassa tehdyn siirtymän funktiona on oletettavasti lähes jatkuvaa, tai ainakin huomattavasti laskennassa käytettyjä jakoja tiheämmin muuttuvaa.

Maanrakennustöiden vahingoittaman vyöhykkeen on mallinnettaessa todettu vaikuttavan kallion pintaan asennetun ruiskubetonoinnin käyttäytymiseen rasiutuksen alaisena vain vähäisesti verrattuna tapaukseen, jossa vahingoittunutta vyöhykettä ei ole huomioitu. Vyöhykkeen vaikutus on hieman suurempi epätasaisen kalliopinnan tapauksessa verrattuna tasaiseen kalliopintaan. Toisaalta todetaan, että vyöhykkeen mekaaniset ominaisuudet kaipaisivat lisäselvitystä. (Malmgren & Nordlund, 2008a; Malmgren & Nordlund, 2008b)

2.5 Kallioseinän ja ruiskubetonin välinen liitos

Kallion ja ruiskubetonin väliseen liitokseen ja sen vahvuuteen vaikuttaa lukuisia tekijöitä. Kallion ja ruiskubetonin mekaaniset ominaisuudet, ruiskubetonoinnin paksuus, ruiskubetonin ja kallion välinen rajapinta, kallion jännitys, EDZ, epäjatkuvuudet, kalliopinnan muodot ja karheus sekä kallion lujitukseen käytetty pultitus vaikuttavat kaikki osaltaan liitoksen vahvuuteen (Malmgren & Nordlund, 2008a).

2.5.1 Tartuntalujuus

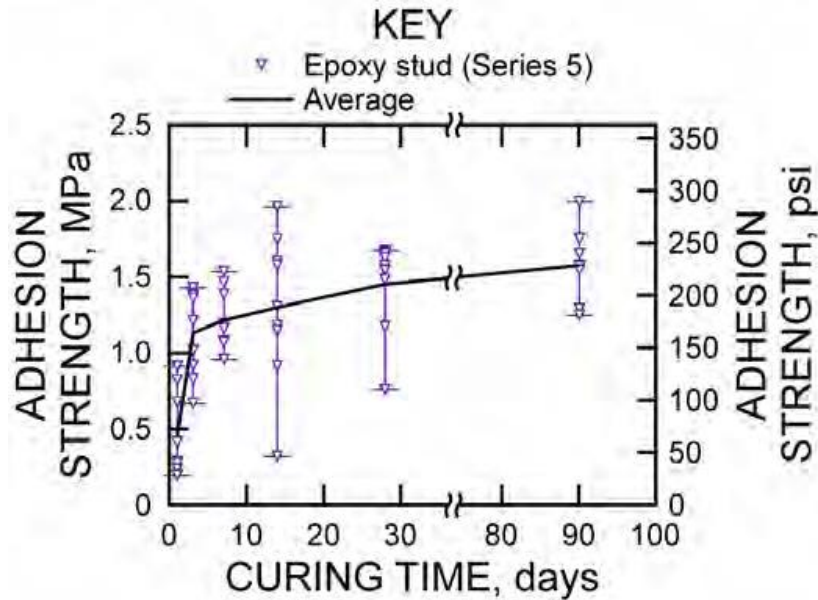
Tartuntalujuudella (adhesion strength) tarkoitetaan suurinta kuormitusta, jonka kahden kappaleen, tässä työssä ruiskubetonoinnin ja kallion, välinen liitos kestää murtumatta. Rakenteen pettäminen on tapahduttava nimenomaan materiaalien rajapinnalla, jotta kyseessä olisi tartuntalujuuden riittämättömyydestä johtuva pettäminen. Välillä tartuntalujuus jaetaan ruiskubetonin ja kallion pintojen normaalin suuntaiseen veto- ja puristuslujuuteen sekä pintojen tangentin suuntaiseen leikkauslujuuteen (Ansell, 2004a). Toisinaan taas tartuntalujuudella tarkoitetaan vain pintojen normaalin suuntaista lujuutta, ja tangentin suuntaisesta lujuudesta puhutaan sidoslujuutena (bond strength) (Saiang;Malmgren;& Nordlund, 2005). Tässä työssä mielenkiinto kohdistuu pääsääntöisesti pinnan normaalin suuntaiseen tartuntalujuuteen. Mikäli käsitellään pinnan tangentin suuntaista tartuntalujuutta, eli sidoslujuutta, mainitaan tämä erikseen.

Tartuntalujuutta pidetään usein yhtenä merkittävimmistä tai jopa merkittävimpänä ruiskubetonoinnin rasituksen kestävyyyteen vaikuttavana tekijänä (Holmgren, 1979; Ansell, 2004a; Malmgren;Nordlund;& Rolund, 2005; Saiang;Malmgren;& Nordlund, 2005; Seymour, ym., 2010; Ahmed & Ansell, 2012). Sidoslujuutta mitattaessa on havaittu lujuuden merkityksen olevan erityisen suuri liitosta rasittavan paineen ollessa verrattain pieni, alle 1 MPa (Saiang;Malmgren;& Nordlund, 2005). Monissa kaupallisissa tunneliprojekteissa kuormitukset pysyvät yleensä alhaisina, ja siten sidoslujuuden merkitys korostuu. Puhuttaessa räjähdysainevaraston räjähdysonnettomuudesta on syytä huomioida, että syntyvä tärähdysaalto voi kohdistaa ruiskubetoniin huomattavan suuria kuormituksia, jolloin kitkan merkitys ruiskubetonin ja kallion välisen liitoksen vahvuudesta puhuttaessa kasvaa (Saiang;Malmgren;& Nordlund, 2005).

Tartuntalujuuden suuruus vaihtelee kirjallisuudesta saatujen mittaustulosten perusteella tyypillisesti välillä 0-2 MPa (Holmgren, 1979; Malmgren;Nordlund;& Rolund, 2005; Malmgren & Nordlund, 2008a; Seymour, ym., 2010). Leikkauslujuudet voivat olla tätä suurempiakin (Saiang;Malmgren;& Nordlund, 2005), jopa luokkaa 3-4 MPa (Ansell, 2004a). Näihin mittaustuloksiin on tyypillisesti päästy kuormittamalla liitosta staattisesti, ja ne eivät siten kuvaa tarkasti tartuntalujuuden suuruutta dynaamisen rasituksen alaisina. Tartuntalujuudella oletetaan olevan sama dynaaminen kasvukerroin kuin vetolujuudella (Malvar & Crawford, 1998), eli tartuntalujuus kasvaa dynaamisessa rasituksessa samassa suhteessa vetolujuuden kanssa.

Kalliopinnan ja ruiskubetonoinnin välisen liitoksen lujuuteen vaikuttavat tekijät ovat luonnollisesti myös tartuntalujuuteen vaikuttavia tekijöitä. Kallion mineraalipitoisuus voi vaikuttaa merkittävästi saavutettavissa olevaan tartuntalujuuteen (Holmgren, 1979; Seymour, ym., 2010). Kalliopinnan valmistelulla ennen ruiskubetonin asennusta on suuri merkitys tartuntalujuuteen. Korkeapaineisella vesipesulla, paineeltaan 22 MPa, suoritettu puhdistus ja pinnan valmistelu on johtanut pinnan mekaanista valmistelua ja pienellä paineella, alle 1 MPa, suoritettua pesua suurempiin tartuntalujuuksiin

(Malmgren; Nordlund; & Rolund, 2005). Ruiskubetonoinnin tartuntalujuus kasvaa huomattavasti muutamana ensimmäisenä asennusta seuraavana päivänä (Seymour, ym., 2010; Ansell, 2004a). Tällä on vaikutusta kaupallisissa tunneliprojekteissa, muttei niinkään räjähdysaineväestöistä puhuttaessa, sillä ruiskubetonin iän vaikutus tartuntalujuuteen on vähäinen ensimmäisten päivien jälkeen, kuten havaitaan kuvasta 2.6.



Kuva 2.6: Kalliopinnan ja ruiskubetonoinnin välisen tartuntalujuuden riippuvuus ruiskubetonin iästä (Seymour, ym., 2010).

Myös valetun betonin pintaan asennetun ruiskubetonin tartuntalujuutta ja tartuntalujuuden kehittymistä on tutkittu (Ahmed L. , 2012, s. 10). Tässäkin tapauksessa tartuntalujuuden kasvu on voimakasta ensimmäisten vuorokausien aikana, ja saavutetut tartuntalujuudet ovat suuruusluokaltaan ruiskubetonin-kallio rajapinnan tartuntalujuutta vastaavia (Bryne; Ansell; & Holmgren, 2013).

2.5.2 Ruiskubetonoinnin ja kallioseinän liitoksen pettäminen

Kallion ja ruiskubetonoinnin välisen liitoksen pettäminen voidaan jakaa pettämiseen johtavan halkeaman sijainnin perusteella neljään eri tapaukseen:

1. rakenne pettää ruiskubetonissa,
2. rakenne pettää kalliossa,
3. rakenne pettää ruiskubetonin ja kallion rajapinnassa tai
4. yhdistelmä edellisistä.

Kiirunavaaran kaivoksessa Ruotsissa on selvitetty vetokokeilla ruiskubetonin ja kallioseinän välisen liitoksen pettämiskohdan sijaintia (Malmgren; Nordlund; & Rolund, 2005). Kokeissa käytetyn vahvistamattoman märkäruiskubetonoinnin nimellinen paksuus oli 30–50 mm, mutta kerroksen paksuutta mitattaessa havaittiin suurta hajontaa

ruiskubetonikerroksien vahvuuksissa. Kokeiden tulokset ruiskubetonin ja kallion välisen liitoksen pettämisen osalta on kerätty taulukkoon 2.2. Valmistelutapa viittaa kalliopinnalle suoritettuihin toimenpiteisiin ennen ruiskubetonoinnin asennusta. Tapa 1 viittaa kaivoksessa yleisesti käytössä olleeseen ruiskubetonoitavan pinnan valmistelumenetelmään, joka sisältää pinnan irtonaisen kiviaineksen poistamisen ja vesipesun paineella 0,7 MPa. Tapa 2 puolestaan tarkoittaa pinnan valmistelua korkeapaineisella, 22 MPa, vesipesulla virtaukseltaan 0,2 m³/min.

Taulukko 2.2: Kokeellisesti saatuja tuloksia kallion ja ruiskubetonin välisen liitoksen pettämiskohdan sijainnista (Malmgren; Nordlund; & Rolund, 2005). Vain testit, joissa kallion ja ruiskubetonin välillä on todettu olevan nollasta poikkeava tartuntalujuus, on huomioitu.

Valmistelutapa	Mitatun tartuntalujuuden keskiarvo (MPa)	Liitoksen pettämiskohdan sijainti (prosenttia mittaustuloksista)		
		rajapinta	kallio	ruiskubetoni
1	0,33	27	64	9
2	0,68	61	26	13

Taulukosta 2.2 nähdään korkeapainevesipesun johtaneen perinteistä valmistelua parempaan tartuntalujuuteen, mutta toisaalta liitoksen pettämisen rajapinnalla merkittävästi yleistyvän muihin vaihtoehtoihin verrattuna. Tämä johtunee siitä, että vaikka korkeapainepesu parantaa tartuntaa, vahvistaa se pinnan läheisen kallion lujuusominaisuuksia vielä enemmän irrottamalla heikkoa kiviainesta perinteistä valmistelumenetelmää tehokkaammin (Malmgren; Nordlund; & Rolund, 2005). Liitoksen pettämisen odotetaan tapahtuvan rakenteen heikoimmassa osassa (Seymour, ym., 2010), minkä vuoksi kalliossa tapahtuvat rakenteen pettämiset vähenevät merkittävästi korkeapainepesun seurauksena.

Kiirunavaaran kaivoksen ruiskubetonointia on tutkittu myös numeerisin menetelmin mallintamalla (Malmgren & Nordlund, 2008a; Malmgren & Nordlund, 2008b). Näissä tutkimuksissa käytettiin kuituvahvisteista märkäruiskubetonia, mikä heikentää saatujen tulosten vertailukelpoisuutta kokeellisiin tuloksiin. Tutkimukset keskittyivät pääosin liitoksen pettämiskohdan paikantamiseen liitoksen rasituksen ollessa pinnan suuntaista, mutta myös pinnan normaalin suuntaisia rasituksia mallinnettiin.

Mallinnuksella saadut tulokset (Malmgren & Nordlund, 2008b) viittasivat rakenteen pettävän rajapinnassa ruiskubetonia useammin, etenkin kun ruiskubetonin rakenteen oletetaan olevan homogeeninen. Kuitubetonin kokeellisella testauksella (Seymour, ym., 2010) on saatu myös tuloksia, joiden mukaan valtaosa rakenteen pettämisestä tapahtuu ruiskubetonissa. Erään kuitubetonilla tehdyn koesarjan prosenttiosuuksiksi rakenteen pettämisen sijainnista puhuttaessa mainitaan 64 % ruiskubetonissa, 23 % rajapinnalla ja 13 % kalliossa. Kallion ja ruiskubetonin välisen liitoksen pettämiskohdan sijainti riippuu siis pitkälti kulloinkin käsiteltävästä tapauksesta.

2.6 Suoritettuja räjäytyskokeita

Suuri osa raportoidusta kokeellisesta räjäytystoiminnasta on suoritettu erittäin pienillä räjähdemäärillä verrattuna räjähdysainetarastoissa varastoitaviin määriin. Kaupallisessa toiminnassa suuren mittakaavan kokeisiin ei tavallisesti ole tarvetta, ja käytettävät räjähdysaineet ovat tavallisesti energiantuotoltaan massayksikköä kohden heikompia kuin TNT (Zhou, 2011). Myös räjähdevarastoja ajatellen on pienessä mittakaavassa, jopa alle yhden kilogramman latauksilla, toteutetuilla testeillä pyritty kuvaamaan täyden mittakaavan ilmiöitä (Vretblad, 1982; Joachim & Smith, 1988). Valtaosa suuren mittakaavan testeistä on suoritettu luolavarastoille, joiden seinät ovat paljasta kalliota ilman muita tukirakenteita.

Uudempien tutkimusten perusteella pienen mittakaavan kokeilla saatuja tuloksia yleistettäessä tulee noudattaa varovaisuutta. Pidettäessä tarkasteltava skaalattu etäisyys vakiona, johtaa varastointitiheyden kasvattaminen korkeampiin suurimpiin hiukkasnopeuksiin mutta pienempiin ominaistajuuksiin (Wu C. , ym., 2003; Wu;Lu;& Hao, 2004). Toisaalta olettaen sekä tarkasteltavan skaalatun etäisyyden että varastointitiheyden pysyvän vakioina, vaikuttaa suurin hiukkasnopeus pysyvän suhteellisen muuttumattomana räjähdysainemassasta riippumatta. Samoilla oletuksilla räjähdysainemassan kasvattaminen kuitenkin pienentää havaittuja ominaistajuuksia (Wu;Lu;& Hao, 2004).

Myös suuremmilla, sadoista kilogrammoista ylöspäin yli sataan tonniin asti olevilla, räjähdysainemäärillä suoritetusta koetoiminnasta löytyy raportteja (Hendron JR, 1977; Dowding, 1984; Joachim, 1992; McMahan, 1994; Wu C. , ym., 2003; Stevens, ym., 2006; Zhou & Jenssen, 2009). Viimeisen 20 vuoden aikana raportoidusta koetoiminnasta, esimerkiksi lähteissä (Wu C. , ym., 2003; Stevens, ym., 2006; Zhou & Jenssen, 2009) käsitellyt koeräjäytykset, merkittävä osa on toteutettu Ruotsissa.

Taulukossa 2.3 on esitetty 1960-luvulla toteutetun UET-koeräjäytyssarjan mukaiset havainnot tunnelin kärsimistä vahingoista. Pääosa kokeista suoritettiin hiekkakivikalliassa. Taulukon tiedot on koottu päällystämättömällä tunnelilla hiekkakivessä tehtyjen kokeiden keskiarvoista (Hendron JR, 1977).

Taulukko 2.3: UET-kokeissa raportoidut skaalatun etäisyyden ylärajat tunnelin kokeille vahinkoluokille. Kokeet suoritettu hiekkakivikalliassa räjähdysainemassoilla 145kg-145t. (Hendron JR, 1977)

Havaittujen vahinkojen laatu	Tunneli kauttaaltaan sortunut	Tunneli paikoin sortunut	Tunnelin pintalaajalti vahingoittunut	Tunnelin pinnassa havaittavissa vahinkoja
SD (m/kg³)	0,5	0,8	1,3	2,0
Kallion venymä	0,012	0,004	0,0012	0,0004
PPV (m/s)		12	4	0,9-1,8

Taulukkoon 2.4 on kerätty 1950-luvulla sekä päällystetyille että päällystämättömille tunneleille suoritettujen räjäytyskokeiden tuloksia (Dowding, 1984). Kokeiden, jotka suoritti U. S. Department of Defense, joukossa oli sekä perinteisiä että ydinräjähdekoikeita. Räjähdysainemääriä tai kalliolaatua, jossa kokeet suoritettiin, ei mainita. Raportin yhteydessä mainitaan laskennassa käytetyn P-aallon nopeutta 2500 m/s, mikä voisi viitata esimerkiksi huokoiseen hiekkakiveen (Kassab & Weller, 2015), mutta toisaalta vastaavia nopeuksia esiintyy myös lukuisilla muilla maaperän koostumuksilla (Stanford University, 2005).

Taulukko 2.4: *Räjäytyskoetuloksia paljaalle ja päällystetylle kalliolle. Päällyste käsittää ruiskubetonipinnoitteen ja kallion pultituksen (Dowding, 1984).*

	Kallion venymä	PPV (m/s)
Paljas kallio		
Irtonaisen kiviaineksen putoaminen		0,3
Tunnelin pinnassa havaittavissa vahinkoja	0,00015	2,0
Paikallisia sortumia	0,0004	3,6
Tunneli täysin sortunut	0,001	
Päällystetty kallio		
Päällysteen halkeilu	0,0002	1,0
Paikallisia sortumia	0,0015	7,4
Tunneli kauttaaltaan sortunut	0,008	40,0

Taulukot 2.3 ja 2.4 toimivat esimerkkeinä räjähdystapahtumien yhteydessä ilmenevien mitattavien suureiden kytkemisestä vastaanottavan kammion tai tunnelin kokemiin vahinkoihin. Jatkossa erityisesti suurimman hiukkasnopeuden kytkentää kammion kokemiin vahinkoihin tullaan hyödyntämään. Jo näissä kahdessa taulukossa havaitaan eroja tietyn tyyppisiin vahinkoihin rinnastettavien hiukkasnopeuksien välillä. Lisäksi kammion kokemien laadullisten vahinkojen vastaavuudesta toisiinsa nähden eri koesarjojen välillä ei ole takeita.

Linchburg'n kaivoksessa New Mexicossa on suoritettu räjäytyskokeita räjähdysainemassoilla 71,5-2562,5 kg (McMahon, 1994). Käytetty räjähdysaine oli Comp B, mikä johtaa TNT-ekvivalenteiksi massoiksi muunnettaessa muuntokertoimen 1,1 käyttöön (Locking, 2011). Käytetystä räjähdysainemassasta riippumatta kokeet suoritettiin samassa kammiossa, mikä johti Comp B massoja käyttäen varastointitiheyden vaihteluun välillä 1-42 kg/m³. Kaivoksen ympäristön kallioperä koostuu pääosin kalkkikivistä. Taulukossa 2.5 esitetään kokeissa saadut tulokset käytettyjen TNT-ekvivalenttien räjähdysainemassojen 943,2 kg ja 2572,5 kg osalta.

Taulukko 2.5: Linchburgin kaivoksen (sijaitsee New Mexicossa) räjäytyskoetulokset suurten räjähdysainemassojen osalta (McMahon, 1994). Hiukkasten suurimpien kiihtyvyyksien yksikkönä gravitaatiokiihtyvyys $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Comp B massa (kg)	943,2	2572,5				
Vastaava TNT-ekvivalentti massa (kg)	1037,5	2829,8				
TNT-ekvivalentti varastointitiheys (kg/m³)	16,5	46,2				
Mittaus	SD TNT massalla (m/kg^{1/3})	PPA (g)	PPV (m/s)	SD TNT massalla (m/kg^{1/3})	PPA (g)	PPV (m/s)
1	0,19	6400	8,7	0,14	24300	63,1
2	0,59	5000	5,9	0,42	8800	10,0
3	1,38	258,3	0,86	0,99	376,0	1,36

Taulukko 2.5 korostaa käytettyjen räjähdysainemassojen merkitystä. Valtaosa alan tutkimuksista nojaa TNT-ekvivalentin massan käyttöön, joten muita massoja esittävät tutkimukset on useimmiten johdonmukaista muuntaa TNT-ekvivalenteiksi massoiksi, joskin kyseinen muunnos itsessään aiheuttaa epätarkkuuksia, kuten kohdassa 2.2.1 mainittiin. Taulukon suurin hiukkasnopeus 63,1 m/s on poikkeuksellisen suuri muihin kirjallisuudessa raportoituihin nähden. Kyseinen arvo mitattiin kahden metrin etäisyydellä räjähdyskammiosta sijainneella anturilla, eli verrattain lähellä räjähdyskammiota, ja kaksi eri testiä tuottivat saman suuruusluokan suurimman hiukkasnopeuden.

Kirjallisuudessa useassa yhteydessä (Zhou, 2002; Wu C. , ym., 2003; Wu;Lu;& Hao, 2004; Stevens, ym., 2006; Zhou & Jenssen, 2009; Zhou, 2011) raportoitu räjäytyskoesarja on suoritettu Ruotsissa, Älvdalenissa. Vuosina 1986-1996 ja 2000-2002 suoritettiin yhteensä 15 koeräjätystä kolmessa erikokoisessa luolassa. Räjähdysaineena testeissä oli joko TNT tai ANFO. Yksittäisten koeräjätysten tiedot on kerätty taulukkoon 2.6.

Taulukko 2.6: Älvdalenissa vuosina 1986–2002 suoritettujen koeräjäytykset. Mikäli ANFO halutaan muuttaa vastaavaksi TNT massaksi, on käytettävä kerrointa 0,82 ANFO testeille (Stevens, ym., 2006).

Kokeen numero (vuosi - järjestyksennumero)	Räjähdyssaine	Räjähdyssainemassa (kg)	Luolan tilavuus (m ³)	w (kg/m ³)
1986-1	TNT	1000	300	3,3
1986-2	TNT	1000	200	5,0
1986-3	(kranaatteja)TNT	1000	200	5,0
1986-4	(kranaatteja)TNT	1000	300	3,3
1987-1	ANFO	1000	300	3,3
1987-2	ANFO	5000	300	16,7
1987-3	ANFO	5000	200	25,0
1989-1	(kranaatteja)TNT	1000	300	3,3
1989-2	ANFO	5000	300	16,7
1996	(kranaatteja)TNT	1000	300	3,3
2000-1	TNT	500	1000	0,5
2000-2	TNT	10000	1000	10,0
2001-1	TNT	2500	1000	2,5
2001-2	(kranaatteja)TNT	10000	1000	10,0
2002	TNT/ruuti	10000	1000	10,0

Älvdalenin kallioperän koostumuksen raportoinnissa on lähdekohtaisia eroja erityisesti kivilajien osalta. Kallioperää koskevat tiedot eri raporteissa on koottu taulukkoon 2.7. Taulukosta nähdään kallioperälle eri lähteissä raportoitujen ominaisuuksien olevan kivilajia lukuun ottamatta yhteneviä.

Taulukko 2.7: Älvdalenin kallioperän raportoidut ominaisuudet a) (Zhou, 2002; Zhou & Jenssen, 2009; Zhou, 2011), b) (Stevens, ym., 2006) ja c) (Wu C., ym., 2003; Wu; Lu; & Hao, 2004) mukaan.

Lähde	a)	b)	c)
Käsitellyt kokeet	2000-2, 2001-1	Kaikki	2000-1, 2000-2, 2001-1
Raportoidut kallioperän ominaisuudet	Kivilaji	Enimmäkseen punaista porfyrisyeniittiä (red porphyre syenite)	Graniitti
	Tiheys (kg/m ³)	2620	
	Ehjän kallion puristuslujuus (MPa)	200-250	200-250
	Ehjän kallion vetolujuus (MPa)	12,5-17,5	11-16
	Q -arvo	15-20	>10
	RQD-arvo		75-100
	P-aallon nopeus ehjässä kalliossa (m/s)		6000

Taulukon Q-arvo kuvaa kallion laatua ja sen perusteella pyritään määrittämään tunnelin tai kammion vaatimat tukirakenteet. RQD-arvo (Rock Quality Designation) kuvaa kallion porausnäytteissä havaittavien epäjatkuvuuskohtien tiheyttä ja on yksi Q-arvoon vaikuttavista tekijöistä (Hoek E. , 2006). Taulukon Q- ja RQD-arvot viittaavat hyvälaatuiseen kallioon.

Taulukkoon 2.8 on kerätty mittaustietoa koeräjätysten kallioon aiheuttamista tärähdysaaltoista. 13 metrin etäisyydeltä saadut mittaustulokset on mitattu tunnelin seinältä, eli rajapinnan välittömästä läheisyydestä. Toistuvien räjäytyskokeiden aiheuttaman rasituksen kestämisestä tunnelin seinä oli tuettu kallion pultituksella ja raudoitettulla ruisku-betonoinnilla. Mittaustulokset muilta etäisyyksiltä on mitattu kallion sisään asennetuilla antureilla. Antureiden liitos kallioon toteutettiin kalliota seismisten aaltojen johtamisominaisuuksiltaan vastaavaa täyteainetta antureiden ympärillä käyttämällä (Wu C. , ym., 2003). Rajapinnalle asennettujen antureiden odottaisi rajapinnasta tapahtuvan heijastuksen vuoksi mittaavan suurempia, kallion sisällä vastaavalla etäisyydellä kulkeviin aaltoihin verrattuna lähes kaksinkertaisia (Zhou & Jenssen, 2009; Ahmed L. , 2012, s. 17), hiukkasnopeuksia.

Taulukko 2.8: PPV 13 metrin (Zhou & Jenssen, 2009) ja 6, 10, 18 sekä 34 metrin (Wu C. , ym., 2003) etäisyyksillä räjähdyskammioista.

Kokeen numero	2000-2	2000-2	2000-2	2000-2	2000-2	2001-2
Etäisyys räjäytyskammion sisemmästä seinästä (m)	6	10	18	34	13	13
PPV (m/s)	1,8	1,6	1,2	0,4	1,4	1,0

Kokeen 2000-2 mittaustuloksien ei havaita kallion pinnalta mitattujen osalta poikkeavan merkittävässä määrin kallion sisältä mitatuista. Mittaus etäisyydeltä 13m on toteutettu vastakkaiselta puolelta räjähdyskammioita muihin mittauksiin nähden, mikä voi osaltaan hieman vaikuttaa mitattuihin nopeuksiin. Selkeän hiukkasnopeuseron puuttuminen kallion sisällä ja pinnan läheisyydessä mitattujen arvojen välillä herättää kysymyksiä mitausten tai niiden raportoinnin tarkkuuteen liittyen. Hiukkasnopeuserot kokeiden 2000-2 ja 2001-2 välillä on selitetty kokeessa 2001-2 käytettyjen räjähteiden poikkeavuudella kokeeseen 2000-2 nähden. Kokeen 2001-2 tykistöammuksista koostunut lataus johti kokeen 2000-2 paljaita TNT räjähteitä suuntautuneempaan ja kranaattien kuorten vaimentamaan räjähdysvaikutukseen (Zhou & Jenssen, 2009). Räjähdysvaikutuksen suuntautuneisuus ei kuitenkaan selitä edellä esille tuotuja epä johdonmukaisuuksia kokeessa 2000-2 raportoiduissa hiukkasnopeuksissa.

2.7 Suojaetäisyyksien laskennallinen määrittäminen

Taulukossa 2.1 esitettyjä suojaetäisyyksiä on viime vuosina tarkasteltu kirjallisuudessa pyrkien ottamaan varastointitiheys huomioon nykyisiä ohjeistuksia paremmin ja täten pienentämään vaadittavia kammiovälejä. Kammiovälin määrittämiseksi tulee tuntea räjähdysen vastaanottavaan kammioon tärähdysaallon muodossa kohdistama kuorma ja tämän kuormituksen vaikutus kammion seinään.

Räjähdyksinevarastojen yhteydessä vaativin tavoiteltu suojauksen taso on tyypillisesti vastaanottavan kammion räjähteiden vahingoittumisen estäminen. Kallion pinnan halkeilun välttämistä ei vaadita, vaan tarkastelu keskitetään koskemaan vastaanottavan kammion seinästä irtoavien heitteiden liiketiloja tai kammiossa mahdollisesti tapahtuvia sortumia.

2.7.1 Tärähdysaallon muodostuminen ja eteneminen

Tarkastellaan räjähdysen seurauksena syntyneen, yksikköhallien välillä kalliolla etenevän, tärähdysaallon hiukkasnopeutta. Kirjallisuudessa yleisimmin käytetty suure tärähdysaallon tarkasteluun on aallon suurin hiukkasnopeus, jonka suuruutta voidaan kuvata yhtälöllä

$$PPV = A(SD)^{-n} = A \left(\frac{D_c}{Q^r} \right)^{-n}, \quad (2-9)$$

missä $(D_c/Q^r)^{-n}$ kuvaa hiukkasnopeuden vaimenemista etäisyyden funktiona ja A on alkuarvo hiukkasnopeuden amplitudin määrittämiseksi räjähdyskammion välittömässä läheisyydessä. Vaimenemiskerroin n riippuu kallion koostumuksesta ja r on räjähteiden ja räjähdyskammion geometriasta riippuva vakio, joka kuvaa räjähdysenergian etenemistä välittömästi räjähdysen jälkeen (Leong;Anand;Cheong;& Lim, 2007; Zhou, 2013).

Räjähdyksinevarastoille yleisesti käytetty arvo $r = 1/3$ vastaa pallomaista etenemistä. Käytännössä tällöin oletetaan pistemäisen räjähteen leijuvan ilmassa keskellä räjähdyskammiota, mikä johtaisi isotrooppiseen räjähdysenergian jakautumiseen. Kaupallisten räjäytysprojektien yhteydessä usein käytetty $r = 1/2$ (Nateghi, 2012) perustuu räjähdysenergian sylinterimäiseen etenemiseen, mikä saavutetaan useita peräkkäin, millisekuntien väliajoin, räjäytettäviä panoksia käyttämällä.

Vaimenemiskertoimen n suuruus kasvaa kallion laadun heiketessä (Zhou, 2011). Tarkimpiin tuloksiin päästään luonnollisesti määrittämällä n paikkakohtaisesti mittaustuloksia apuna käyttäen, mutta suuruus voidaan tarvittaessa myös arvioida kallion seisumista nopeutta apuna käyttäen. (Bulson, 1997) on esittänyt taulukon 2.9 mukaiset arviot

vaimenemiskertoimelle, jotka kovan kallion tapauksessa kuitenkin osuvat alhaiselle seismisen nopeuden alueelle.

Taulukko 2.9: Vaimenemiskertoimen arviointi seismisen nopeuden perusteella (Bulson, 1997, s. 97).

C (m/s)	150–180	230–300	300–430	300–550	>1500
n	3-3.5	3	2,75	2,5	1,5–2,25

Kovalle kalliolle suositellaan käytettäväksi arvoa $n = 1,5$ (Ansell, 2004a; Zhou & Jenssen, 2009; Ahmed & Ansell, 2012), mikä käy yksiin taulukon 2.9 kanssa. Käytetyt vaimenemiskertoimet voivat tapauskohtaisesti olla vielä huomattavasti pienempiä, jopa luokkaa $n = 1,1$ (Wu;Lu;& Hao, 2004).

Kun räjähdystapahtumaa halutaan kuvata kytkentäkerrointa käyttämällä, voidaan kirjoittaa

$$PPV = A(SD)^{-n} = f_k H \left(\frac{D_c}{Q_r} \right)^{-n}, \quad (2-10)$$

missä f_k on kytkentäkerroin ja H kytketyn räjähdysten suurimman hiukkasnopeuden laskennan alkuarvo räjähdyskammion seinällä. (Zhou & Jenssen, 2009) esittää kytkentäkerroimen määrittämiseksi yhtälön

$$f_k = \left(\frac{W}{\rho_e} \right)^{n/3}, \quad (2-11)$$

missä ρ_e on kammiossa räjähtäneen räjähdysaineen massatiheys. H puolestaan lasketaan kaavalla

$$H = \frac{0,5C^{1,17}}{\rho_r}, \quad (2-12)$$

missä ρ_r on kallion massatiheys ja C seismisen aallon etenemisnopeus. Pyrittäessä muodostamaan sovitetta suurimmalle hiukkasnopeudelle etäisyyden funktiona mittaustulosten pohjalta, ei tavallisesti vaivauduta määrittämään kytkentäkerrointa, vaan saatujen mittaustulosten pohjalta lasketaan yksi vakio kuvaamaan suurimman hiukkasnopeuden alkuarvoa (Wu C. , ym., 2003; Ahmed & Ansell, 2012; Jiang & Zhou, 2012; Hosseini & Baghikhani, 2013), eli käytetään sovitteena yhtälön (2-9) mukaista muotoa. Tämä heikentää mahdollisuuksia tulosten yleistämiseen, mutta helpottaa mallin muodostamista tarkasteltavassa yksittäistapauksessa.

2.7.2 Tärähdysaalto vastaanottavassa kammiossa

Saavuttaessaan vastaanottavan kammion, tärähdysaalto aiheuttaa voimakkuudestaan riippuen vahinkoja kammion seinässä. Mikäli vastaanottavan kammion seinässä on ruiskubetonointi, kohtaa aalto seinän läheisyydessä kaksi rajapintaa. Ensin aalto kohtaa kallion ja ruiskubetonin välisen ja sitten ruiskubetonin ja ilman välisen rajapinnan. Jos puolestaan kammion seinä koostuu paljaasta kalliosta, on aallon kohdattavana vain yksi rajapinta.

Aallon kohdatessa rajapinnan tapahtuu heijastumista ja läpäisyä. P-aallon tapauksessa sekä hiukkasnopeuden että aineen kokeman jännityksen tulee säilyä rajapinnan yli (Nilsson, 2009), eli

$$PV_i + PV_r = PV_t, \quad (2-13)$$

missä PV_i on rajapintaan saapuvan aallon hiukkasnopeus, PV_r pinnasta heijastuvan aallon hiukkasnopeus ja PV_t pinnan läpäisevän aallon hiukkasnopeus, ja

$$\sigma_{mi} + \sigma_{mr} = \sigma_{mt}, \quad (2-14)$$

missä σ_{mi} on saapuvan aallon aiheuttama jännitys, σ_{mr} heijastuvan aallon aiheuttama jännitys ja σ_{mt} läpäisevän aallon aiheuttama jännitys. Edelleen jännityksen ja hiukkasnopeuden välillä pätee yhteys (Nilsson, 2009; Zhou, 2011)

$$\sigma_m = (PV)\rho C, \quad (2-15)$$

missä ρ on tarkastellun väliaineen tiheys. Rajapinnassa hiukkasnopeuksille saadaan yhtälöiden (2-13), (2-14) ja (2-15) avulla

$$PV_t = \frac{2\rho_i C_i}{\rho_i C_i + \rho_t C_t} PV_i \quad (2-16)$$

ja

$$PV_r = \frac{\rho_i C_i - \rho_t C_t}{\rho_i C_i + \rho_t C_t} PV_i, \quad (2-17)$$

missä indeksi i viittaa aallon etenemissuunnassa ennen rajapintaa olevan aineen ominaisuuteen ja indeksi t rajapinnan jälkeisen aineen ominaisuuteen. Vastaavasti jännityksille saadaan

$$\sigma_{mt} = \frac{2\rho_t C_t}{\rho_t C_t + \rho_i C_i} \sigma_{mi} \quad (2-18)$$

ja

$$\sigma_{mr} = \frac{\rho_t C_t - \rho_i C_i}{\rho_t C_t + \rho_i C_i} \sigma_{mi}. \quad (2-19)$$

Kallion tai ruiskubetonin ja ilman välisessä rajapinnassa $\rho_t C_t = 0$. Jännityksen ilmassa tulee olla nolla, ja hiukkasnopeudeksi saadaan yhtälöistä (2-16) ja (2-17) $PV_t = 2PV_i$, $PV_r = PV_i$. Hiukkasnopeuden kaksinkertaistuminen tarkoittaa, että pintaan saapunut puristusaalto heijastuu takaisin tulosuuntaansa vetoaaltona. Kyseessä on siis kahden rajapintaan saapuvan erimerkkisen aallon toisiinsa nähden vastakkaissuuntainen eteneminen. Heijastuneet aallot vuorovaikuttavat rajapintaan saapuvien aaltojen kanssa ja aiheuttavat materiaalin vetolujuuden ylittäessään halkeamia kallioon, minkä johdosta syntyy vastaanottavaan kammioon eteneviä heitteitä. Mikäli aalto on tarpeeksi voimakas, voi se murtaa kalliota jo ennen heijastumistaan.

Tärähdysaallon aiheuttamien heitteiden vaarallisuuden kannalta oleellisia ovat niiden koko ja nopeus. Homogeeniselle ja ehjälle kalliolle, tai hauraalle materiaalille yleisemmin, heitekoon ennustamista varten on kehitetty erilaisia teoreettisia malleja ja kokeiden pohjalta luotuja heitteiden kokojakaumia (Persson;Holmberg;& Lee, 1993, ss. 6-23; Cho;Noshi;Yamamoto;& Kaneko, 2003; Lu & Xu , 2004; Zhang;Lu;& Hao, 2004; Zhang;Lu;& Ma, 2006; Hogan;Rogers;Spray;& Boonsue, 2012; Hoek & Martin, 2014).

Malleissa heitekoko määritetään yleisesti materiaalin kokeman venymänopeuden funktiona. Teoreettisten mallien ongelmana on edellytys materiaalin homogeenisuudelle mallin toiminnallisuuden takaamiseksi, tai ainakin parantamiseksi. Kokeellisesti määritettyjen heitekokojakaumien ja kaavojen ongelmana on koejärjestelyjen luonne, joka tyypillisesti ei vastaa maanalaista kalliossa tapahtuvaa räjähdystä, vaan kraatterin aiheuttavaa pintaräjähdyttä. Yleisesti tarkasteltavat heitekoot ovat pieniä, suurimmillaan halkaisijaltaan muutaman senttimetrin suuruisia.

Tärähdysaallon aiheuttamien heitteiden ominaisuuksia voidaan käsitellä yhdessä ulottuvuudessa suhteellisen yksinkertaisesti kalliotangossa kulkevan elastisen sahalaita-aallon avulla (Zhou, 2011). Malli mahdollistaa ainoassa ulottuvuudessa, eli kalliopinnan normaalin suunnassa, useiden peräkkäisten heitteiden synnyn, mutta oleellista on tarkastella heitteistä ensimmäisen, eli kallion ulkopinnalla syntyvän, ominaisuuksia.

Ensimmäisen heitteen nopeus noudattaa kaavaa

$$v_{sp} = \frac{2\sigma_m - f_{td}}{\rho_r C} = 2(PPV) - \frac{f_{td}}{\rho_r C}, \quad (2-20)$$

missä σ_m on kallioon kohdistuva jännitys ja f_{td} kallion dynaaminen vetolujuus. Kaavalla voidaan ennustaa suurimman hiukkasnopeuden alaraja heitteiden synnylle määrittelemällä ensimmäisen heitteen nopeus nollassi. Ensimmäisen heitteen paksuus puolestaan noudattaa kaavaa

$$t_{sp} = \frac{\lambda f_{td}}{2 \sigma_m} = \frac{\lambda f_{td}}{2 (PPV) \rho_r C} = \frac{1}{2(PF)} \frac{f_{td}}{(PPV) \rho_r}, \quad (2-21)$$

missä λ on tärähdyssaallon aallonpituus. Kun kallion jännityksen oletetaan heitteen synnytyessä vähenevän kallion dynaamisen vetolujuuden verran, saadaan syvyys suunnassa syntyvien heitteiden lukumääräksi

$$N = \frac{1}{2} + \frac{\sigma_m}{f_{td}} = \frac{1}{2} + \frac{PPV(\rho_r C)}{f_{td}}. \quad (2-22)$$

Jatkossa ensimmäisen heitteen sijaan puhutaan yleisesti heitteestä, sillä mahdollisesti syvyys suunnassa syntyvistä useammista heitteistä ensimmäistä pidetään vastaanottavan kammion kannalta vaarallisimpana.

2.7.3 Heitteiden vaikutus räjähteisiin

Heitteiden vaikutusta vastaanottavan kammion räjähteisiin tarkasteltaessa pääpaino kirjallisuudessa suunnataan heitteiden nopeuteen. Heite koko jätetään usein pienelle huomiolle tai kokonaan huomioimatta. Heitenopeuden alarajana räjähdysten välittymiseksi on käytetty esimerkiksi arvoa 100 m/s (Zhou & Jenssen, 2009), mutta useimpien räjähteiden kohdalla vaadittavat heitenopeudet on arvioitu huomattavasti suuremmiksi (Vandersall; Switzer; & Garcia, 2006; James, 2007).

Heitteen synnyttämää räjähdysten välittymistä voidaan pitää epätodennäköisenä tapahtumana (Zhou & Jenssen, 2009). Taulukossa 2.10 heitenopeus sidotaan eriasteisiin kammion ja räjähteiden kokemiin vaurioihin, minkä avulla saadaan luotua yhteys heitenopeuden ja tavoitellun suojavaikutuksen välille (Zhou & Jenssen, 2009).

Taulukko 2.10: Heitenopeuden raja-arvot eri suojavaikutuksien saavuttamiseksi.

Heitenopeus (m/s)	Vaikutus
0,9	Seinässä havaittavissa vahinkoja
6	Räjähteiden vahingoittuminen
18	Kammion osittainen sortuminen
100	Räjähdysten välittyminen

Esitetty heitenopeuden ja vahinkojen välinen yhteys vaihtelee eri lähteiden välillä, ja esimerkiksi taulukoissa 2.3 ja 2.4 on esitetty taulukosta 2.10 poikkeavia tai sitä täydentäviä määritelmiä vahinkoluokille. Jotta heitenopeudet saadaan liitettyä nykyisin kansainvälisesti vaadittaviin taulukon 2.1 suojaetäisyyksiin, tulee ne esittää skaalattujen etäisyyksien ja varastointitiheyksien avulla. Kaavojen (2-10) ja (2-20) perusteella heitenopeudelle pätee

$$v_{sp} = \frac{2Hf_k}{SD^n} - \frac{f_{td}}{\rho_r C}. \quad (2-23)$$

Olettamalla kallion ominaisuudet tunnetuiksi, saadaan kaavoilla (2-11), (2-12) ja (2-23) selvitettyä taulukon 2.1 skaalattuja etäisyyksiä kussakin tapauksessa vastaavat heitenopeudet. Taulukossa 2.12 on esitetty eri organisaatioiden vaatimia skaalattuja etäisyyksiä vastaavat arvot heitenopeuden ylärajalle. Oletetut kallion ominaisuudet on kerätty taulukkoon 2.11, ja ne vastaavat Älvdalenin kallioon liittyvässä laskennassa aiemmin käytettyjä arvoja (Zhou & Jenssen, 2009; Deng, ym., 2015).

Taulukko 2.11: Kallion ja TNT:n ominaisuudet kirjallisuuden perusteella.

f_{td} (MPa)	ρ_r (kg/m ³)	ρ_e (kg/m ³)	C (m/s)	n
16	2650	1630	5500	1,5

Taulukko 2.12: Eri organisaatioiden vaatimia skaalattuja etäisyyksiä vastaavat heitenopeuksien ylärajat.

w (kg/m ³)	Räjähteiden vahingoittumisen välttäminen				Räjähdyksen välittymisen välttäminen ilman erillistä suojarakennetta			
	SD	v_{sp} (m/s)	SD	v_{sp} (m/s)	SD	v_{sp} (m/s)	SD	v_{sp} (m/s)
			50	270				270
NATO	1,0	0,5	2,0	0,2	0,6	6,8	0,3	21,1
DoD	1	0,5	2	0,2	0,6	6,8	0,3	21,1
YK	1,0	0,5	2,0	0,2	0,6	6,8	0,3	21,1
MoD			2,0	0,2	0,6	6,8		

Räjähteiden varastointitiheyden ei pitäisi vaikuttaa räjähteiden vahingoittumisen välttämiseen liittyvien heitenopeuksien raja-arvoihin. Taulukon 2.1 skaalatut etäisyydet on siis määriteltä eri menetelmällä kuin edellä käsitellyllä, heitenopeuteen yhtälön (2-23) kautta perustuvalla. Lisäksi taulukon 2.12 heitenopeusarvot ovat pieniä taulukon 2.10 nopeuksiin verrattuna.

Olettaen suurimpien hiukkasnopeuksien ja heitenopeuksien välillä vallitsevan kaavan (2-20) mukainen yhteys, on taulukossa 2.13 esitetty taulukoiden 2.10 ja 2.12 heitenopeuksia vastaavat suurimmat hiukkasnopeudet.

Taulukko 2.13: Eri heitenopeuksia vastaavia suurimpia hiukkasnopeuksia.

v_{sp} (m/s)	0,2	0,5	0,9	6	6,8	18	21,1	78,9	100
PPV (m/s)	0,6	0,8	1,0	3,5	3,9	9,5	11,1	40	50,5

Taulukon avulla voidaan vertailla vahinkoluokat heitenopeuksiin liittäviä tarkasteluja (taulukot 2.10 ja 2.12) vahinkoluokat suurimpiin hiukkasnopeuksiin (taulukot 2.3 ja 2.4) liittäviin. Kaikkia neljää taulukkoa verrattaessa havaitaan räjähteiden vahingoittumisen välttämisen taulukon 2.12 tapauksessa liittyvän hiukkasnopeuksiin, joilla kallion vahingot jäävät vähäisiksi muiden taulukoiden perusteella. Vahingot rajoittuvat irtonaisen

kiviaineksen putoamiseen tai kalliopinnan halkeiluun, mikä vastaa taulukon 2.10 kuvausta. Ilman suojarakennetta räjähdysten välittyminen vältetään hiukkasnopeuksilla, jotka vastaavat lähteestä riippuen tunnelin paikallisia sortumia (taulukko 2.4), tunnelin pintaan rajoittuvia vahinkoja (taulukko 2.3) tai räjähteiden vahingoittumista ilman sortumia (taulukko 2.10). Toisaalta taulukon 2.12 vaatimus välittymisen estämiselle suojarakennetta käytettäessä vastaa jokseenkin taulukon 2.4 päällystetyn kallion paikallisia sortumia tai taulukon 2.10 paljaan kallion paikallisia sortumia.

Taulukon 2.10 räjähdysten välittymiseen liittyvä heitenopeus $v_{sp} = 100$ m/s todetaan huomattavasti koetoiminnassa havaittuja suurimpia heitenopeuksia suuremmaksi. Raportoitu koetoiminta rajoittuu heitenopeuksiin suuruusluokassa $v_{sp} = 30$ m/s, ja kallion todetaan murtuvan huomattavasti pienemmillä hiukkasnopeuksilla kuin 100 m/s heitenopeuteen vaadittava $PPV > 50$ m/s (Zhou & Jenssen, 2009). Tätä osaltaan puoltaa myös taulukko 2.4, jossa arvon $PPV = 40$ m/s todetaan johtaneen pultitetun ja ruisku-betonoidun tunnelin kauttaaltaan sortumiseen.

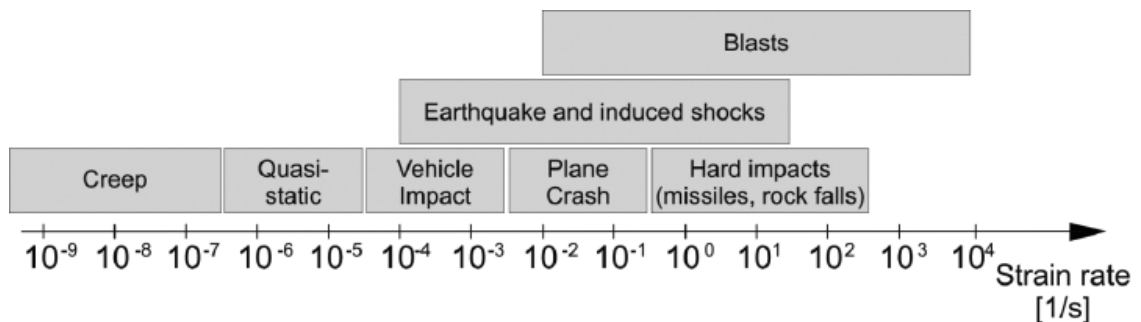
Vahinkoluokitusten kokonaisuutena havaitaan olevan lähteestä riippuen vaihtelevia ja osin jopa ristiriitaisia. Osaltaan tähän vaikuttaa epäilemättä eri mittausolosuhteiden vaikutus tuloksiin, joiden pohjalta turvamääräykset tai yhteenvedot on laadittu. Toisaalta noudatettavissa määräyksissä voi esiintyä merkittävää konservatiivisuutta. Taulukot 2.3, 2.4, 2.10 ja 2.12 mahdollistavat kammion tai tunnelin kärsimien vahinkojen yhdistämisen heite- ja hiukkasnopeuksiin, joskin tarkat vaatimukset riippuvat kulloinkin käytettäväksi valittavasta lähteestä.

3. DYNAAMINEN KASVUKERROIN

Kohdassa 2.4.2 todettiin sekä ruiskubetonin että kovien kivilajien lujittuvan dynaamista kuormitusta kokiessaan. Seuraavaksi tavoitteena on tarkastella keinoja dynaamisen kasvukertoimen suuruuden määrittämiseksi molemmille näistä materiaaleista. Tyypillisesti dynaaminen kasvukerroin määritetään yhden tai useamman mittaussarjan pohjalta, ja tapauksesta riippuen mittauksia voidaan tukea tietokonemallinnuksella. Dynaamisen kasvukertoimen mahdollisimman tarkka määrittäminen on tarpeellista, jotta ruiskubetonin ja kallion ominaisuuksia voidaan myöhemmin tietokonemallinnuksessa jäljitellä mahdollisimman totuudenmukaisesti.

3.1 Venymänopeus

Dynaamisen kasvukertoimen määrittämiseksi on oleellista tiedostaa venymänopeusalue, jolla käsiteltävässä ilmiössä, tässä tapauksessa maanalaisessa räjähdyksessä liikutaan. Kuvassa 3.1 esitetään eri ilmiöiden yhteydessä esiintyvien venymänopeuksien suuruusluokkia.



Kuva 3.1: Eri ilmiöihin liittyviä venymänopeusalueita (Malgorzata, 2011).

Räjähdystapahtumiin (blasts) liittyvien venymänopeuksien havaitaan ulottuvan vertailuilmioita suurempiin nopeuksiin. Toisaalta ilmiöiden yleisluontoinen luokittelu johtaa laajan venymänopeusalueen liittämiseen kuhunkin ilmiöön. Vielä huomattavasti suurempia, jopa suuruusluokaltaan 10^8 1/s, venymänopeuksia havaitaan erityisesti maahan törmäävien asteroidien aiheuttamina, ja terminaali-ballistiikan osalta voidaan liikkua venymänopeusalueella $10^5 - 10^6$ 1/s (Ramesh, 2008). Suuren venymänopeuden ilmiöt sisältävät tavallisesti jonain, usein venymänopeusmaksimin mittaussarjankohdan myöhempänä, ajanhetkenä myös suurinta saavutettua venymänopeutta pienemmät nopeudet, joiden merkitys ilmiön tarkastelussa voi tapauksesta riippuen olla todella merkittävä.

Materiaalin kokemia venymänopeuksia voidaan arvioida kaavalla (Yang & Scovira, 2007)

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{\partial^2(PD)}{\partial x \partial t} = \frac{\partial^2(PD)}{\partial t^2} \frac{\partial t}{\partial x} = (PA)(t) \frac{1}{C}, \quad (3-1)$$

missä paikka x viittaa tarkasteltavan suunnan, ja siten myös esitetyn venymänopeuden, olevan vaakasuuntainen. Venymänopeuden suurimmaksi arvoksi saadaan tällöin

$$\dot{\varepsilon}_{max} = \frac{PPA}{C}. \quad (3-2)$$

Jos hiukkasnopeuksien materiaalissa oletetaan yksinkertaistetusti muodostuvan sinimuotoisista, tärähdysaallon ominaistajuudella värähtelevistä aalloista, ovat myös hiukkaskiihtyvyydet materiaalissa sinimuotoisia, eli

$$PA(t) = 2\pi(PF)(PPV)\sin(2\pi \cdot (PF) \cdot t). \quad (3-3)$$

Oletetaan edelleen ominaistajuuden määräytyvän kalliassa olevien halkeamien tai muiden rakenteellisten poikkeavuuksien keskimääräisen välimatkan d_c mukaan, jolloin ominaistajuudeksi saadaan (Ansell, 2004a)

$$PF = \frac{C}{4d_c}. \quad (3-4)$$

Koska kaavan (3-3) perusteella $PPA = 2\pi(PF)(PPV)$, voidaan suurinta venymänopeutta vaakasuunnassa arvioida kaavalla

$$\dot{\varepsilon}_{max} = \frac{\pi(PPV)}{2d_c} = \pi PPV, \quad (3-5)$$

kun etäisyydeksi d_c oletetaan 0,5 m, mikä on tyypillisesti suuruusluokaltaan oikea valinta (Ansell, 2004a). Todellisuudessa kallio venyy kaikissa kolmessa ulottuvuudessa, tärähdysaallon taajuussisältö on ominaistajuutta moninaisempi ja hiukkaskiihtyvyydet sekä -nopeudet eivät ole sinimuotoisia, mutta kaava (3-5) tarjoaa silti mahdollisuuden arvioida venymänopeuden suuruusluokkaa eri hiukkasnopeuksille.

3.2 Ruiskubetonin dynaaminen vetolujuus

Ruiskubetonin dynaamisen vetolujuuden määrittämisestä ei kirjallisuudesta löytynyt tietoa. Samaan ongelmaan on törmätty aiemmin (Ansell, 2004a), ja ruiskubetonin käyttäytymistä dynaamisen rasituksen alaisena on päädytty kuvaamaan valetun betonin dynaamisen käytöksen avulla. Tästä syystä ruiskubetonin dynaamisina kasvukertoimina käytetään tässä työssä vastaavan puristuslujuuden omaavalle valetulle betonille määriteltäviä kasvukertoimia.

Betonin dynaamisen kasvukertoimen laskemiseksi venymänopeuden funktiona on mitaustulosten pohjalta kehitelty erilaisia malleja eri venymänopeusalueille (Malvar & Crawford, 1998; Riisgaard; Ngo; Mendis; Georgakis; & Stang, 2007; Min; Yao; & Jiang, 2014). Suosituin malli kasvukertoimen määrittämiseksi on niin kutsuttu CEB-malli (Comité Euro-International du Béton). CEB-mallin kasvukerroin saadaan lasketuksi yhtälöstä

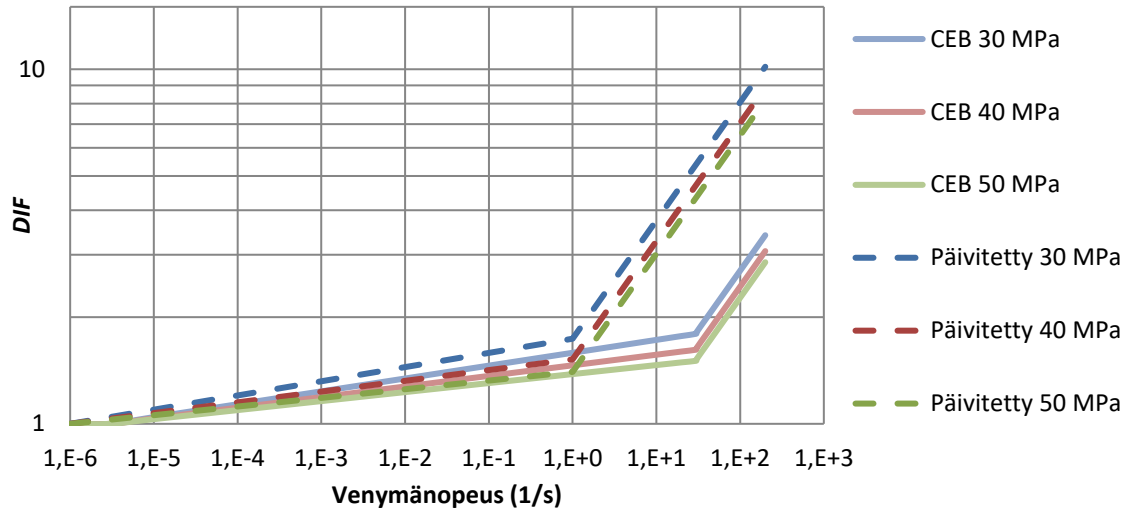
$$DIF = \frac{f_{td}(\dot{\epsilon})}{f_{ts}(\dot{\epsilon}_{s1})} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{s1}}\right)^{1,016\delta_1}, & \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1}, \\ \beta_1 \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{s1}}\right)^{1/3}, & \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (3-6)$$

missä $\beta_1 = 10^{7,11\delta_2-2,33}$ ja $\delta_1 = 1/(10 + 6 f_{cs}/f_{co})$. $\dot{\epsilon}_{s1} = 3 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$ on CEB-mallin käyttämä kvasistaattinen venymänopeus, f_{cs} betonin staattinen puristuslujuus ja $f_{co} = 10 \text{ MPa}$ vakio.

CEB-mallin tarkkuus on toisinaan kyseenalaistettu. (Malvar & Crawford, 1998) vertasi CEB-mallia laajaan joukkoon eri lähteistä kerättyjä mittaustuloksia, ja esitti tämän pohjalta päivitettyä mallia dynaamisen kasvukertoimen määrittämiseksi. Tämän mallin mukaan kasvukertoimelle pätee

$$DIF = \frac{f_{td}(\dot{\epsilon})}{f_{ts}(\dot{\epsilon}_{s2})} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{s2}}\right)^{\delta_2}, & \dot{\epsilon} \leq 1 \text{ s}^{-1}, \\ \beta_2 \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{s2}}\right)^{1/3}, & \dot{\epsilon} > 1 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (3-7)$$

missä $\beta_2 = 10^{6\delta_2-2}$ ja $\delta_2 = 1/(1 + 8 f_{cs}/f_{co})$. Kvasistaattisena venymänopeutena malli käyttää päivitettyä arvoa $\dot{\epsilon}_{s2} = 10^{-6} \text{ 1/s}$. Kuvassa 3.2 esitetään päivitetyn mallin ja CEB mallin ennustamat dynaamiset kasvukertoimet eri venymänopeuksilla. Eri malleilla ennustettujen kasvukertoimien välillä havaitaan selkeä ero suurilla venymänopeuksilla.



Kuva 3.2: Yhtälöitä (3-6) ja (3-7) käyttäen määritetyt dynaamiset kasvukertoimet betonin vetolujuudelle staattisilla puristuslujuuksilla 30, 40 ja 50 MPa venymänopeuden ollessa alle 200 1/s.

Kumpikaan edellä esitetyistä malleista ei huomioi kohtisuoran inertian vaikutusta mitaustuloksiin. Lisäksi mallien kehitykseen on käytetty erikokoisilla kappaleilla tehtyjä koetuloksia, mikä johtaa keskenään erisuuruisiin kohtisuoran inertian aiheuttamiin kasvukertoimiin, ja siten myös eroavaisuuksiin eri lähteiden mittaustulosten välillä. Kasvukertoimelle on määritetty arvo myös kohtisuoran inertian vaikutus huomioiden (Hao;Hao;& Li, 2012; Hao;Hao;& Li, 2013). Kerroin määritettiin tietokonemallinnusta hyödyntäen, jolloin itse materiaalin venymänopeudesta aiheutuva lujittuminen voitiin asettaa olemattomaksi, minkä seurauksena mallinnuksen antama kasvukerroin vastasi inertian aiheuttamaa kasvukerrointa. Mallinnus suoritettiin myös kasvukertoimella, joka huomioi sekä inertian että materiaalille ominaisen kasvukertoimen, jotta kyettiin vertaamaan mallia laboratorioskokeissa saatuun kasvukertoimeen. Arvo aineelle ominaiselle kasvukertoimelle saadaan vähentämällä mallinnuksella venymänopeudesta lujuusriippumattomalle aineelle saatu kasvukerroin laboratorioskokeiden antamasta kasvukertoimesta, joka sisältää sekä inertian aiheuttaman että aineelle ominaisen kasvukertoimen.

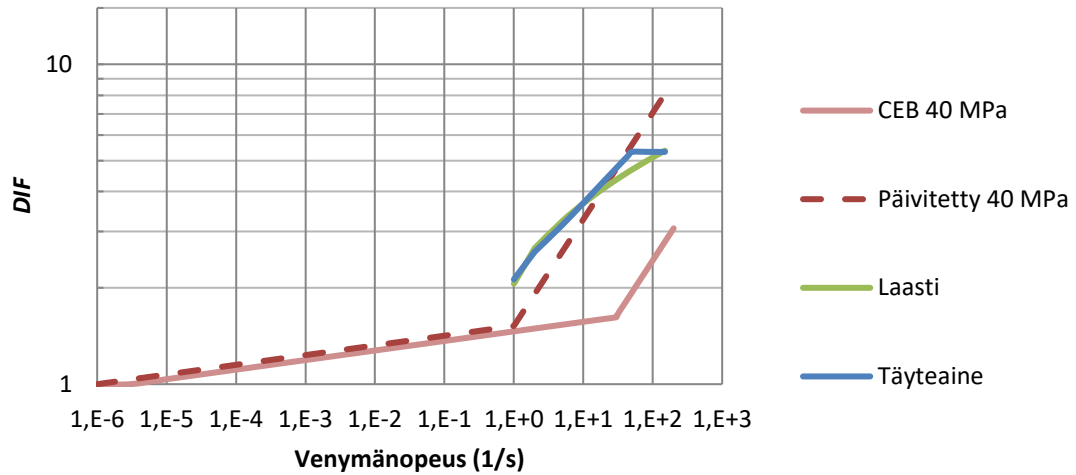
Edellä esitetyllä menetelmällä on laastin, jonka betonista erottaa täyteaineen hienojakoisuus, osalta kasvukertoimeksi saatu

$$DIF_m = \begin{cases} 2\log(\dot{\epsilon}) + 2.06, & 1 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 2 \text{ s}^{-1}, \\ 1,44308\log(\dot{\epsilon}) + 2,22765, & 2 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} \leq 150 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (3-8)$$

ja betonin karkean täyteaineen, kyseisessä tapauksessa graniitin, kasvukertoimeksi

$$DIF_a = \begin{cases} 0,5605(\log(\dot{\epsilon}))^2 + 1,3871\log(\dot{\epsilon}) + 2,1256, & 1 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 2 \text{ s}^{-1}, \\ 0,5605(\log(\dot{\epsilon}))^2 + 0,8301\log(\dot{\epsilon}) + 2,2935, & 2 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} \leq 50 \text{ s}^{-1}. \end{cases} \quad (3-9)$$

Karkean täyteaineen osalta kaava rajoittuu kohtuullisen mataliin venymänopeuksiin, mikä johtuu käytettävissä olleiden testitulosten rajallisuudesta. Kuvassa 3.3 on verrattu inertian huomioivia yhtälöiden (3-8) ja (3-9) antamia kasvukertoimia kokeellisesti määritettyihin, inertian ja aineen ominaisen kasvukertoimen yhdistäviin yhtälöiden (3-6) ja (3-7) kasvukertoimiin. Venymänopeuden 50 s^{-1} ylittävälle nopeuksille graniittitäyteaineen kasvukertoimen on konservatiivisesti määritelty pysyvän muuttumattomana.



Kuva 3.3: Inertian huomioiva kasvukerroin verrattuna yleisesti käytettyihin kasvukertoimiin venymänopeuden ollessa alle 200 1/s .

Kuvan inertian huomioivat kasvukertoimet ovat suuruudeltaan lähellä CEB-mallin päivityksen antamia arvoja. Inertian huomioivien kertoimien tulisi olla perinteisiä kertoimia pienempiä, mikä osaltaan viittaa käytettävissä yhtälöissä olevan tarkentamisen varaa ja kertoo kasvukertoimien määrittelyn haasteellisuudesta.

3.3 Ruiskubetonin dynaaminen puristuslujuus

Vetolujuuden tavoin myöskään puristuslujuuksille ei kirjallisuudessa löydy erillisiä dynaamisen kasvukertoimen selvittämiseen keskittyviä tutkimuksia, joten ruiskubetonin ominaisuuksien oletetaan vastaavan valetun betonin ominaisuuksia. Kuten betonin vetolujuutta, myös puristuslujuutta dynaamisessa rasituksessa voidaan kuvata CEB-mallilla. Dynaaminen kasvukerroin betonille puristuksessa noudattaa yhtälöä (Malvar & Crawford, 1998)

$$DIF = \frac{f_{cd}(\dot{\epsilon})}{f_{cs}(\dot{\epsilon}_{s1})} = \begin{cases} \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1,026\alpha_s}, & \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1}, \\ \gamma_s \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_s}\right)^{1/3}, & \dot{\epsilon} > 30 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (3-10)$$

missä $\alpha_s = 1/(5 + 9f_{cs}/f_{co})$, $\gamma_s = 10^{6,156\alpha_s-2}$, f_{cd} on betonin dynaaminen puristuslujuus, f_{cs} betonin staattinen puristuslujuus ja $f_{co} = 10$ MPa. Kvasistaattiselle venymänopeudelle puristuksessa malli käyttää arvoa $\dot{\epsilon}_s = 3 \cdot 10^{-5}$ 1/s.

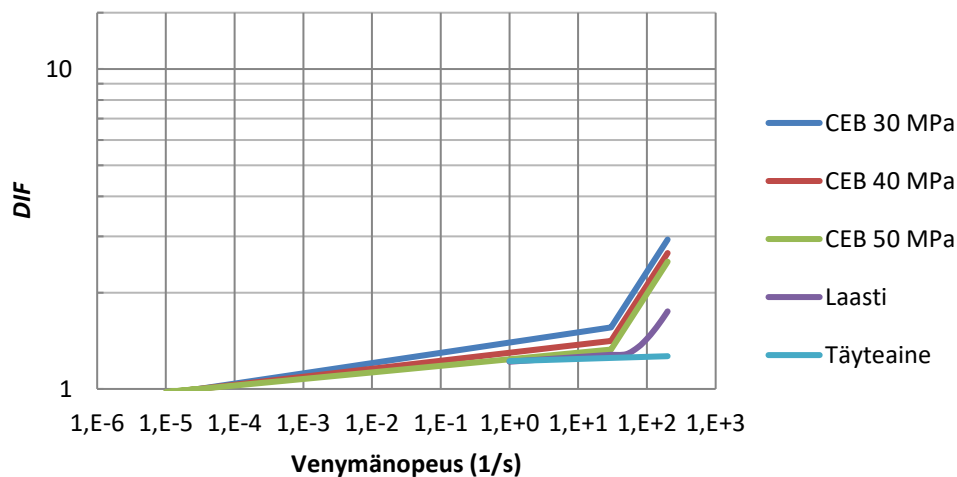
Vetoa vastaavasti myös puristuslujuuden dynaamisia kasvukertoimia määritettäessä tulee mahdollisuuksien mukaan huomioida inertian vaikutus. Koska tätä ei ole huomioitu kokeissa, joiden pohjalta CEB-malli on luotu, esitetään kasvukertoimen määrittämiselle vaihtoehtoinen yhtälö, joka pyrkii huomioimaan inertian vaikutuksen. Inertia huomioiden saatavalle kasvukertoimelle laastin osalta pätee (Hao;Hao;& Li, 2013)

$$DIF_m = \begin{cases} 0,0419\log(\dot{\epsilon}) + 1,2165, & 1 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 30 \text{ s}^{-1}, \\ 0,8988(\log(\dot{\epsilon}))^2 - 2,8255\log(\dot{\epsilon}) + 3,4907, & 30 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} \leq 1000 \text{ s}^{-1}, \end{cases} \quad (3-11)$$

ja vastaavasti täyteaineen osalta

$$DIF_a = \begin{cases} 0,0191 \log(\dot{\epsilon}) + 1,222, & 1 \text{ s}^{-1} \leq \dot{\epsilon} \leq 220 \text{ s}^{-1}, \\ 1,6607(\log(\dot{\epsilon}))^2 - 6,9122 \log(\dot{\epsilon}) + 8,3461, & 220 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} \leq 1000 \text{ s}^{-1}. \end{cases} \quad (3-12)$$

Kuvassa 3.4 on esitetty CEB-mallin ja inertian huomioivan vaihtoehdon mukaiset puristuslujuuden dynaamiset kasvukertoimet.



Kuva 3.4: Yhtälöillä (3-10)-(3-12) määritetyt kasvukertoimet betonille, laastille ja täyteaineelle puristuksessa

Inertian huomioivat kasvukertoimet ovat perinteisiä pienempiä, kuten odottaa sopii. Täyteaineen osalta kasvukerroin on yllättävän pieni, joskaan ei tapauksena mahdoton. Täyteaineen lujuus on tyypillisesti laastia korkeampi, mutta tämän saavuttaminen laajal-

la venymänopeusalueella ei välttämättä edellytä laastia suurempaa kasvukerrointa. Täyteaineen laastia pienempi kasvukerroin on odotettavissa, mutta erotuksen suuruus korkeilla venymänopeuksilla on yllättävä.

3.4 Graniitin dynaaminen lujuus

Graniitin ja muiden kalliolajien kohdalla materiaalin lujittumisen tarkastelu venymänopeuden kasvaessa on kirjallisuuden perusteella keskittynyt betonia voimakkaammin vetolujuuden sijasta puristuslujuuteen. Venymänopeuden tarkastelun rinnalla on yleisesti käytössä kuormitusnopeuden (loading rate), eli kappaleeseen kohdistuvan jännityksen muutosnopeuden, tarkastelu. Kuormitusnopeuteen pohjautuen dynaamiseksi kasvukertoimeksi Bukit Timah -graniitille on esitetty

$$DIF = \frac{f_{cd}}{f_{cs}} = \frac{f_{cs} + A_D \log(M_{cd}/M_{cs})}{f_{cs}}, \quad (3-13)$$

missä $M_{cs} = 5 \cdot 10^{-2}$ MPa/s on materiaalin kokema kvasistaattinen kuormitusnopeus, M_{cd} dynaaminen kuormitusnopeus ja A_D vakio, jonka arvo Bukit Timah -graniitin tapauksessa on $A_D = 11,9$ (Zhao, 2000).

Venymänopeuden, $\dot{\epsilon}$, ja kuormitusnopeuden, M , välillä vallitsee yhteys

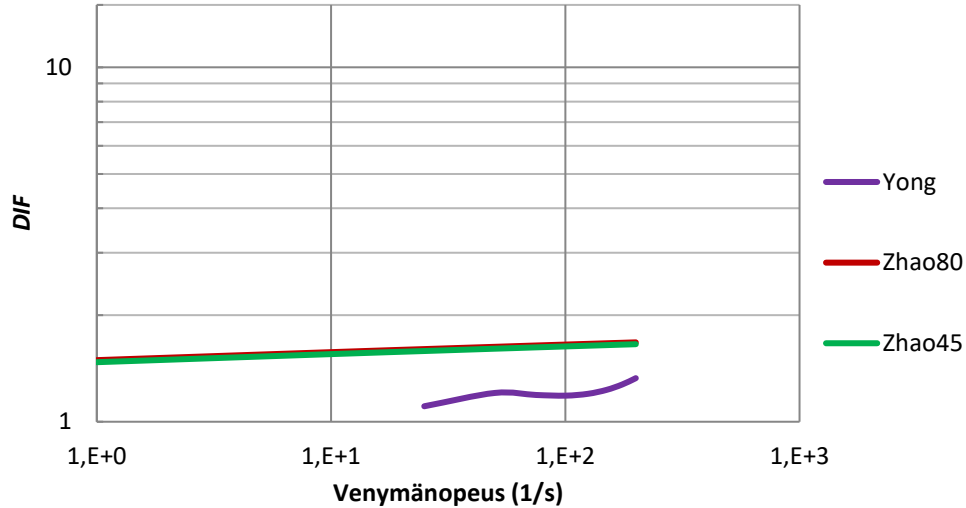
$$\dot{\epsilon} = \frac{M}{E}, \quad (3-14)$$

missä E on elastinen moduuli. Kuormitusnopeuden pohjalta määriteltyä kasvukerrointa kytetään täten vertaamaan venymänopeuteen liitettyyn kasvukertoimeen, mikäli materiaalin elastinen moduuli on tunnettu. Materiaalin elastinen moduuli saattaa vaihdella olosuhteista riippuen. Elastisen moduulin venymänopeusriippuvuudesta on eri tutkimuksissa saatu eri tuloksia: (Li;Zhao;& Li, 1999) ei havainnut elastisella moduulilla venymänopeusriippuvuutta ja (Saksala;Hokka;Kuokkala;& Mäkinen, 2013) käyttää yhtälöä (3-14) samalla moduulin arvolla eri venymänopeuksille, kun taas (Zhou & Zhao, 2011, ss. 126-142) ja (Cieślak, 2013) raportoivat elastisen moduulin muuttuvan kuormitusnopeudesta riippuen.

Graniitin kasvukerrointa puristuksessa on betonin tavoin pyritty määrittämään inertia huomioiden. Tällöin kasvukertoimen on todettu noudattavan yhtälöä (Yong;Shuisheng;& Yubin, 2015)

$$DIF_{\dot{\epsilon}} = 1,7362 \log(\dot{\epsilon})^3 - 9,5157 \log(\dot{\epsilon})^2 + 17,2729 \log(\dot{\epsilon}) - 9,1879. \quad (3-15)$$

Kuvassa 3.5 esitetään yhtälöillä (3-13) ja (3-15) graniitin puristuslujuudelle saatavia kasvukertoimia.



Kuva 3.5: Dynaaminen kasvukerroin graniitille puristuksessa yhtälön (3-13) mukaisesti elastisen moduulin ollessa 80 GPa (Zhao80) ja 45 GPa (Zhao45) sekä kasvukertoimen määrittystä häiritsevää inertia huomioiden (Yong).

Kuvassa tarkasteltavat elastisen moduulin arvot on valittu rajaamaan graniitille tyypilliset arvot. Yhtälö (3-13) ei ole herkkä muutoksille elastisessa moduulissa, eli sen tarkkuus ei merkittävästi kärsi, vaikka elastisella moduulilla todettaisiin olevan lievä kuormitusnopeusriippuvuus. Yhtälöä (3-15) tarkastellaan verrattain kapealla, 25-200 s⁻¹ venymänopeusalueella, sillä yhtälö on muodostettu suurilla venymänopeuksilla tehtyjen kokeiden pohjalta, eikä yksinkertaisesti toimi matalilla venymänopeuksilla, vaan johtaisi jopa negatiivisiin kasvukertoimen arvoihin.

Vetolujuuden kohdalla kasvukertoimen on todettu noudattavan yhtälön (3-13) kaltaista venymänopeusriippuvuutta (Zhao, 2000). Toisaalta graniitin ja kalkkikiven on todettu lujittuvan betonin tapaisesti venymänopeuden kasvaessa (Housen, 2009), joskin suoritettu koesarja oli etenkin suurten venymänopeuksien osalta vähäisen määrän mittauksia sisältävä.

On syytä huomioida, että kohdissa 3.2-3.4 esitetyt venymänopeudet on valittu positiiviseksi riippumatta siitä, onko kyseessä puristus vai veto. Asiayhteydestä riippuen on muistettava, että tarpeen mukaan venymänopeus tulee valita negatiiviseksi joko kappaleen kohdatessa puristusta tai vetoa.

4. MALLINNUS

Ruiskubetonoinnin suojaavan vaikutuksen käsittely maanalaisen räjähdysonnettomuuden sattuessa todettiin kirjallisuuslähteissä erittäin vähäiseksi. Tämän lisäksi ruiskubetonin lujuuden kehitys dynaamisen rasituksen alaisena vaikeuttaa ruiskubetonin vaikutuksen määrittämistä, minkä johdosta tietokonemallinnus valikoitui parhaaksi välineeksi kallio-pintaan asennettavan ruiskubetonoinnin merkityksen selvittämiseksi. Ennen rakennetun mallin esittelyä työssä käydään lyhyehkösti läpi mallinnusohjelmiston toimintaa.

4.1 Hydrokoodi

Mallinnus suoritettiin hydrokoodilla (hydrocode) nimeltä ANSYS Autodyn. Seuraava hydrokoodin toiminnan kuvaus perustuu lähteisiin (Benson, 1992; Hiermaier, 2008; Banadaki, 2010; Tawadrous, 2010), joista kaksi ensimmäistä kuvaavat ohjelmiston toimintaa syvällisemmin ja teoreettisemmin, ja kaksi jälkimmäistä tarjoavat helppolukuisemman joskin suppeahkon yleiskuvan.

Hydrokoodeja hyödynnetään, kun mallinnettavana on materiaalin merkittäviä muodonmuutoksia ja hetkellisiä venymiä sisältävä lyhyen aikaskaalan ongelma. Näissä äärimmäisissä olosuhteissa kiinteä aine saattaa käyttäytyä fluidien tavoin, ja hydrokoodi soveltuukin sekä kiinteiden aineiden että fluidien mallinnukseen. Hydrokoodille ominaista on:

- tukeutuminen massan, liikemäärän ja energian säilymiseen,
- jännitystensorin jakaminen komponentteihin,
- epälineaariset tilanyhtälöt tärähdysaaltojen mallintamiseksi,
- materiaalin lujuuden ja vahingoittumisen kuvaaminen huomioiden venymänopeudet ja vahingot tarkastellulla ajanhetkellä ja
- kyky tarkastella tärähdysaaltoja (Hiermaier, 2008, ss. 217-218).

4.1.1 Hydrokoodien jaottelu ja FEM

Hydrokoodit jaetaan karkeasti kahteen avaruudellisen koordinaatiston valinnasta riippuvaan luokkaan. Lagrange-tyyppisen koordinaatiston solmut (node) on kiinnitetty tarkasteltavaan materiaaliin, kun taas Euler-tyyppisen koordinaatiston solmut kiinnitetään tarkastelu-ympäristöön. Materiaalin altistuessa voimille, siirtyvät Lagrange-solmut tästä johtuen materiaalin mukana, kun taas Euler-solmut pysyvät alkuperäisillä paikoillaan, ja

materiaali siirtyy suhteessa solmuihin. Perinteisesti solmujen sijainti toisiinsa nähden määrittelee elementtien sijainnin ja muodon. Koordinaatistovalinta riippuu mallinnettavasta ilmiöstä. Lagrangelainen tapa soveltuu hyvin kiinteiden aineiden tarkasteluun tapauksessa, jossa materiaali ei koe voimakkaita muodonmuutoksia tarkastelun aikana. Mallin sisältämät kappaleiden ja materiaalien rajapinnat on helppoa määrittää tarkasti ajanhetkestä riippumatta, sillä ne määräytyvät solmujen perusteella, mikä helpottaa myös reunaehto- jen käyttöä. Eulerilainen tapa puolestaan soveltuu Lagrangea paremmin tapauksiin, joissa kappale muokkautuu merkittävästi tai käsiteltävänä on fluideja, sillä siinä missä materiaalin liike johtaa Lagrangea käytettäessä solmuverkon vääristymiseen, pääsee materiaali Eulerin tapauksessa liikkumaan vapaasti solmujen sijaintiin vaikuttamatta. Toisaalta tämä vaikeuttaa rajapintojen tarkan sijainnin määrittämistä, sillä materiaalin rajapinnan on joko seurattava elementin muuttumatonta rajapintaa tai useampien materiaalien on sallittava täyttää yhtä elementtiä. Rajapintojen tarkentaminen vaatii elementtikoon pienentämistä, mikä yhdessä materiaalivuosta syntyvien yhtälöiden lisätermien kanssa tekee Euler menetelmästä yleisessä tapauksessa Lagrange menetelmää laskenta-ajallisesti raskaamman.

Molemmilla koordinaatistovalinnoilla on vahvuutensa ja heikkoutensa. ALE (Arbitrary Lagrange Euler) menetelmä pyrkii yhdistämään kahden edellä esitellyn menetelmän vahvuudet. Pohjimmiltaan koordinaatisto on lagrangelainen, eli solmut on kiinnitetty materiaaliin, mutta tarpeen mukaan koordinaatisto voidaan määrittellä aika-askelien välissä uudestaan. Koordinaatiston uudelleenmäärittelyllä vältetään elementtien laskentaa vaikeuttava liiallinen vääntyminen.

FEM (Finite Element Method) on hydrokoodien yleisimmin käyttämä elementtimenetelmä systeemin tilan tarkasteluun. FEM mahdollistaa useiden erilaisten elementtimuotojen käyttämisen systeemin kuvaamisessa. Tarkastelualueen osittaminen elementteihin yksinkertaistaa ratkaistavia yhtälöitä. Muuttujien arvot interpoloidaan sopivia muotofunktioita (shape function) käyttäen solmujen välillä yli elementtien huomioiden samalla yhden solmun liittyminen mahdollisesti useisiin elementteihin. Lopuksi ositetun systeemin ratkaisusta rakennetaan koko systeemiä kuvaava ratkaisu.

4.1.2 Smoothed Particle Hydrodynamics

Elementtimenetelmien, kuten FEM, rajalliset mahdollisuudet epäjatkuvuuksien ja erityisesti sirpaloitumisen mallintamisessa (Hiermaier, 2008, ss. 267-271) ovat johtaneet vaihtoehtoisten menetelmien kehittämiseen. Yksi näistä menetelmistä, ja hydrokoodeissa yleisimmin käytetty vaihtoehto, on elementtön SPH-menetelmä (Smoothed Particle Hydrodynamics).

Koordinaatisto kiinnitetään materiaalien ominaisuudet sisältäviin pistemäisiin hiukkasiin, mikä johtaa Lagrange-tyyppiseen menetelmään koordinaatiston siirtyessä hiukkaslaskentapisteiden mukana. Elementtimenetelmistä poiketen hiukkaset eivät ole suoraan

toisiinsa kytkettyjä, mikä mahdollistaa hiukkasten liikkumisen vapaammin suhteessa toisiinsa. Elementtimenetelmissä keskenään viereisten solmujen on rajapintojen määrittelyn vuoksi pysyttävä toistensa vieressä läpi laskennan, mutta SPH-menetelmässä vastaavaa vaatimusta ei ole.

Vuorovaikutus hiukkasten välillä muodostetaan tasoittavan funktion W (smoothing function) avulla. Menetelmä perustuu funktion integraaliesityksen

$$f(x) = \int f(x')\delta_a(x - x')dx', \quad (4-1)$$

missä δ_a on Diracin deltafunktio, approksimointiin esityksellä

$$\langle f(x) \rangle = \int f(x')W(x - x', h)dx', \quad (4-2)$$

missä h on verrannollinen funktion W kantajaan (support), sekä vastaavaan approksimaatioon funktion paikkaderivaatalle (Liu & Liu, 2010). Jokainen hiukkanen sisältää informaation tiettyyn tilavuuteen, ja siten massaan sekä tiheyteen, liittyvistä ominaisuuksista. Operaattorin $\langle \cdot \rangle$ pohjalta luodaan SPH-muoto materiaalin ominaisuudet määrittäville yhtälöille. Hiukkasen i approksimaatioon vaikuttavaa siis funktion W kantajan alueella sijaitsevien hiukkasten sisältämä informaatio. Kantajaan sisältyvät hiukkaset ja niiden lukumäärä voivat vaihdella systeemin tilasta riippuen.

4.1.3 Laskentakierros

Systeemin tilasta ollaan yleensä kiinnostuneita tietyllä aikavälillä. Tavoitteena voi olla joko systeemin hakeutuminen tasapainotilaan tai systeemissä tapahtuvien muutosten tarkastelu ajan funktiona. Hydrokoodissa laskenta etenee aika-askel kerrallaan, kunnes haluttu ajanhetki tai laskentakierrosten lukumäärä saavutetaan. Yksittäinen laskentakierros sisältää seuraavat vaiheet:

1. Huomioidaan systeemiin vaikuttavat alkuehdot, kuten venymät, nopeudet, siirtymät ja kuormitus.
2. Määritetään aika-askeleen pituus Δt . Aika-askeleen tulee olla lyhyempi kuin mallissa suurimmalla nopeudella etenevän aallon mallin elementeistä pienimmän halki etenemiseen käyttämä aika. Tämä takaa, että säilyvyysyhtälöt ja materiaalin yhtälöt tulevat aallon edetessä ratkaistuiksi kussakin elementissä ainakin kerran.
3. Määritetään venymät ja venymänopeudet.
4. Määritetään elementtien massatiheys massan säilymiseen nojautuen.
5. Määritetään elementtien sisäenergia energian säilymiseen nojautuen.
6. Määritetään paine elementeissä tilanyhtälön ja ratkaistujen tiheyksien sekä energioiden pohjalta.

7. Määritetään materiaalia vääristävät jännitykset (deviatoric stress) jännitystenso-
rin täydentämiseksi.
8. Ratkaistaan systeemin solmuihin vaikuttavat voimat liikemäärän säilymiseen tu-
keutuen.
9. Ratkaistaan kiihtyvyydet, nopeudet ja siirtymät yhtälöistä (4-3)-(4-5) huomioi-
den vallitsevat reunaehdot.
10. Siirrytään seuraavaan laskentakierrokseen. Systeemin nykytila määrittelee uudet
alkuehdot.

Kiihtyvyyksien, nopeuksien ja siirtymien määrittämiseen solmuissa käytetään derivaatan
approksimointia keskeisdifferenssillä (central difference method). Kiihtyvyys aika-
askeleella n ratkaistaan yhtälöstä

$$a_n = M_s^{-1}F_n, \quad (4-3)$$

missä M_s on koko systeemin massamatriisi ja F_n systeemin solmuissa vaikuttavat voi-
mat sisältävä matriisi. Solmujen nopeudet aika-askeleella $n + 1/2$ ovat tällöin

$$v_{n+1/2} = a_n \Delta t + v_{n-1/2}, \quad (4-4)$$

missä $v_{n-1/2}$ ovat solmujen nopeudet aika-askeleella $n - 1/2$. Edelleen siirtymille sol-
muissa aika-askeleella $n + 1$ pätee

$$u_{n+1} = v_{n+1/2} \Delta t + u_n, \quad (4-5)$$

missä u_n ovat solmujen siirtymät askeleella n .

Massan, energian ja liikemäärän säilymisen tarkastelu voidaan suorittaa joko materiaa-
liin (Lagrange) tai ympäristöön (Euler) kiinnitetyssä koordinaatistossa. Lagrangen
koordinaatistovalinta sisältää lisäksi kaksi vaihtoehtoa säilymisyyhtälöiden muotoiluun.
Muuttujien kehitystä tarkastellaan joko suhteessa systeemin alkutilaan (total Lagran-
gian) tai systeemin viimeisimpänä ratkaistuun tilaan (updated Lagrangian).

4.2 Materiaalien yhtälöt

Autodyniiin sisältyy materiaalista riippuen valmiita malleja materiaalin kuvaamiselle.
Käyttäjällä voi muokata valmiita materiaalmalleja haluamallaan tavoin, tai luoda täysin
uusia malleja materiaaleille käyttäen joko ennestään ohjelmistoon kuuluvia yhtälöitä tai
määrittelemällä materiaalin yhtälöistä lähtien. Tässä työssä käytettiin materiaalien mää-
rittämiseen vain Autodynissä valmiiksi määriteltyjä yhtälöitä, joista työn kannalta oleel-
liset käydään läpi seuraavaksi.

4.2.1 Tilanyhtälöt

Yksi tutuimmista ja yksinkertaisimmista tilanyhtälöistä on ideaalikaasun tilanyhtälö. Kyseistä tilanyhtälöä noudattavan kaasun paine saadaan kaavalla

$$p = (\gamma - 1)\rho_g e, \quad (4-6)$$

missä γ on adiabaattiekspONENTTI, ρ_g kaasun tiheys ja e kaasun sisäenergia massayksikköä kohti. Mallinnusta varten yhtälöä korjataan tarpeen mukaan muotoon

$$p = (\gamma - 1)\rho_g e - p_s, \quad (4-7)$$

missä p_s on korjaus kaasun alkupaineelle. Korjauksella taataan alkupaineen, ja siten nopeuksien, olevan nolla (ANSYS, 2015).

Tärähdysaallon syntyminen viittaa materiaalin epälineaariseen puristumiseen. Tästä syystä esimerkiksi graniitin ja betonin puristumisen eri paineiden alla tulee noudattaa epälineaarista yhtälöä (Banadaki, 2010, s. 141). Eräs vaihtoehto epälineaarisen puristumisen kuvaamiseksi on polynomitilanyhtälön käyttäminen. Tällöin materiaalin paine noudattaa puristuksessa yhtälöä

$$p_{pol} = A_1\mu + A_2\mu^2 + A_3\mu^3 + (B_0 + B_1\mu)p_0 e \quad (4-8)$$

ja vedossa yhtälöä

$$p_{pol} = T_1\mu + T_2\mu^2 + B_0 p_0 e, \quad (4-9)$$

missä $\mu = \rho/\rho_0 - 1$ on materiaalin puristuma, ρ materiaalin tiheys tarkasteluhetkellä, ρ_0 materiaalin tiheys nollapaineessa ja e edelleen materiaalin sisäenergia massayksikköä kohti. $A_1, A_2, A_3, B_0, B_1, T_1$ ja T_2 ovat materiaalikohtaisesti määritettäviä vakioita. Jotta materiaali käyttäytyisi matalan paineen alaisena elastisesti, valitaan tyypillisesti $A_1 = T_1 = K$, missä K on materiaalin puristuskerroin. Mikäli tarkasteltu aine on vain vähäisessä määrin huokoinen, voidaan yhtälöiden energiatermiä jättää huomiotta. Tällöin valinta $T_2 = 0$ johtaa lineaarisesti elastiseen tilanteeseen vedon tapauksessa. (Banadaki, 2010; ANSYS, 2015)

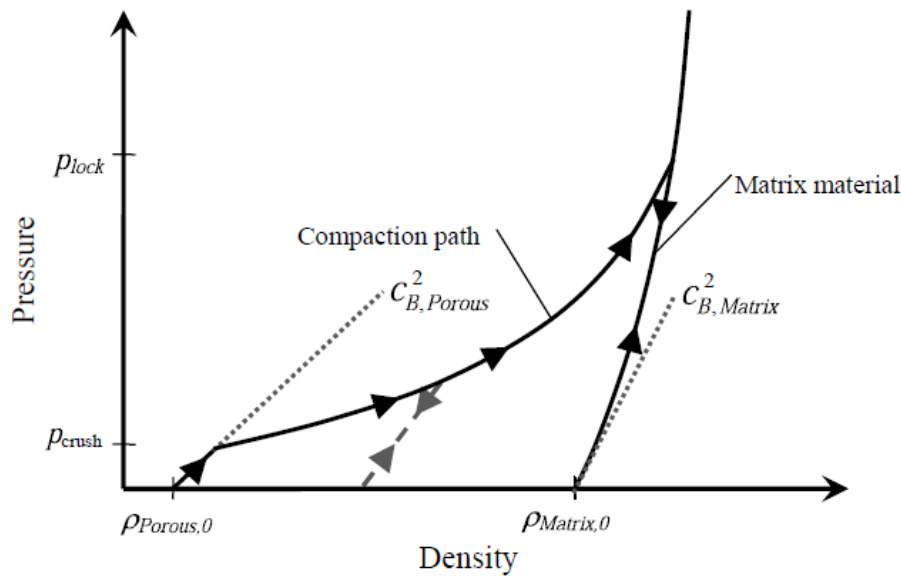
Selvästi huokoisen materiaalin, esimerkiksi betonin, tapauksessa materiaalin käyttäytymisen tarkempaan kuvaamiseen käytetään P- α -tilanyhtälöä. Lähtökohtana toimii edelleen polynomi- tai ominaisuuksiltaan vastaavaa tilanyhtälö, mutta materiaalin kokema paine skaalataan materiaalin kulloisenkin huokoisuuden määräämällä kertoimella, eli

$$p_{P-\alpha} = \frac{1}{\alpha_{P-\alpha}} p_{pol} \quad (4-10)$$

liikuttaessa painealueella $p_{crush} \leq p \leq p_{lock}$, missä p_{crush} on paineen alaraja materiaalin tiivistymiselle ja p_{lock} alaraja paineen täydelliselle tiivistymiselle.

$$\alpha_{p-\alpha}(p) = 1 + (\alpha_p - 1) \left(\frac{p_{lock} - p}{p_{lock} - p_{crush}} \right)^{n_{p-\alpha}}, \quad (4-11)$$

missä $\alpha_p = \rho_{Matrix,0} / \rho_{Porous,0} = \rho_{ref} / \rho_p$ on huokoisuuden yläraja ja $n_{p-\alpha}$ pakkaus-eksponentti. ρ_p on huokoisen aineen tiheys ja ρ_{ref} referenssitiheys täysin tiivistetylle materiaalille. Painealueen ylärajalla nähdään pätevän $\alpha_{p-\alpha}(p_{crush}) = 1$, eli täysin tiivistynyt materiaali noudattaa kaavan (4-10) perusteella polynomitilanyhtälöä. Kuva 4.1 havainnollistaa huokoisen materiaalin tiivistymistä paineen alaisena.



Kuva 4.1: Huokoisen materiaalin P - α - tilanyhtälön mukainen tiivistyminen (Hansson, 2011, s. 35).

Materiaalin elastinen tila tiivistymisen alkaessa määräytyy yhtälön

$$\frac{dp}{d\rho} = v_{ps}^2 = C_{B,Porous}^2 \quad (4-12)$$

mukaisesti, missä v_{ps} on äänennopeus huokoisessa aineessa. (Hansson, 2011, ss. 35-37)

JWL-tilanyhtälöä (Jones-Wilkins-Lee) käytetään tyypillisesti kuvattaessa räjähdystuotteiden laajenemista paineeseen 1 kbar asti. Tällöin paine ratkaistaan yhtälöstä

$$p = A_j \left(1 - \frac{\omega\eta}{R_1} \right) e^{-\frac{R_1}{\eta}} + B_j \left(1 - \frac{\omega\eta}{R_2} \right) e^{-\frac{R_2}{\eta}} + \omega\rho E_C, \quad (4-13)$$

missä $\eta = \rho/\rho_0$ ja E_C on Chapman-Jouguet -energia lähtötilanteessa. A_j, B_j, R_1, R_2 ja ω ovat tapauskohtaisesti määriteltäviä vakioita, joille pätee $R_1 > R_2 > 0$, sekä räjähdys- tuotteita tarkasteltaessa $A_j > B_j > 0$ (Menikoff, 2015).

4.2.2 Lujuus- ja murtumisyhtälöt

Hauraan aineen jännityksen alaisen käyttäytymisen ja murtumisen kuvaamiseen sovel- tuvan mallin oleellisia ominaisuuksia ovat muun muassa:

- Soveltuvuus ohjelmistokäyttöön ja toisaalta myös muihin toimintaympäristöihin.
- Ilmiön kuvaaminen laajalla kuormitusnopeusalueella huomioiden elastiset ja epäelastiset muodonmuutokset sekä materiaalin hauraus.
- Rajallinen monimutkaisuus.
- Soveltuvuus useille eri materiaaleille.
- Vaadittujen materiaaliparametrien saatavuus olemassa olevilla koejärjestelmillä. (Tawadrous, 2010)

Hauraan aineen, erityisesti betonin, lujuuden ja murtumisen kuvaamiseen käytetään yleisesti RHT-mallia (Riedel-Hiermaier-Thoma). Mallin esitys tässä työssä perustuu lähteisiin (Wolf, 2008; Riedel;Kawai;& Kondo, 2009; Tawadrous, 2010; Hansson, 2011; ANSYS, 2015). Materiaalin kokeman rasituksen kuvaaminen perustuu rasituksen tarkkailuun suhteessa kolmeen rasituspintaan, joista ensimmäinen on elastisten muo- donmuutosten rajapinta (elastic limit surface), toinen murtumiin johtava rajapinta (failu- re surface) ja kolmas murtuman jälkeistä, kitkasta johtuvaa, jäännöslujuutta kuvaava rajapinta (residual strength surface).

Murtumapintaa kuvaa yhtälö

$$Y_{fail}(p, \theta, \dot{\epsilon}) = Y_{TXC}(p)R_3(\theta)DIF_{RHT}(\dot{\epsilon}), \quad (4-14)$$

missä

$$Y_{TXC}(p) = f_{cs}A_R \left(p^* - (p_{sp}^* \cdot DIF_{RHT}) \right)^{N_R} \quad (4-15)$$

antaa materiaalin lujuuden puristusmeridiaanilla ($\theta = 60^\circ$) ja

$$R_3(\theta) = \frac{2(1 - Q_2^2)\cos\theta + (2Q_2 - 1)[4(1 - Q_2^2)\cos^2\theta + 5Q_2^2 - 4Q_2]^{1/2}}{4(1 - Q_2^2)\cos^2\theta + (1 - 2Q_2)^2} \quad (4-16)$$

huomioi murtolujuuden pienenemisen loitottaessa puristusmeridiaanilta kohti vetomeri- diaania ($\theta = 0^\circ$). Kaavassa (4-15) p^* on materiaalin staattisella puristuslujuudella nor- malisoitu paine ja p_{sp}^* heitteiden synnyn paineen alaraja, eli materiaalin vetolujuus

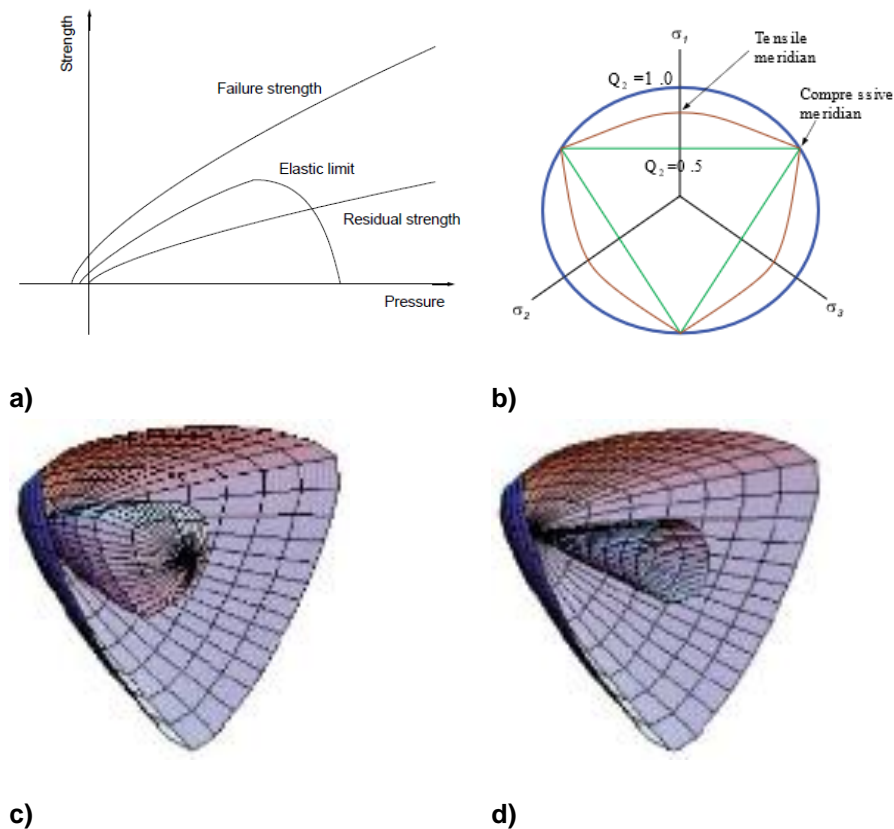
normalisoituna materiaalin staattisella puristuslujuudella. A_R ja N_R ovat vakioita. Kaavassa (4-16) Q_2 on tarkasteltavan rasisuunnan sijainnista puristus- ja vetomeridiaanien nähdn määräytyvä parametri, joka määrää veto- ja puristusmeridiaanien lujuuden välisen suhteen ja jolle pätee

$$0,5 < Q_2 = Q_{2,0} + (BQ)p^* < 1, \quad (4-17)$$

missä $(BQ) = 0,0105$ määrää murtumapinnan muodon muutosnopeuden suhteessa paineen kasvuun ja $Q_{2,0} = Q_2(p^* = 0)$. θ on Loden kulma, jolle pätee

$$\cos(3\theta) = \frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}}, \quad (4-18)$$

missä J_2 ja J_3 ovat deviatorisen jännitystensorin toinen ja kolmas invariantti. Kuva 4.2 havainnollistaa RHT-mallin rasisuinpintoja suhteessa toisiinsa ja paineeseen.

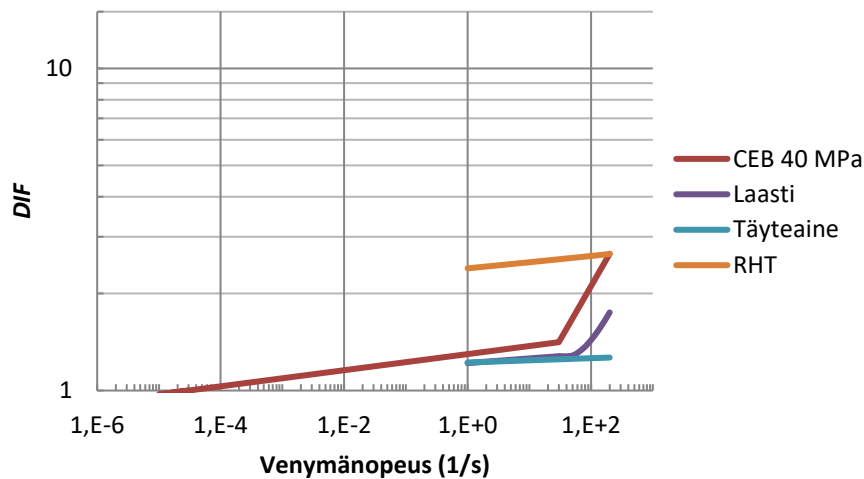


Kuva 4.2: a) Materiaalin kolme jännityspintaa puristusmeridiaanilla, b) murtumapinnan muutos kolmiomaisesta ympyrämäiseksi paineen kasvaessa jännitysavarudessa, c) murtumapinta (ulompi) ja elastinen pinta (sisempi) sekä d) murtumapinta (ulompi) ja jäännöslujuuspinta (sisempi) (Hansson, 2011; ANSYS, 2015).

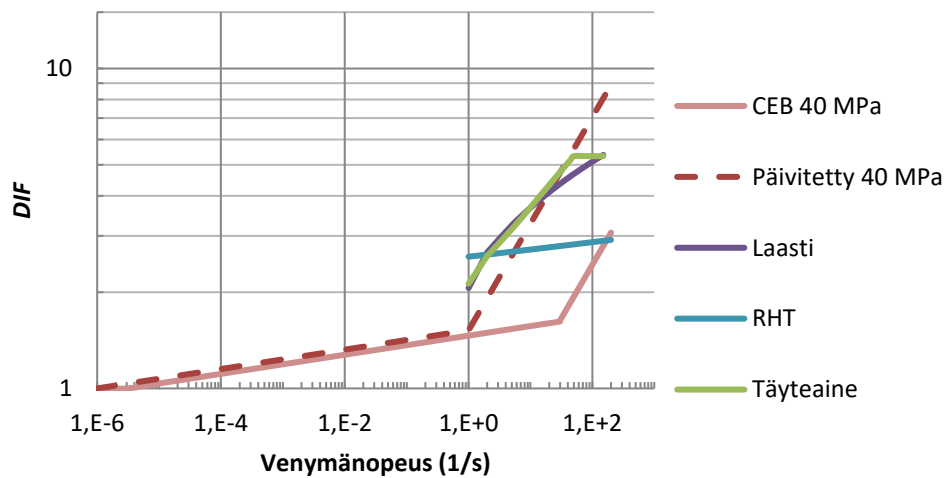
RHT-mallin dynaaminen kasvukerroin määräytyy kaavan

$$DIF_{RHT} = \begin{cases} 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{s3}}\right)^{\alpha_r}, & \text{puristuksessa,} \\ 1 + \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{s4}}\right)^{\delta}, & \text{vedossa} \end{cases} \quad (4-19)$$

mukaisesti, missä $\dot{\epsilon}_{s3} = 3 \cdot 10^{-5} 1/s$, $\dot{\epsilon}_{s4} = 3 \cdot 10^{-6} 1/s$ sekä Autodynissä oletusarvoisesti $\alpha_r = 0,032$ ja $\delta = 0,036$. Kasvukerroin otetaan käyttöön paineen kasvaessa yli kolmannekseen materiaalin staattisesta puristus- tai vetolujuudesta. Kuvissa 4.3 ja 4.4 verrataan kohdissa 3.2 ja 3.3 esitettyjä kasvukertoimia Autodynin lähtökohtaisesti käytämiin arvoihin.



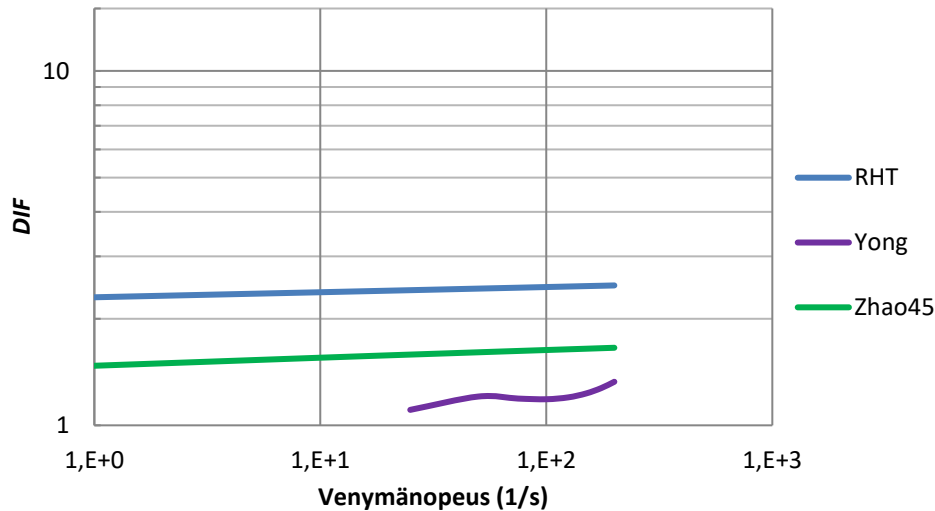
Kuva 4.3: Kohdassa 3.3 esitetyt kasvukertoimet betonille puristuksessa verrattuna RHT-mallin oletuskertoimeen.



Kuva 4.4: Kohdassa 3.2 esitetyt kasvukertoimet betonille vedossa verrattuna RHT-mallin oletuskertoimeen.

RHT-mallin käyttämä kasvukertoimen määräävä yhtälö on huomattavasti muita menetelmiä yksinkertaisempi, mikä johtaa selkeään epäjatkuvuuteen kohdassa, jossa paine saavuttaa kasvukertoimen käyttöä edellyttävän arvon. Toisaalta kasvukerroin kasvaa vertailun muita kasvukertoimia maltillisemmin suurilla venymänopeuksilla. Puristuksessa RHT-mallin kasvukerroin on selkeästi muita suurempi venymänopeuksiin 100 s^{-1} asti, vedossa kerroin on valtaosaa muista kertoimista konservatiivisempi venymänopeuden ylitettyä arvon 10 s^{-1} .

Kuvassa 4.5 verrataan puolestaan RHT-mallin antamia kasvukertoimia graniitille puristuksessa kohdassa 3.4 esitettyihin.



Kuva 4.5: RHT-mallin graniitille puristuksessa käyttämä kasvukerroin sekä kirjallisuuden kasvukertoimet inertiaa huomioimatta (Zhao45, yhtälö (3-13)) ja inertia huomioiden (Yong, yhtälö (3-15)).

RHT-mallin käyttämän kertoimen havaitaan olevan kirjallisuuden kertoimia suurempi ainakin venymänopeuksien arvoilla $1\text{-}200 \text{ s}^{-1}$, mikä vastaa tilannetta betonin puristuslujuuden kasvukertoimen tapauksessa. Mallinnuksen kannalta kriittisempää vetolujuuden kasvukerointa ei valitettavasti päästä kirjallisuuteen vertaamaan vertailukohdan löytämisen haasteellisuuden vuoksi.

Elastinen rajapinta määritellään murtumarajapinnan perusteella hyödyntäen elastisen lujuuden ja murtolujuuden suhteita puristuksessa, f_{ce}/f_{cr} , ja vedossa, f_{te}/f_{tr} , eli elastiselle rajapinnalle pätee

$$Y_{el} = Y_{fail} F_{el} F_c, \quad (4-20)$$

missä F_{el} määräytyy elastisen- ja murtolujuuden suhteesta ja F_c huolehtii pinnan sulkeutumisesta kuvan 4.2a mukaisesti. Materiaalin lujittuminen elastisen- ja murtumarajapinnan välillä noudattaa yhtälöä

$$Y_{hard} = Y_{el} + \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{plpre}} (Y_{fail} - Y_{el}), \quad (4-21)$$

missä ε_{pl} on tarkastelutilanteen plastinen venymä ja

$$\varepsilon_{plpre} = \frac{Y_{fail} - Y_{el}}{3S} G \quad (4-22)$$

plastinen venymä murtumapinnalla, missä edelleen S on leikkausmoduuli ja G plastinen jäykkyys.

Murtumapinnan ylittyminen johtaa materiaalin vahingoittumiseen. Materiaalin vahingoittuneisuudelle pätee

$$0 \leq D = \sum \frac{\Delta\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{plf}} \leq 1, \quad (4-23)$$

missä

$$\varepsilon_{plf} = D_1(p^* - p_{sp}^*)^{D_2}. \quad (4-24)$$

Yhtälössä $\Delta\varepsilon_{pl}$ on venymäkertymä verrattuna aiemmin saavutettuun venymään, mikä yhdessä ennestään todettujen vahinkojen huomioon ottaen johtaa summaukseen. ε_{plf} on vahingoittuneisuutta $D = 1$ vastaava venymä ja D_1 sekä D_2 vakioita. Vetojännityksen tapauksessa kappaleen vaaditaan venyvän vähintään vakion ε_{fmin} verran ennen täydellistä vahingoittumista, mistä seuraa ehto

$$\varepsilon_{plf} \geq \varepsilon_{fmin}. \quad (4-25)$$

Materiaaliin syntyneet vahingot vaikuttavat materiaalin lujuusominaisuuksiin siirtäen murtumapintaa. Vahingoittuminen aiheuttaa aleneman materiaalin murtumapintaa vastaaviin lujuusarvoihin, ja uusi murtumapinta määritetään kaavalla

$$Y_d = (1 - D)Y_{fail} + DY_{res}, \quad (4-26)$$

missä

$$Y_{res} = \min(B_r(p^*)^{M_r}, Y_{TXC} \cdot (RSMF)) \quad (4-27)$$

on materiaalin jäännöslujuus. $RSMF$, B_r sekä M_r ovat vakioita.

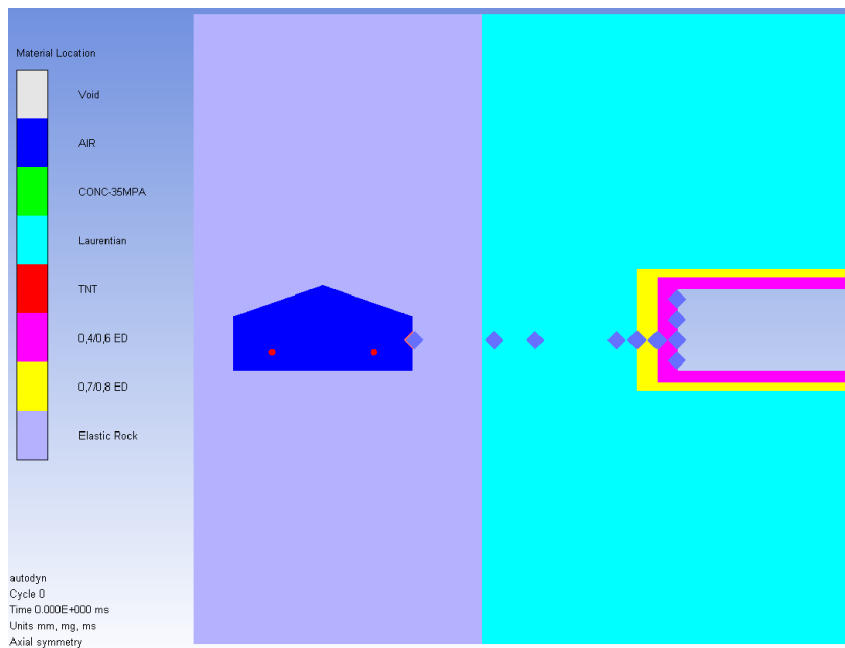
Vetojännityksessä materiaalin kokema paine rajoitetaan valinnalla

$$p = \max(D \cdot p_{min}, p_{eos}), \quad (4-28)$$

missä p_{eos} on tilanyhtälön antama paine ja p_{min} materiaalin vetolujuutta vastaava, etumerkiltään negatiivinen, paine. Täten estetään epäluonnollisen voimakkaiden vetoaaltojen syntyminen materiaalissa.

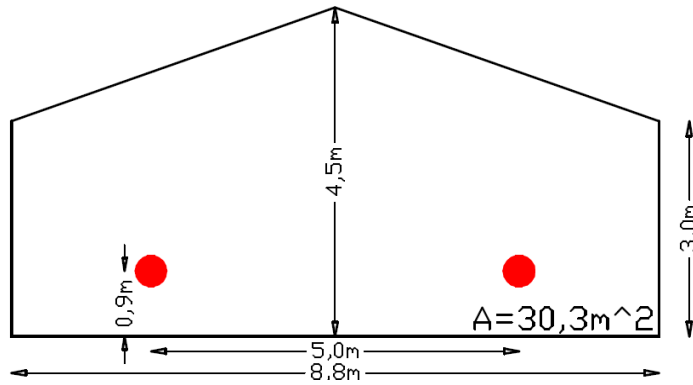
4.3 Malli

Mallin toimivuuden testaamiseksi kammioväli ja kammioiden mitat rakennettiin vastaamaan kohdassa 2.6 esitettyjen Älvdalenissa suoritettujen räjäytyskokeiden kammioita, sillä kyseisiä räjäytyksiä oli aiemmin pyritty mallintamaan Autodynillä (Deng, ym., 2015). Älvdalenissa käytetyn räjähdyskammion tilavuus oli 1000 m^3 ja pituus 33 m, jolloin räjähdyskammion poikkipinta-alan tulee olla $30,3 \text{ m}^2$. Kammioväliksi valittiin 13 m, sillä kyseiselle etäisyydelle oli Älvdalenin testeistä saatavilla tunnelin pinnalta mitattuja tuloksia. Yleiskuva rakennetusta mallista on esitetty kuvassa 4.6. Ilmaa ja räjähdysainetta sisältävä räjähdyskammio on kuvan tummansininen alue, ja kolmelta sivulta vaaleanpunaisella ympäröity suorakaiteen muotoinen alue vastaanottava kammio.



Kuva 4.6: Autodynin rakennettu malli räjähdyskammioista, vastaanottavasta kammioista ja ympäruskalliosta.

Kuvassa 4.7 esitetään luodun mallin räjähdyskammion mitat sekä räjähdysaineen (punaiset ympyrät) sijainti kammiossa. Kammion mitat valittiin siten että saavutettiin Älvdalenia vastaava räjähdyskammion poikkipinta-ala.



Kuva 4.7: Mallin räjähdyskammion mitat ja räjähdysaineen sijainti.

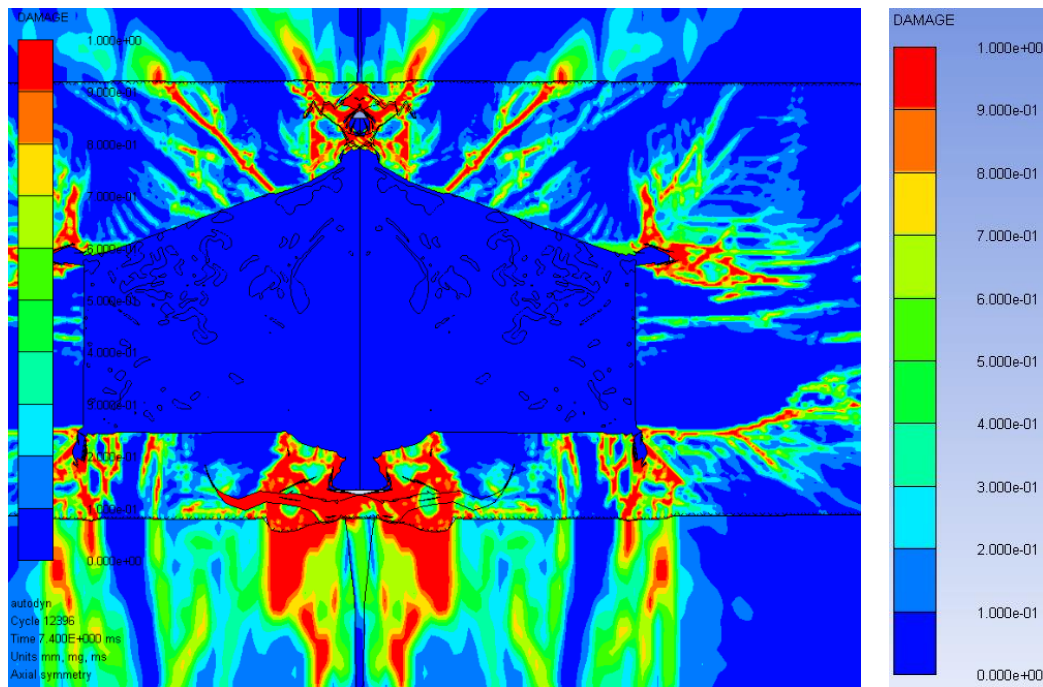
Autodynissä on mahdollista luoda reunaehtoja, jotka sallivat paineaaltojen välittymisen mallin reunojen yli ilman heijastuksia (transmit boundary condition). Tämä reunaehto mahdollistaa verrattain pienen kallioalueen mallintamisen vääristämättä kalliossa eteneviä paineaaltoja, sillä aallot kokevat etenevänsä mallin reunojen jälkeen edelleen mallia vastaavassa kalliossa (Grujicic, ym., 2008). Tarkasteltaessa voimakkaita räjähdyskäviä ilmi, että kyseisen reunaehdon käyttäminen johti koko mallin liikkumiseen räjähdysten seurauksena. Reunaehdot siis estivät heijastukset mallin reunoilla, mutta mallin ulkopuolinen kuvitteellinen kallio ei tukenut, ja siten pitänyt paikoillaan, mallin kalliota.

Mallin tukemiseksi kammioiden alle ja päälle mallinnettiin 13 metriä, sekä vastaanottavan kammion seinän jatkoksi 10 metriä paksu kerros graniittia. Kallio mallin jokaisella reunalla pakotettiin pysymään paikoillaan määrittämällä hiukkasnopeuksien reunaehdoiksi nolla. Tällä menetelmällä pyrittiin minimoimaan reunaehto- vääristävä vaikutus tuloksiin pitäen silti malli kokonaisuutena paikoillaan räjähdystapahtuman jälkeen.

Räjähdyskammion ilmatila mallinnettiin $30 \times 30 \text{ mm}^2$ elementeillä, ja alueella käytettiin usean materiaalin Euler-ratkaisijaa (multi-material Euler). Kallio mallinnettiin kammioiden välisen alueen osalta $40 \times 40 \text{ mm}^2$ ja mallin ylä- sekä alareunan osalta $120 \times 120 \text{ mm}^2$ elementeillä. Poikkeuksena edelliseen oli vastaanottavan kammion seinällä metrin vahvuinen alue, joka mallinnettiin elementtikoolla $20 \times 20 \text{ mm}^2$. Kallion osalta käytettiin pääosin Lagrange-ratkaisijaa. Poikkeuksena tähän oli pienen elementtikoon alue vastaanottavan kammion läheisyydessä. Kyseisellä alueella käytettiin ALE-ratkaisijaa. Autodyn mahdollistaa Euler- ja Lagrange-ratkaisijoiden kytkennän rajapinnoilla, minkä avulla kuvataan räjähdysenergian siirtyminen ilmasta kallioon.

Kallio mallinnettiin pääosin käyttäen Laurent-graniitin materiaalmallia. Räjähdyskammion ympäristön osalta päädyttiin käyttämään yksinkertaistettua elastista mallia, sillä räjähdyskammiota välittömästi ympäröivän kallion peittäminen räjähdysten johdosta hidasti, ja suurilla räjähdysainetiheyksillä lopulta ennen aikojaan keskeytti laskennan elementtien vääristyessä. Kuvassa 4.8a annetaan esimerkki räjähdyskammion ympäruskallion vaurioitumisesta, mikäli kalliota ei kammion välittömässä läheisyydessä mallinnetta elastiseksi. Erityisesti kammion kulmissa havaitaan huomattavia repeytymiä,

jotka hidastavat ja lopulta keskeyttävät laskennat. Merkittävästi vaurioituneet alueet keskellä räjähdyskammion lattiaa ja kattoa johtuvat symmetriaominaisuuksien käytöstä. Kyseistä symmetriaa ei hyödynnetty lopullisessa mallissa, sillä se johtaa todellisuutta heikompaan, symmetria-akselilla huonosti ympäristön tukemaan kallioon. Kuvassa 4.8b puolestaan esitetään asteikko materiaalin vahingoittuneisuuden kuvaamiselle, jota jatkossa käytetään mallissa ilmenneitä vahinkoja tarkastelevissa kuvissa. Materiaalin vahingoittuneisuus kasvaa sinisestä kohti punaista väriä siirryttäessä.



a)

b)

Kuva 4.8: a) *Räjähdykskammion kokemat vauriot käytettäessä Laurent-graniitin materiaalmallia kuvaamaan kalliota kammion ympäristössä ja b) mallinnuksessa käytetty asteikko vahingoittuneisuuden kuvaamiseen.*

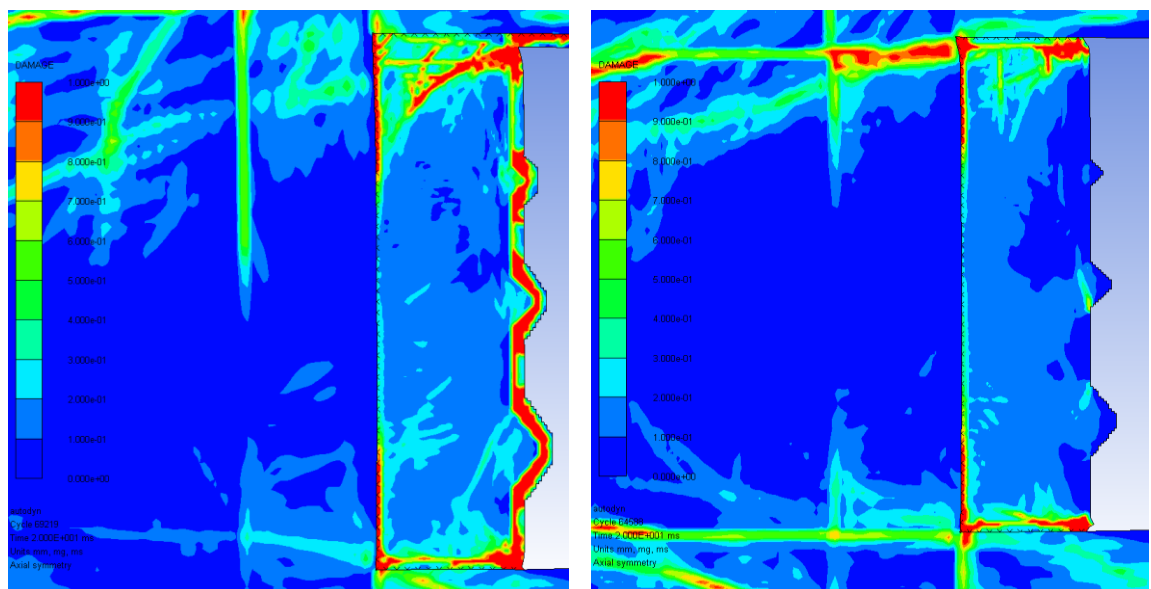
Vastaanottavan kammion seinän ympäristössä käytettiin ensimmäisen kahden metrin syvyyden (kuvan 4.6 vaaleanpunainen ja keltainen alue) osalta lujuudeltaan kammion seinää lähestyttäessä heikkenevää graniittia kuvaamaan maanrakennustöistä johtuvaa kallion vaurioitumista kammion läheisyydessä. Lujuusominaisuuksien heikkeneminen tapahtui portaittain vastaanottavasta kammiosta syvyysuuntaa tarkasteltaessa ensimmäisen metrin (vaaleanpunainen alue) ollessa lujuusominaisuuksiltaan heikoin, ja toisen metrin (keltainen alue) ensimmäistä lujempaa, joskin muuta kalliota heikompaa.

4.3.1 Vastaanottava kammio

Vastaanottavan kammion seinä koostui tapauksesta riippuen joko paljaasta tai betonipinnoitetusta kallioista. Mallinnuksen osalta betonoinnin asennustekniikkaan ei otettu kantaa, vaan oleelliseksi katsottiin betonin lujuusominaisuuksien totuudenmukainen kuvaaminen mahdollisuuksien mukaan. Käytännössä betonipinnoitus todennäköisesti toteutettaisiin ruiskubetonointina asennuskohteesta (luolan kalliopinta) johtuen. Beto-

noinnin paksuudeksi valittiin 100 mm, eikä betonipinnoitteeseen sijoitettu raudoitusta tai muita tukielementtejä. Mallin betonilla täytetyt elementit olivat vastaanottavan kammion seinän läheisten kallioelementtien tavoin kooltaan $20 \times 20 \text{ mm}^2$, ja alueen ratkaisijana toimi ALE.

Mallinnettaessa havaittiin vastaanottavan kammion seinämälle syntyneiden vahinkojen noudattelevan rajapintoja. Graniitin lujuusominaisuuksien heikentäminen ei johtanut murtumapintojen syntymiseen homogeeniseen kallioon, vaan vahingot syntyivät tavallisen graniitin ja heikennetyn graniitin rajapintoja myötäillen. Kuvassa 4.9 nähdään vahingoittuneiden alueiden seurailevan tavallisen graniitin ja lujuusominaisuuksiltaan heikennetyn graniitin, kahden erilujuisen heikennetyn graniitin sekä heikennetyn graniitin ja betonin välisiä rajapintoja. Kuvassa näkyvät mallissa käytetyt erikokoiset kallionulkonemat vastaanottavan kammion rajapinnassa niin betonipäällystetyssä kuin paljaan kallion tapauksessa. Erityisesti paljaan kallion tapauksessa ulkonemien juuressa havaitaan pieniä murtuman merkkejä ympäristöön nähden, mutta merkittävästi vahingoittuneet alueet ovat lähes poikkeuksetta rajapintojen yhteydessä tai betonissa.



a)

b)

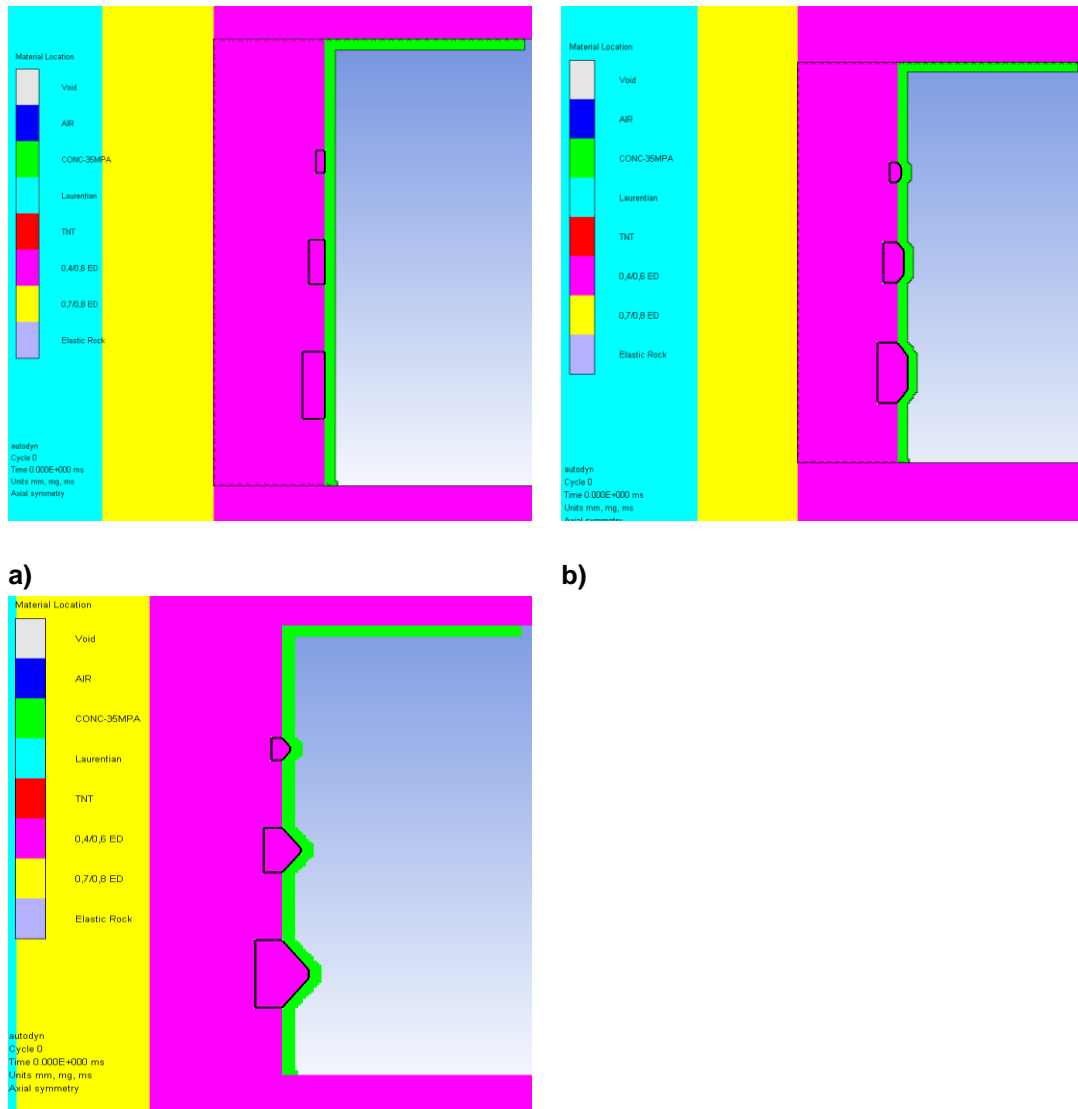
Kuva 4.9: Vastaanottavan kammion kärsimät vahingot käytettäessä seinän läheisyydessä kahta lujuusominaisuuksiltaan portaittain heikennettyä graniittivyöhykettä a) betonipinnoitetussa tapauksessa ja b) paljaan kalliopinnan tapauksessa.

Kallion lujuusominaisuuksia muokkaamalla ei onnistuttu aikaansaamaan graniitista koostuvia heitteitä hiukkasnopeusalueella, joka rajapinnan läheisyydessä ulottui yli 20 m/s oleviin hiukkasnopeuksiin. Tämän johdosta päädyttiin malliin lisäämään muusta kalliosta irrallaan olevia lohkkareita ja tarkastelemaan kyseisten lohkkareiden liiketiloja. Lohkkareet täyttivät kallioon niitä varten muodostetut onkalot ja tapauksesta riippuen ulkonivat kallioseinän pinnasta. Ympäristöstään poiketen irtolohkkareiden kohdalla käy-

tettiin SPH-menetelmää solmuvälillä 20 mm, sillä vuorovaikutus irtolohkareiden ja niitä ympäröivän kallion välillä saatiin tällä valinnalla toteutettua parhaiten.

Irtolohkareiden ja kallion välillä ei lähtötilanteessa oletettu kitkan vaikuttavan vaikka tämä Autodynillä toteutettavissa olisi, sillä kitkakertoimen suuruus vaihtelee kalliopintojen välillä suuresti. Kokeellisesti esimerkiksi Tarn-graniitin kitkakertoimeksi on saatu 0,9-2,7, joskin kyseessä oli samojen testikappaleiden toistuva testaus, mikä johtaa kappaleiden hioutumiseen (Grasselli, 2001, s. 90).

Mallinnuksessa käytettiin kolmea vastaanottavassa kammiossa eri korkeuksilla sijaitsevaa irtokappaletta mallia kohti. Kappaleista alin oli kooltaan suurin ja ylin pienin. Jokaiselle kappaleelle käytettiin lisäksi mallista riippuen eri pinnanmuotoja. Ensimmäisessä tapauksessa irtokappaleiden ulkopinta oli ympäröivän kallion pinnan tasalla, toisessa tapauksessa irtokappaleet muodostivat selkeitä ulkonemia ympäröivään kallioon nähden ja kolmannessa tapauksessa irtokappaleet muodostivat toista tapausta pienempiä, joskin selkeitä, ulkonemia ympäröivään kallioon nähden. Erimuotoiset irtokappaleet on esitetty kuvassa 4.10. Irtokappaleiden koko oli sama riippumatta siitä, oliko kyseessä betonoitu vai betonoimaton kalliopinta, ja betonoidussa tapauksessa betoni noudatteli ulkonemien pinnanmuotoja betonikerroksen paksuuden merkittävästi muuttumatta.



c)
Kuva 4.10: Mallinnuksessa käytetyt irtokappaleet a) tasaisessa, b) puolikarheassa ja c) karheassa tapauksessa.

Irtokappaleiden keskipisteet sijaitsivat vastaanottavan kammion lattiaan nähden korkeuksilla 0,9, 2,0 ja 2,9 metriä. Kappaleiden mitat ja massa kahdessa ulottuvuudessa tarkasteltuna on koottu taulukkoon 4.1. Massan määrittämiseksi käytettiin irtokappaleiden tiheyttä 2660 kg/m^3 .

Taulukko 4.1: Mallinnuksessa käytettyjen irtokappaleiden mitat.

	Tasainen			Puolikarhea			Karhea		
Korkeus (mm)	600	400	200	600	400	200	600	400	200
Pienin leveys (mm)	200	140	80	200	140	80	200	140	80
Suurin leveys (mm)	200	140	80	300	200	120	400	280	140
Poikkipinta-ala (m²)	0,120	0,056	0,016	0,167	0,076	0,022	0,188	0,088	0,026
2D-massa (kg/m)	319	149	43	444	202	59	500	234	69

Irtokappaleiden sijainti ja koko olivat identtiset paljaan ja päällystetyn kalliopinnan ta-
pausten välillä. Irtokappaleet koostuivat ympäristönsä kanssa vastaavasta, lujuudeltaan
heikentyneestä graniitista.

4.3.2 Materiaalien mallit

Mallissa käytettäviä materiaaleja olivat ilma, TNT, betoni ja graniitti, joista jälkimmäis-
tä oli neljää ominaisuuksiltaan erilaista laatua. Käytettyjen materiaalien ominaisuuksien
osalta pyrittiin mahdollisuuksien mukaan hyödyntämään Autodynin tarjoamia materiaa-
limalleja. Ilman ja betonin osalta valittiin sellaisenaan käytettäväksi Autodynin mallit.

Ilmaa kuvattiin ideaalikaasun yhtälöllä (4-6) parametrien arvoilla $\gamma = 1,4$, $\rho_g = 1,225 \cdot 10^{-3} \text{ g/cm}^3$ ja $e = 2,085 \cdot 10^5 \text{ kJ/kg}$. TNT:n oletettiin noudattavan JWL-tilanyhtälöä, kaava (4-13), ja sen kuvaamiseen käytetyt lukuarvot on koottu taulukkoon 4.2. Taulu-
kon v_c ja p_c ovat Chapman-Jouguet -nopeus ja -paine.

Taulukko 4.2: TNT:n materiaalimallin parametrien arvot.

$\rho_0(\text{g/cm}^3)$	$A_j(\text{kPa})$	$B_j(\text{kPa})$	ω	R_1	R_2	$E_C(\text{kJ/m}^3)$	$v_C(\text{m/s})$	$p_C(\text{kPa})$
1,63	$3,7377 \cdot 10^8$	$3,7471 \cdot 10^6$	0,35	4,15	0,90	$6,0 \cdot 10^6$	6930	$2,1 \cdot 10^7$

Betonin kuvaamiseen käytettiin Autodynissä valmiina olevaa betonin mallia. Ohjelmis-
to mahdollistaa betonin puristuslujuuden valitsemisen, ja muuttaa betonin ominaisuuksia
puristuslujuuden mukaan. Tähän ei turvauduttu, vaan käytettäväksi valittiin valmiina
olemassa oleva puristuslujuuden 35 MPa betoni. Malli käyttää P- α -tilanyhtälöä, ja be-
tonin lujuus sekä mahdollinen pettäminen kuvataan RHT-mallilla. Autodynin betonille
käyttämät parametrien arvot on esitetty taulukossa 4.3.

Taulukko 4.3: Betonin materiaalmallin parametrit.

Tilanyhtälö	P- α	Materiaalin lujuus	RHT
ρ_{ref} (g/cm ³)	2,750	S (kPa)	$1,670 \cdot 10^7$
ρ_p (g/cm ³)	2,314	f_c (kPa)	$3,500 \cdot 10^4$
v_{ps} (m/s)	$2,920 \cdot 10^3$	$\frac{f_t}{f_c}$	0,100
p_{crush} (kPa)	$2,330 \cdot 10^4$	$\frac{f_s}{f_c}$	0,180
p_{lock} (kPa)	$6,000 \cdot 10^6$	A_r	1,600
$n_{p-\alpha}$	3,000	N_r	0,610
Eheän materiaalin tilanyhtälö	Polynomi	Q	$6,805 \cdot 10^{-1}$
A_1 (kPa)	$3,527 \cdot 10^7$	BQ	$1,050 \cdot 10^{-2}$
A_2 (kPa)	$3,958 \cdot 10^7$	G	2,000
A_3 (kPa)	$9,040 \cdot 10^6$	$\frac{f_{te}}{f_t}$	0,700
B_0	1,220	$\frac{f_{ce}}{f_c}$	0,530
B_1	1,220	B_r	1,600
T_1 (kPa)	$3,527 \cdot 10^7$	M_r	0,610
T_2 (kPa)	0,000	α_r	0,032
Referenssilämpötila T_{ref} (K)	$3,000 \cdot 10^2$	δ	0,036
Ominaislämpö c (J/kgK)	$6,540 \cdot 10^2$		
Lämmönjohtavuus λ_T (J/mKs)	0,000		
Materiaalin murtuminen	RHT		
D_1	0,040		
D_2	1,000		
ε_{fmin}	0,010		
RSMF	0,130		
Tensile failure	Hydro		

Autodynin materiaalivalikoima ei sisällä yhtäkään mallia kivilajeille. Graniitille käytettiin kokeellisesti muodostettua, Autodynillä ennestään testattua, Laurent-graniitin materiaalmallia (Tawadrous, 2010). Mallin käyttämät parametrit on koottu taulukkoon 4.4.

Taulukko 4.4: Laurent-graniitin materiaalimallin parametrit.

Tilanyhtälö	Polynomi	Materiaalin lujuus	RHT
ρ_{ref} (g/cm ³)	2,660	S (kPa)	$1,700 \cdot 10^7$
A_1 (kPa)	$4,387 \cdot 10^7$	f_c (kPa)	$1,500 \cdot 10^5$
A_2 (kPa)	$4,940 \cdot 10^7$	$\frac{f_t}{f_c}$	0,050
A_3 (kPa)	$1,162 \cdot 10^7$	$\frac{f_s}{f_c}$	0,070
B_0	1,220	A_r	2,500
B_1	1,220	N_r	0,850
T_1 (kPa)	$4,387 \cdot 10^7$	Q	0,720
T_2 (kPa)	0,000	BQ	0,010
T_{ref} (K)	$2,930 \cdot 10^2$	G	1,100
c (J/kgK)	$6,540 \cdot 10^2$	$\frac{f_{te}}{f_t}$	0,400
λ_T (J/mKs)	0,000	$\frac{f_{ce}}{f_c}$	0,850
Materiaalin murtuminen	RHT	B_r	2,500
D_1	0,025	M_r	0,850
D_2	1,000	α_r	0,025
ε_{fmin}	0,060	δ	0,032
RSMF	0,250		
Tensile failure	Hydro		

Graniitille luotiin myös kaksi lujuusominaisuuksiltaan huonompaa mallia, jotta maanrakennustöiden vaikutus kammion seinämän läheisyydessä kyettäisiin mahdollisuuksien mukaan huomioimaan. Mallit rakennettiin alkuperäisen graniittimallin pohjalta muuttamalla graniitin leikkausmoduulia ja puristuslujuutta. Puristuslujuuden muutos aiheutti myös veto- ja leikkauslujuuksien muutoksen. Maanrakennustöiden heikentämää kalliovyöhykettä on kuvattu vastaavin menetelmin ennestään (Saiang & Nordlund, 2006). Lisäksi graniitille luotiin lujuusominaisuuksiltaan elastiseksi oletettu materiaalimalli, joka ei tilanyhtälönsä osalta poikennut alkuperäisestä mallista. Lujuusominaisuuksiltaan heikennettyjen graniittimallien alkuperäisestä Laurent-graniittimallista poikkeavat parametrit on esitetty taulukossa 4.5.

Taulukko 4.5: Leikkausmoduuli ja puristuslujuus lujuudeltaan heikommille graniittimalleille.

	0,4/0,6 EDZ	0,6/0,8 EDZ
S (kPa)	$1,020 \cdot 10^7$	$1,360 \cdot 10^7$
f_c (kPa)	$6,000 \cdot 10^4$	$1,050 \cdot 10^5$

4.3.3 Räjähdyksaineen käsittely mallissa

Räjähdyksaineen, tässä tapauksessa TNT, oletettiin olevan jaettuna kahteen kammion pituussuunnassa päästä päähän ulottuvaan ympyrälieriöön, mikä kaksiulotteisessa mallissa johtaa räjähdysaineen kuvaamiseen kahdella ympyrällä. Ympyröiden keskipisteet sijaitsivat 0,9 metrin korkeudella kammion lattiasta ja 1,9 metrin etäisyyksillä kammion seinistä. Ympyröiden säde, r_{TNT} , määräytyi mallinnettavan varastointitiheyden perusteella seuraavasti:

$$r_{TNT} = \sqrt{\frac{wA_c}{2\pi\rho_e}}, \quad (4-29)$$

missä w on varastointitiheys, A_c räjähdyskammion poikkipinta-ala ja ρ_e räjähdysaineen massatiheys. Mallinnuksessa käytetyt säteet eri varastointitiheyksille on kerätty taulukoon 4.6.

Taulukko 4.6: Kaavalla (4-29) saadut räjähdysaineen ympyrän säteet eri varastointitiheyksille.

w (kg/m ³)	Räjähdyksaineen ympyrän säde (mm)
10	172
20	244
30	298
40	345
50	385

Koko räjähdysainemassan oletettiin räjähtävän viiveettä ajanhetkellä nolla sekuntia, ja räjähdysten oletettiin saavan alkunsa räjähdysaineen ympyröiden keskipisteissä. Mallinnuksessa käytetyt räjähteiden varastointitiheydet olivat taulukossa esitetyt 10, 20, 30, 40 ja 50 kg/m³.

4.3.4 Mittausanturit

Kaikkiin malleihin räjähdysainetiheyksistä ja vastaanottavan kammion luonteesta riippumatta sijoitettiin kuvitteelliset mittausanturit Älvdalenin kokeita vastaaville etäisyyksille ja korkeuksille. Kammioiden väliin jokaisessa mallissa sijoitettujen antureiden sijainnit on esitetty taulukossa 4.7.

Taulukko 4.7: Kaikissa malleissa käytettyjen antureiden sijainnit. Jokainen taulukossa esitetyistä antureista sijaitsi 1,5 metrin korkeudella räjähdys- ja vastaanottavan kammion lattioista.

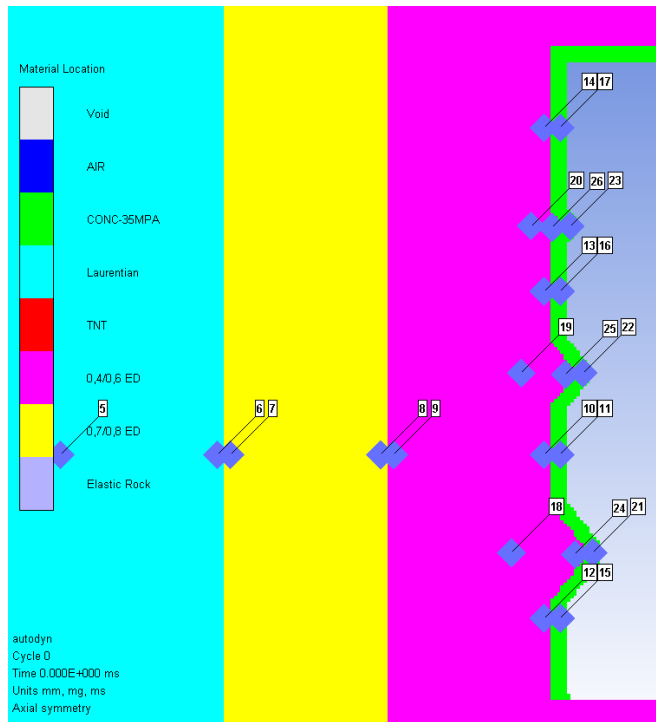
Anturin numero	1 & 2	3	4	5	6 & 7	8 & 9	10
Kohtisuora etäisyys räjähdyskammion lähimmästä seinästä (m)	0,0	4,0	6,0	10,0	11,0	12,0	13,0

Anturia numero 1 lukuun ottamatta kaikki anturit sijaitsivat 40 mm:n etäisyydellä rajapinnasta. Anturi 1 sijaitsi räjähdyskammion ilmatilan ja seinän rajapinnassa, anturi 2 puolestaan 40 mm:n syvyydellä kalliassa. Anturi 2 on ainoa elastiseksi mallinnetussa, 3,4 metrin syvyyteen asti ulottuvassa, kalliassa sijaitseva anturi. Kahden anturin sijoittaminen samalla etäisyydellä kertoo niiden sijaitsevan kyseisellä etäisyydellä olevan rajapinnan eri puolilla.

Edellä esitettyjen antureiden lisäksi irtokappaleet sisältävissä malleissa sijoitettiin lukuisia antureita vastaanottavan kammion läheisyyteen. Näiden antureiden paikkatiedot luetellaan taulukossa 4.8. Kuva 4.11 havainnollistaa antureiden sijainnit betonipinnoitetun kammion tapauksessa.

Taulukko 4.8: Vastaanottavan kammion läheisyydessä sijaitsevien antureiden paikka-koordinaatit.

Anturin numero betonipinnoitetussa/paljaassa kammiossa	Paikkakoordinaatti, origo räjähdyskammion vastaanottavan kammion puoleisessa alanurkassa (m ; m)		
	Karhea irtokappale	Puolikarhea irtokappale	Tasainen irtokappale
11/-	(13,06 ; 1,50)	(13,06 ; 1,50)	(13,06 ; 1,50)
12/11	(12,96 ; 0,50)	(12,96 ; 0,50)	(12,96 ; 0,50)
13/12	(12,96 ; 2,50)	(12,96 ; 2,50)	(12,96 ; 2,50)
14/13	(12,96 ; 3,50)	(12,96 ; 3,50)	(12,96 ; 3,50)
15/-	(13,06 ; 0,50)	(13,06 ; 0,50)	(13,06 ; 0,50)
16/-	(13,06 ; 2,50)	(13,06 ; 2,50)	(13,06 ; 2,50)
17/-	(13,06 ; 3,50)	(13,06 ; 3,50)	(13,06 ; 3,50)
18/14	(12,76 ; 0,90)	(12,76 ; 0,90)	(12,76 ; 0,90)
19/15	(12,82 ; 2,20)	(12,82 ; 2,20)	(12,82 ; 2,20)
20/16	(12,88 ; 2,90)	(12,88 ; 2,90)	(12,88 ; 2,90)
21/-	(13,26 ; 0,90)	(13,16 ; 0,90)	(13,06 ; 0,90)
22/-	(13,20 ; 2,00)	(13,12 ; 2,00)	(13,06 ; 2,00)
23/-	(13,12 ; 2,90)	(13,10 ; 2,90)	(13,06 ; 2,90)
24/17	(13,16 ; 0,90)	(13,06 ; 0,90)	(12,96 ; 0,90)
25/18	(13,10 ; 2,00)	(13,02 ; 2,00)	(12,96 ; 2,00)
26/19	(13,02 ; 2,90)	(13,00 ; 2,90)	(12,96 ; 2,90)



Kuva 4.11: Vastaanottavan kammion läheisyydessä sijaitsevat mittausanturit betonipinnoitetun kammion tapauksessa.

Näin jokaisen irtokappaleen takana kalliassa 40 mm:n syvyydellä sijaitsi anturi, jokaisessa irtokappaleessa sijaitsi anturi 40 mm:n etäisyydellä kappaleen etureunasta ja 40 mm:n syvyydellä kalliassa sijaitsi antureita eri korkeuksille sijoitettuna. Lisäksi betonipinnoitetuissa kammioissa oli anturi 40 mm:n syvyydellä betonissa jokaisella korkeudella, jossa ennestään sijaitsi antureita.

5. TULOKSET

Mallin toimivuuden testaamiseksi ensimmäisen lasketun mallin tavoitteena oli luoda vertailukohta kirjallisuuden esittämiin, mallinnuksella ja koeräjäytystoiminnalla saavutettuihin tuloksiin. Vertauksen avulla pyrittiin saamaan kuva mallin tarkkuudesta räjähdystapahtumassa syntyvien paineiden ja kalliossa esiintyvien hiukkasnopeuksien esityksessä.

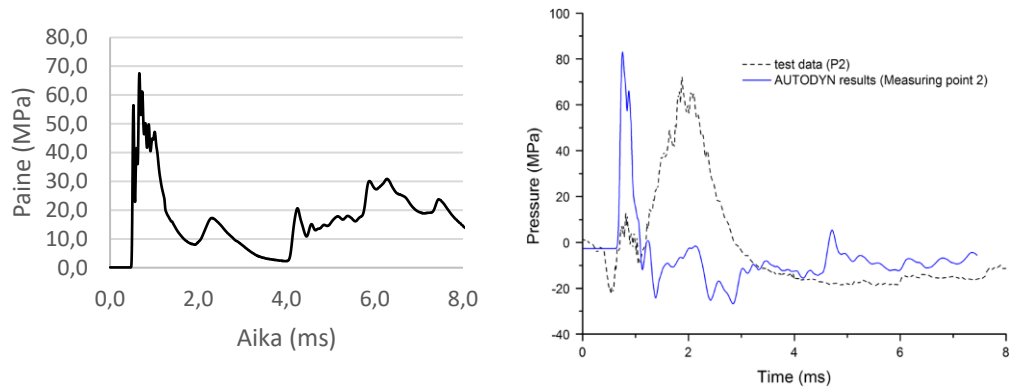
Kirjallisuusvertauksen jälkeen ruiskubetonin vaikutuksen selvittämiseksi laskettiin malleja eri räjähteiden varastointitiheyksille. Kullekin varastointitiheydelle suoritettiin mallinnus paljaan kalliopinnan ja betonipäällystetyn kalliopinnan tapauksessa. Muilta osin nämä malliparit olivat täysin toisiaan vastaavia. Ruiskubetonin vaikutus näkyi täten erona betonipäällystettyjen mallien antamissa tuloksissa paljaan kallion malleihin nähden.

5.1 Mallin vertaus kirjallisuuteen

Rakennetun mallin vertaamiseksi aiempiin malleihin (Deng, ym., 2015) ja Älvdalenissa suoritettuihin koeräjäytyksiin (raportoitu esimerkiksi lähteissä (Wu C. , ym., 2003; Zhou & Jenssen, 2009)), ensimmäinen mallinnus suoritettiin räjähteiden varastointitiheydellä 10 kg/m^3 . Vastaanottavaan kammioon ei sijoitettu irtokappaleita, vaan kammion seinä koostui yhtenäisestä, joskin ominaisuuksiltaan kaikkien mallien tapaan heikennetystä graniitista.

5.1.1 Räjähdyspaine

Kuvassa 5.1 on esitetty työssä rakennetun mallin sekä kirjallisuuden mallin ja koeräjäytyksen räjähdyskammion seinällä aiheuttamat paineet.



a)

b)

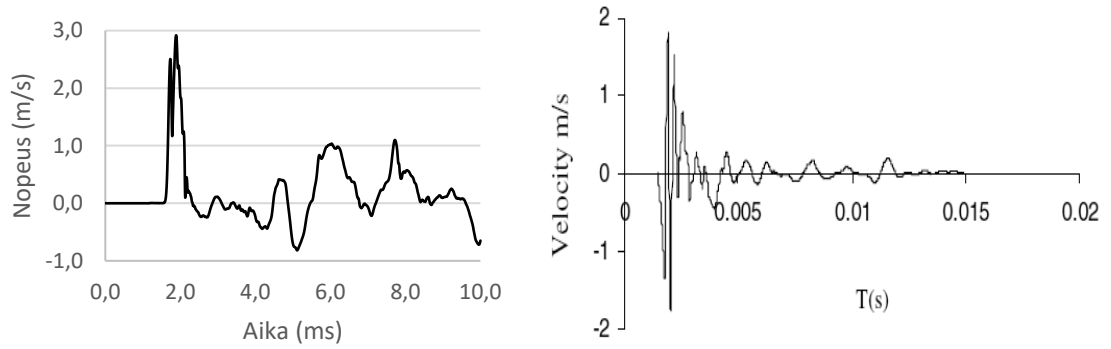
Kuva 5.1: a) työssä rakennetun mallin ja b) kirjallisuuden mallin sekä koeräjätysten aiheuttamat räjähdyspaineet räjähdyskammion seinällä (Deng, ym., 2015).

Molempien mallien havaitaan muodostavan painemaksimin koeräjätystä varhaisemalla ajanhetkellä. Malleissa kaikki räjähdysaine räjähtää viiveettä, mikä voi osaltaan vaikuttaa varhaiseen painemaksimiin. Työssä luodun mallin painemaksimin arvo vastaa hyvin koetulosta, molemmat ovat suuruudeltaan noin 70 MPa. Kirjallisuuden malli puolestaan tuottaa kahta muuta suuremman painemaksimin, yli 80 MPa. Kaikki kolme aikasarjaa poikkeavat muodoltaan toisistaan. Huomionarvoista on, että luotu malli ennustaa muista malleista poiketen kammion paineen olevan lähtötilannetta korkeampi hetkestä, jolloin räjähdysvaikutus saavuttaa kammion seinän, ajanhetkeen 8 ms asti. Aikasarjojen eroavaisuuksia aiheuttavat epäilemättä osaltaan erot räjähdyskammioiden poikkileikkauksien muodosta, joskin kaikkien alat ovat yhtä suuret.

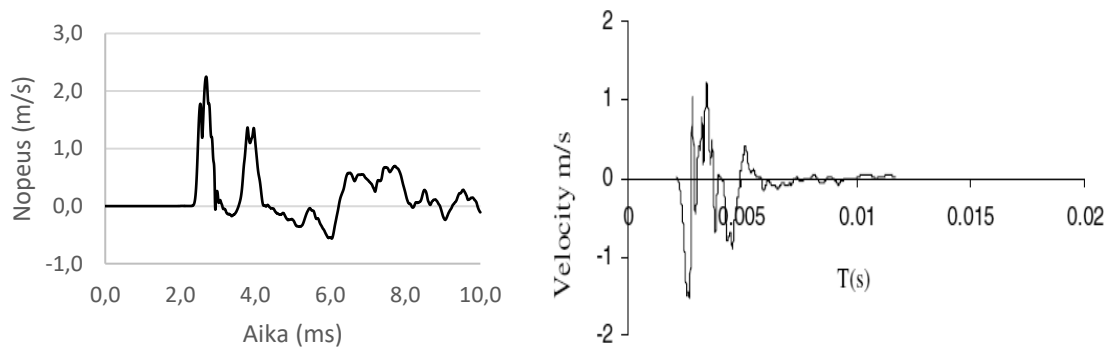
Räjähdysaine on molemmissa malleissa sijoitettu ja mallinnettu toisiaan vastaavasti. Koeräjätöksessä räjähdysaine oli sijoitettu poikkileikkauksen osalta malleja vastaavalle paikalle, mutta kolmannessa ulottuvuudessa se ei jakautunut tasaisesti kammion mitalle, vaan oli jaettuna yhteensä kymmeneen toisiaan vastaavaan osaan, jotka sijoitettiin kahden jonoon kammion pituussuunnassa (Wu C. , ym., 2003).

5.1.2 Räjähdysten aiheuttamat hiukkasnopeudet

Kuvissa 5.2 ja 5.3 on verrattu rakennetun mallin antamia vaakasuuntaisen hiukkasnopeuden arvoja koeräjätöksissä mitattuihin kahdella eri etäisyydellä.



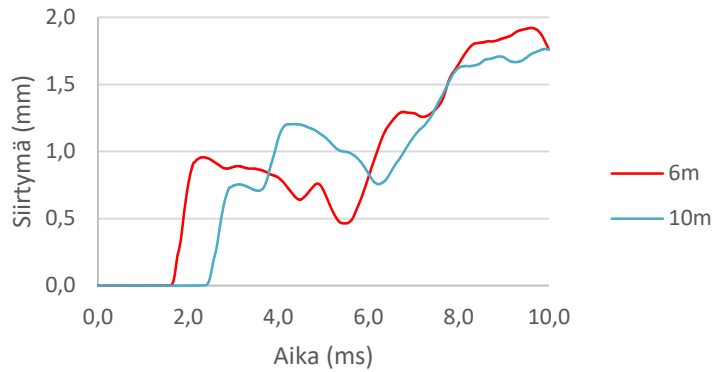
a) **b)**
Kuva 5.2: Mitatut vaakasuuntaiset hiukkasnopeudet 6 metrin etäisyydellä räjähdyskammion lähimmästä seinästä a) työn mallissa ja b) koeräjäytyksessä (Wu C. , ym., 2003).



a) **b)**
Kuva 5.3: Mitatut vaakasuuntaiset hiukkasnopeudet 10 metrin etäisyydellä räjähdyskammion lähimmästä seinästä a) työn mallissa ja b) koeräjäytyksessä (Wu C. , ym., 2003).

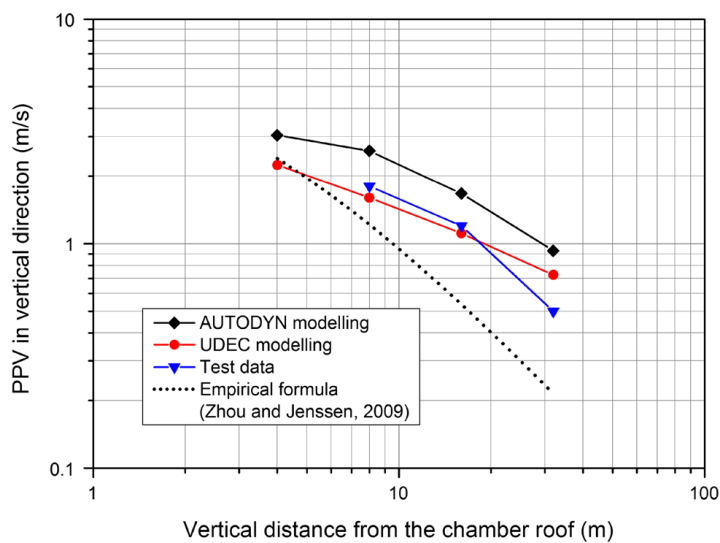
Hiukkasnopeuksien selkeämpi vaimeneminen koeräjäytyksen tapauksessa sekä ensimmäisen maksimin negatiivisuus johtuvat mittausjärjestelyiden eroista. Mallissa kaikki mittausanturit sijaitsevat räjähdys- ja vastaanottavan kammion välissä, kun taas koeräjäytyksessä tarkasteltavat mittauspisteet sijaitsevat malliin nähden vastakkaisella puolella räjähdyskammiota. Kyseisellä räjähdyskammion puolella ei kokeessa ole räjähdyskammion läheisyydessä vastaanottavaan kammioon verrattavaa ilmatilaa, mikä johtaa mallia pienempiin heijastuksiin ja siten tasaisempaan hiukkasnopeuksien vaimenemiseen. Kokeessa vastaanottava kammio, tarkemmin sanottuna tunneli, sijaitsee samalla puolella räjähdyskammiota kuin mallissa, minkä vuoksi positiivinen suunta hiukkasnopeudelle on valittu mallin kanssa samaksi.

Molemmilla etäisyyksillä suurimman hiukkasnopeuden havaitaan olevan mallissa koetta suurempi. Hiukkasnopeuksien vaihteluvälit ovat kuitenkin samaa suuruusluokkaa. Kuvasssa 5.4 on esitetty räjähdysten aiheuttamat vaakasuuntaiset siirtymät kalliolla edellä tarkastelluilla etäisyyksillä.



Kuva 5.4: Mallin mittausantureiden kokemat vaakasuuntaiset siirtymät etäisyyksillä 6 m ja 10 m räjähdyskammion lähimmästä seinästä.

Kuvia 5.2 ja 5.3 tarkasteltaessa ei vastaavien siirtymien olemassaolo koeräjäytyksen mittaustuloksissa ole ainakaan ilmeinen. Malli siis joko virheellisesti ennustaa kyseisen siirtymän, tai koeräjäytyksessä käytetyt anturit eivät kyseistä siirtymää ole kyenneet havaitsemaan. Kuvassa 5.5 nähdään myös kirjallisuudessa raportoidun Autodyn-mallin tuottaneen koeräjäytyksiä suuremman *PPV*:n kaikilla mitatuilla etäisyyksillä.



Kuva 5.5: Mallintamalla saadun *PPV*:n vertaus koeräjäytyksessä mitattuun (Deng, ym., 2015)

Kyseisessä mallissa kallio käsiteltiin kauttaaltaan elastisella mallilla, eli mallin antamat suuret *PPV* arvot eivät selity pysyvillä siirtymillä. Mallinnus tuottaa koeräjäytyksiä huomattavasti suuremman *PPV* mittaustuloksen myös vastaanottavan kammion seinällä, kuten käy ilmi taulukosta 5.1.

Taulukko 5.1: PPV vastaanottavan kammion seinällä rakennetussa mallissa verrattuna kirjallisuuteen (Deng, ym., 2015).

	Työn malli, anturi 10	Kirjallisuuden malli	Koeräjäytys
PPV (m/s)	4,02	3,99	1,70

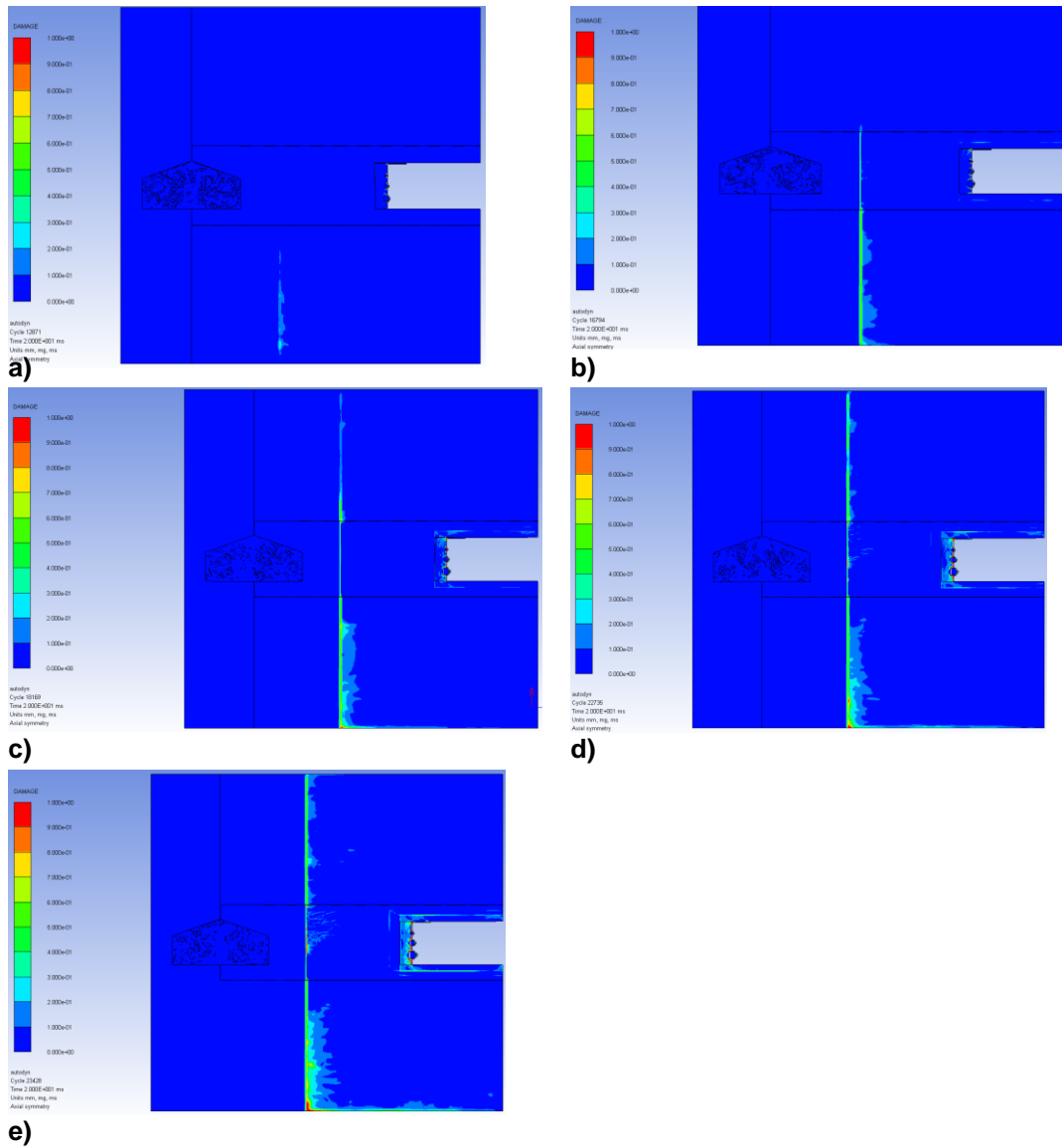
Autodyn-mallinnuksella saadut mittaustulokset ovat keskenään linjassa, mutta ero koeräjäytyksestä mitattuun arvoon on merkittävä. Luotu malli vaikuttaa kykenevän kuvaamaan räjähdysen aiheuttamia hiukkasnopeuksia aiemman mallin veroisesti, mutta molemmat ennustavat hiukkasnopeuden vastaanottavan kammion seinän läheisyydessä olevan todellista suurempi.

5.2 Ruiskubetonoinnin vaikutus syntyviin heitteisiin

Ruiskubetonoinnin merkityksen määrittämiseksi mallinnettiin räjähdysen vaikutus räjähteiden varastointitiheyksillä 10, 20, 30, 40 ja 50 kg/m³ kuvassa 4.10 esitettyihin irtokappaleisiin. Jokaiselle varastointitiheydelle ja irtokappaleityypille mallinnettiin räjähdysen seuraukset vastaanottavan kammion seinän muodostuessa paljaasta kalliopinnasta tai vaihtoehtoisesti ruiskubetonipinnoitetusta kalliopinnasta.

5.2.1 Räjähdysen aiheuttamat vahingot

Räjähdysen aiheuttamat vahingot keskittyivät pääosin rajapintojen läheisyyteen myös irtokappaleita malleissa käytettäessä. Kuvassa 5.6 esitetään yleiskuva vahingoista koko mallin alueella eri räjähteiden varastointitiheyksillä.



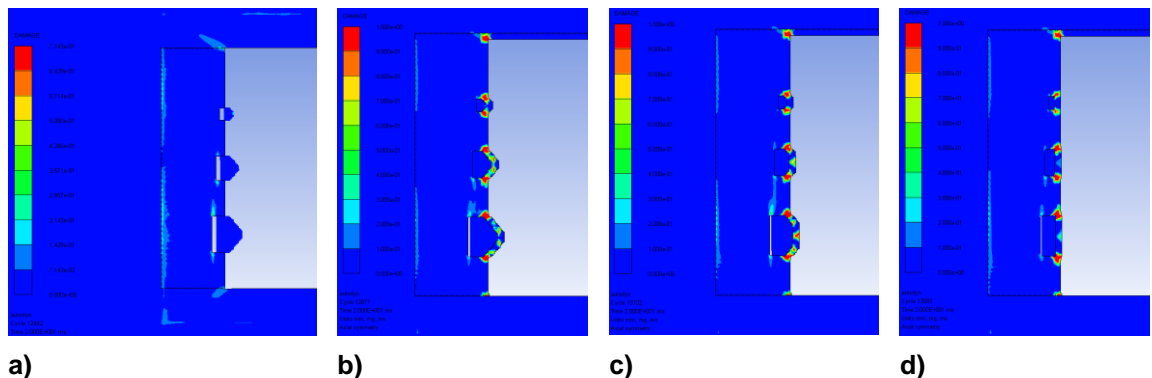
Kuva 5.6: Räjähdyksen aiheuttamat vahingot ajanhetkellä 20 ms betonipäälystetyllä, karhean kalliopinnan vastaanottavalla kammiolla räjähteiden varastointitiheyksillä a) 10 kg/m^3 , b) 20 kg/m^3 , c) 30 kg/m^3 , d) 40 kg/m^3 ja e) 50 kg/m^3 .

Räjähdysskammion läheisyydessä ei havaita vahinkoja kyseisellä alueella käytetyn elastisen kalliomallin johdosta, joka ei sisältänyt käsittelyä kallion pettämiseksi. Elastisen kallion ja Laurent-graniitin mallia käyttävän kallion välinen rajapinta erottuu vahingoittumisensa vuoksi, ja suurilla varastointitiheyksillä havaitaan kalliosta vahingoittumista myös mallin alareunalla. Kuvassa 4.9 havaittavia, huomattavia etäisyyksiä vaakasuunnassa kalliosta kattavia, vahingoittuneita alueita ei synny. Kyseiset alueet syntyivät räjähdyskammion nurkkien huomattavien repeytymien johdosta, mikä johtaa niiden puuttumiseen tapauksessa, jossa räjähdyskammio ei pääse pettämään.

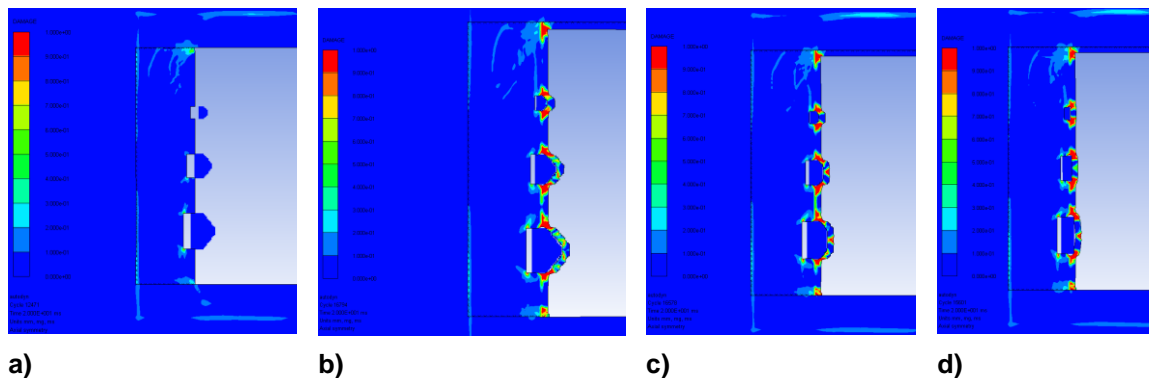
Reunan läheisyydessä sijaitsevat vahingot johtuvat käytetystä, hiukkasnopeudet nollassi pakottavasta reunaehdosta, joka johtaa todellisuudesta poikkeaviin jännityksiin kyseisellä alueella. Vahingot ovat merkittävämpiä mallin alaosissa yläosiin verrattuna, mikä viittaa räjähdysenergian tehokkaampaan siirtymiseen räjähdyskammion ilmatilasta kal-

lioon räjähdyspisteiden alapuolella yläpuoleen verrattuna. Räjähdyksaine sijaitsee lähempänä räjähdyskammion lattiaa kuin kattoa, mikä johtaa kyseiseen ilmiöön.

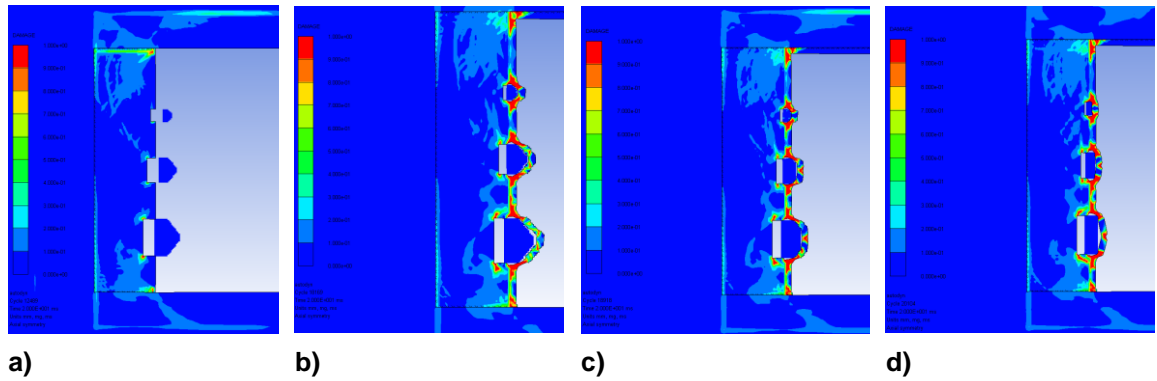
Edellä luetellun lisäksi vahinkoja havaitaan vastaanottavan kammion läheisyydessä. Vahingoittuneet alueet noudattelevat tälläkin alueella rajapintoja. Kuvissa 5.7-5.11 on tarkasteltu lähemmin vastaanottavan kammion ympäristössä havaittavia vahinkoja. Kuvassa 5.7a vahingoittuneisuus on skaalattu vahinkojen vähäisyyden vuoksi tavallisesta poiketen. Kun punainen väri tavallisesti vastaa yli 0,9 olevia vahingoittuneisuuksia, käytetään sitä kuvassa 5.7a vahingoittuneisuuden ylittäessä arvon 0,64. Kuvaa vastaanottavan mallin vähäisten vahinkojen vuoksi poikkeavalla skaalauksella ei ole merkittävää vaikutusta kuvien tulkintaan.



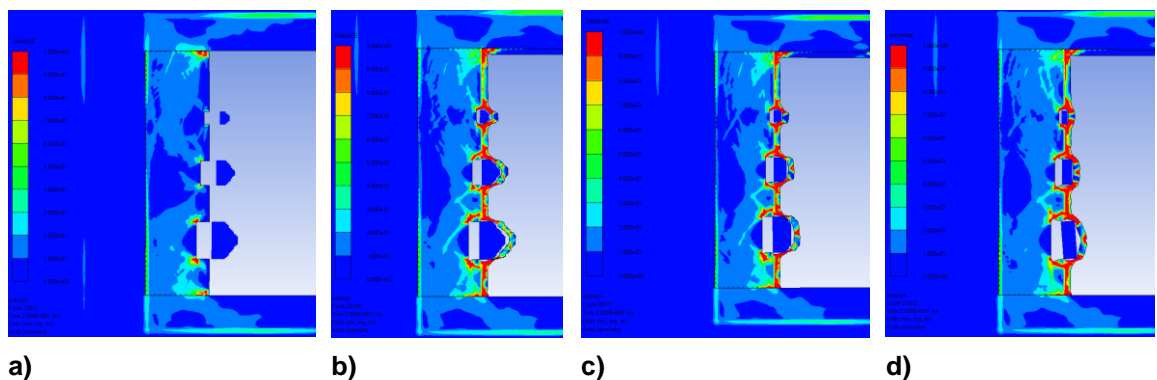
Kuva 5.7: Vastaanottavan kammion räjähdysten seurauksena kokemat vahingot varastointitiheydellä 10 kg/m^3 a) karheen paljaan, b) karheen betonoidun, c) puoli-karheen betonoidun ja d) tasaisen betonoidun kalliopinnan tapauksessa.



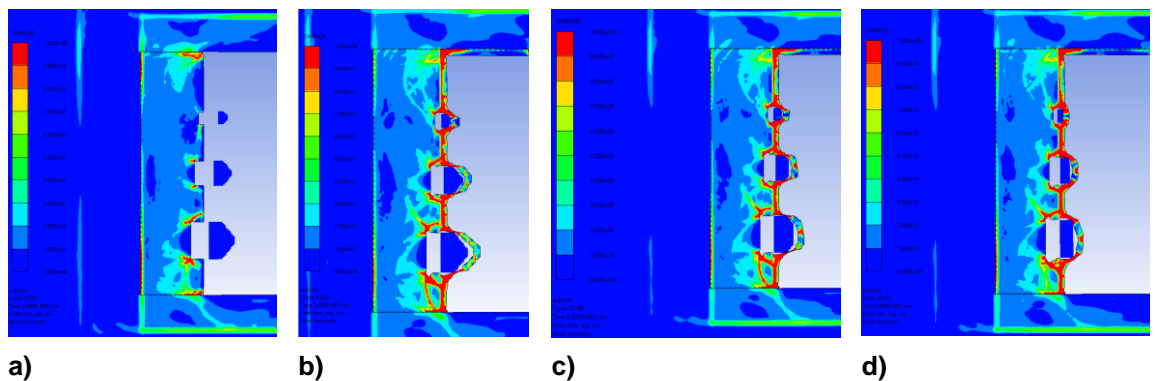
Kuva 5.8: Vastaanottavan kammion räjähdysten seurauksena kokemat vahingot varastointitiheydellä 20 kg/m^3 a) karheen paljaan, b) karheen betonoidun, c) puoli-karheen betonoidun ja d) tasaisen betonoidun kalliopinnan tapauksessa.



Kuva 5.9: Vastaanottavan kammion räjähdysten seurauksena kokemat vahingot varastointitiheydellä 30 kg/m^3 a) karhean paljaan, b) karhean betonoidun, c) puoli-karhean betonoidun ja d) tasaisen betonoidun kalliopinnan tapauksessa.



Kuva 5.10: Vastaanottavan kammion räjähdysten seurauksena kokemat vahingot varastointitiheydellä 40 kg/m^3 a) karhean paljaan, b) karhean betonoidun, c) puoli-karhean betonoidun ja d) tasaisen betonoidun kalliopinnan tapauksessa.



Kuva 5.11: Vastaanottavan kammion räjähdysten seurauksena kokemat vahingot varastointitiheydellä 50 kg/m^3 a) karhean paljaan, b) karhean betonoidun, c) puoli-karhean betonoidun ja d) tasaisen betonoidun kalliopinnan tapauksessa.

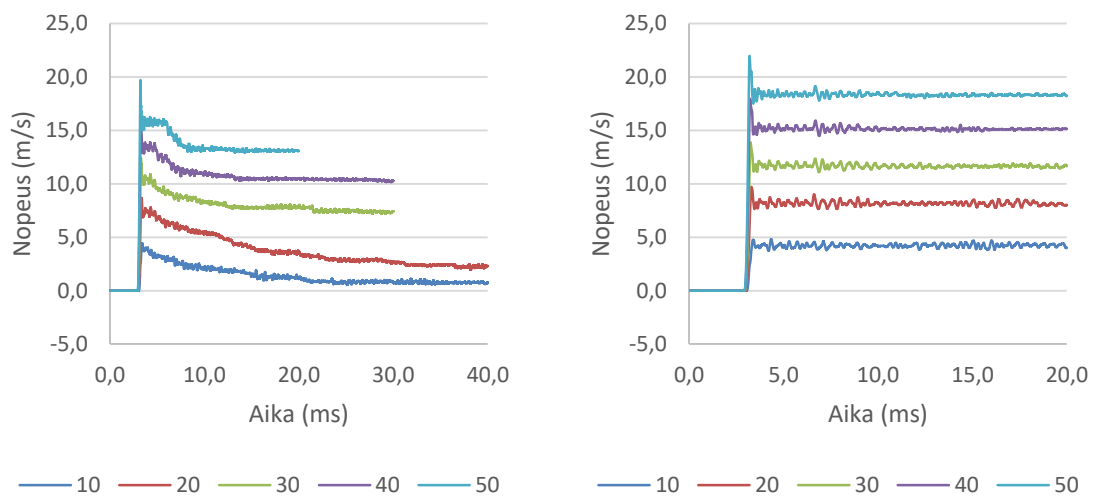
Betonin havaitaan vahingoittuvan irtokappaleiden kohdalla kaikilla tarkastelluilla varastointitiheyksillä, ja suuret varastointitiheydet aiheuttavat betonin vahingoittumisen koko seinän matkalla. Irtokappaleen muoto ei merkittävästi vaikuta betonin vahingoittumisalueisiin.

Kalliassa vahinkoja havaitaan erityisesti eri lujuusominaisuudet omaavien alueiden rajapintojen läheisyydessä. Pienillä varastointitiheyksillä vahinkoja havaitaan yhdellä,

metrin syvyydellä kalliolla sijaitsevalla, lujuusominaisuuksien muutoksen rajapinnalla. Suurilla varastointitiheyksillä myös kahden metrin syvyydessä sijaitseva rajapinta kokee vahinkoja. Betonointi vaikuttaa jopa hieman lisäävän kallion pinnan lähelle syntyviä vahinkoja. Paljaan kallion tapauksessa kallion jännitys pääsee purkautumaan irtokappaleiden välityksellä, mutta betoni rasittaa kalliota vastustaessaan liikkeelle lähtenyt irtokappaletta.

5.2.2 Irtokappaleiden nopeudet

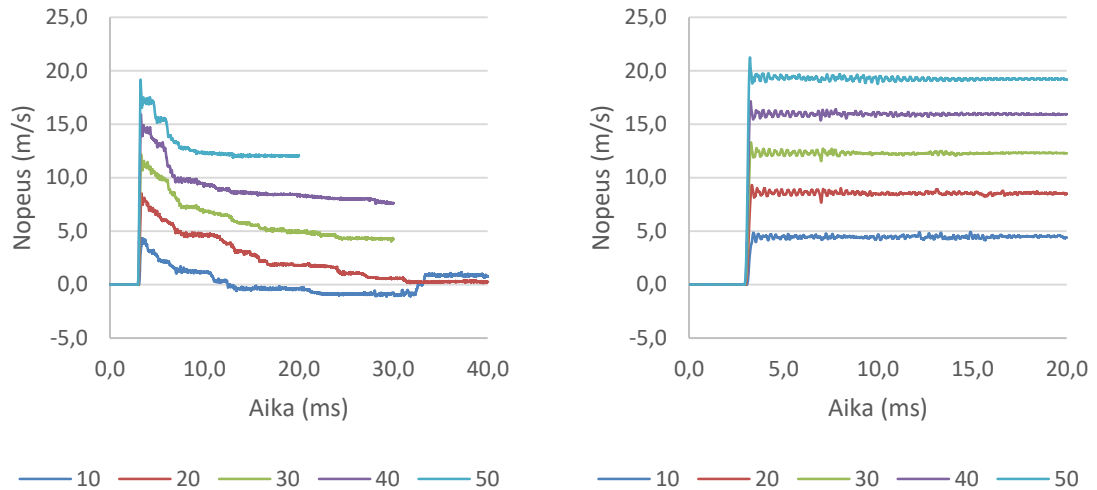
Kuvissa 5.12-5.14 vertaillaan irtokappaleiden räjähdysen seurauksena saamia nopeuksia karhean kalliopinnan tapauksessa betonoidun ja paljaan kalliopinnan välillä. Kaikki käsitellyt nopeudet ovat vaakasuuntaisia nopeuksia.



a)

b)

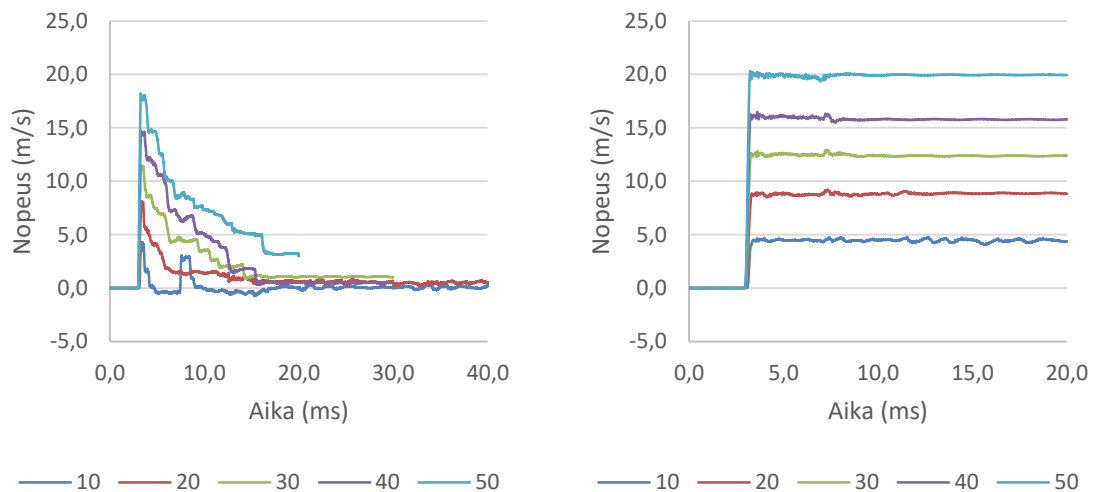
Kuva 5.12 Mallin antamat nopeudet 600 mm irtokappaleelle karhealla kalliopinnalla varastointitiheyksillä 10-50 kg/m³ a) betonipinnoitetussa ja b) paljaan kalliopinnan tapauksessa.



a)

b)

Kuva 5.13: Mallin antamat nopeudet 400 mm irtokappaleelle karhealla kalliopinnalla varastointitiheyksillä 10-50 kg/m³ a) betonipinnoitetussa ja b) paljaan kalliopinnan tapauksessa.



a)

b)

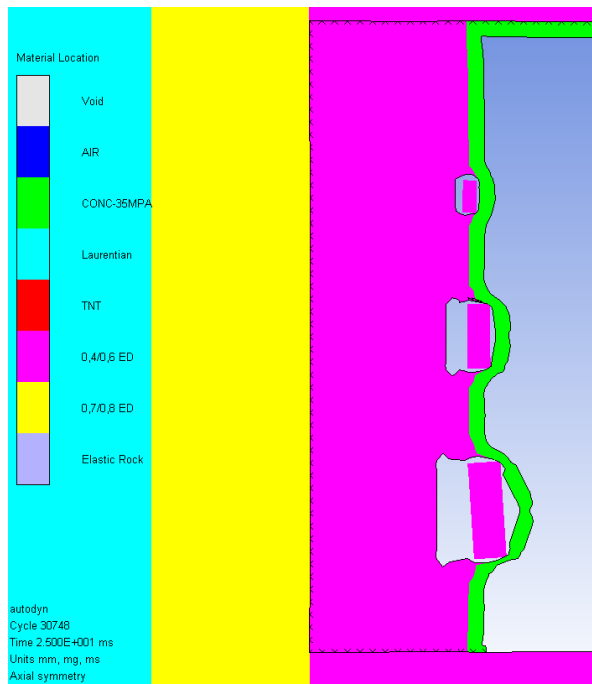
Kuva 5.14: Mallin antamat nopeudet 200 mm irtokappaleelle karhealla kalliopinnalla varastointitiheyksillä 10-50 kg/m³ a) betonipinnoitetussa ja b) paljaan kalliopinnan tapauksessa.

Paljaan kalliopinnan tapauksessa irtokappaleen räjähdyksestä saama nopeus on kaikille kolmesta heitteestä vaivatonta päätellä niin kuvien tapauksessa kuin myös muiden pinnan karheuksien kohdalla. Näissä tapauksissa irtokappaleen nopeus määritettiin nopeuden keskiarvona aikavälillä 15-20 ms.

Irtokappaleiden saaman nopeuden määrittäminen vaikeutui päällystetyn kalliopinnan tapauksessa. Isompien, kooltaan 400 ja 600 mm korkeiden heitteiden kohdalla nopeudet tyyppillisesti tasoittuivat kuvien 5.12a ja 5.13a tapaan, ja nopeus määritettiin aikakeskiarvo-

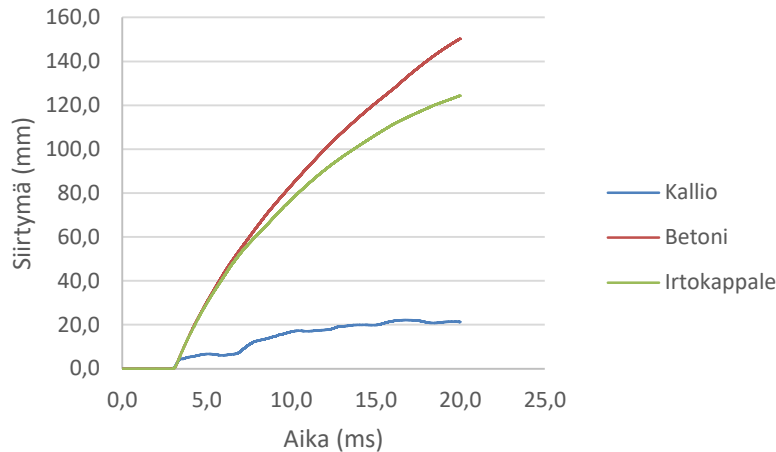
na alueelta, jossa nopeuden katsottiin tasoittuneen. Tasaisen kalliopinnan tapauksessa nopeudet eivät tasoittuneet yhtä siististi kuin karheampien kalliopintojen malleissa. Tapauksissa, joissa irtokappale kuvaajan muodon perusteella pysähtyi betonin vaikutuksesta, ja tämän seurauksena sai ajoittain negatiivisia nopeuksia, valittiin kappaleen saamaksi nopeudeksi 0 m/s laskematta aikakeskiarvoja. Esimerkki kyseisestä tapauksesta nähdään kuvassa 5.13a varastointitiheydellä 10 kg/m^3 .

Kooltaan 200 mm korkean heitteen, sekä toisinaan tasaisen kalliopinnan tapauksessa myös suurempien heitteiden, kohdalla irtokappaleen nopeuden päättely osoittautui haasteelliseksi. Syy tähän voi olla kappaleiden kääntyminen, ja siten kiilautuminen, syvennyksessään räjähdysen vaikutuksesta. Paljaan kallion tapauksessa kyseisiä ongelmia ei ilmennyt, mutta irtokappaleet, joilta puuttui ”kärki” ruiskubetonin puhkaisemiseksi, vaikuttivat mallinnuksessa usein kokevan kiilautumista, mikä vaikeutti niiden lopullisen nopeuden määrittystä, ja johti matalampiin nopeuden arvoihin. Kuvassa 5.15 nähdään esimerkki irtokappaleiden kääntymisestä räjähdysen vaikutuksesta.



Kuva 5.15: Irtokappaleet ajanhetkellä 25 ms tasaisen, pinnoitetun kammion tapauksessa räjähteiden varastointitiheydellä 40 kg/m^3 .

Ongelmallisissa tapauksissa irtokappaleiden lopullisen nopeuden määrittämisen avuksi otettiin irtokappaleiden korkeudella niiden edessä betonissa sijaitsevien antureiden mitaustiedot. Betonin saama nopeus ei täysin vastaa irtokappaleen saamaa nopeutta, mutta se määrää ylärajan kyseiselle nopeudelle, ja siten alarajan betonin hyötyvaikutukselle nopeuden alentamiseksi. Kuva 5.16 havainnollistaa eroa betonin ja irtokappaleen siirtymän, ja siten nopeuden, välillä.



Kuva 5.16: 200 mm irtokappaleen, irtokappaleen edessä betonissa sijaitsevan anturin sekä irtokappaleen takana kalliolla sijaitsevan anturin siirtymät puolikarhealla pinnalla varastointitiheydellä 50 kg/m³.

Kuvassa nähdään myös kallion kokevan räjähdysen vaikutuksesta siirtymää, kuten jo kohdassa 5.1.2 havaittiin tapahtuvan. Betonin nopeuksia tarpeen mukaan apuna käyttäen saadut irtokappaleiden nopeudet eri malleissa on kerätty taulukoihin 5.2-5.4.

Taulukko 5.2: Irtokappaleiden räjähdyksessä saamat nopeudet karhean kalliopinnan tapauksessa.

Irtokappaleen koko korkeussuunnassa (mm)	Irtokappaleen nopeus (m/s)					
	600			200		
Varastointitiheys (kg/m ³)	Betonoitu			Paljas		
10	0,77	0,40	0,06	4,25	4,50	4,45
20	2,26	0,26	0,56	8,10	8,55	8,87
30	7,36	4,28	1,07	11,63	12,32	12,37
40	10,29	7,68	0,48	15,13	15,93	15,77
50	13,11	12,04	3,24	18,32	19,24	19,95

Taulukko 5.3: Irtokappaleiden räjähdyksessä saamat nopeudet puolikarhean kalliopinnan tapauksessa.

		Irtokappaleen nopeus (m/s)					
Irtokappaleen koko korkeussuunnassa (mm)		600	400	200	600	400	200
Varastointitiheys (kg/m ³)		Betonoitu			Paljas		
10		0,70	0,03	0,02	4,31	4,46	4,35
20		2,80	0,56	0,03	8,45	8,53	8,71
30		8,00	5,00	1,00	12,16	12,41	12,29
40		10,87	7,45	1,59	15,76	16,09	15,54
50		13,82	11,54	3,20	19,29	19,65	19,75

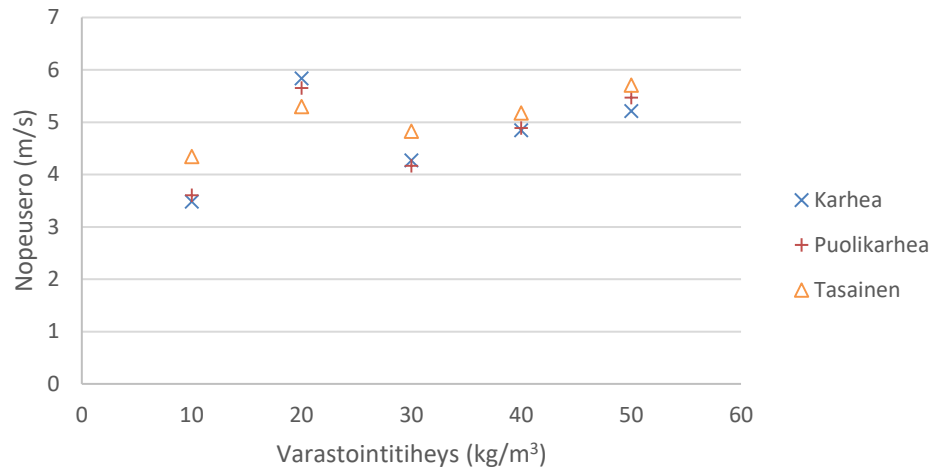
Taulukko 5.4: Irtokappaleiden räjähdyksessä saamat nopeudet tasaisen kalliopinnan tapauksessa.

		Irtokappaleen nopeus (m/s)					
Irtokappaleen koko korkeussuunnassa (mm)		600	400	200	600	400	200
Varastointitiheys (kg/m ³)		Betonoitu			Paljas		
10		0,00	0,00	0,00	4,34	4,14	4,12
20		3,50	0,50	0,00	8,80	8,47	8,79
30		8,00	3,00	-	12,83	12,12	11,55
40		11,50	8,00	-	16,68	15,98	14,71
50		15,00	12,00	-	20,70	19,81	19,17

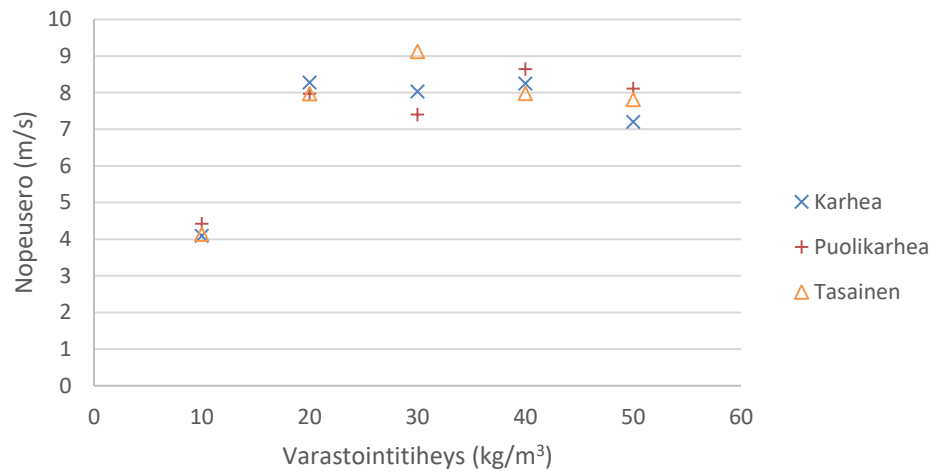
Tasaisen ja betonoidun kalliopinnan tapauksessa kooltaan 200 mm korkean irtokappaleen nopeuden määrittäminen ei luotettavasti onnistunut varastointitiheyksillä, joilla betoni ei kyennyt irtokappaletta pysäyttämään.

5.2.3 Ruiskubetonoinnin vaikutus irtokappaleisiin

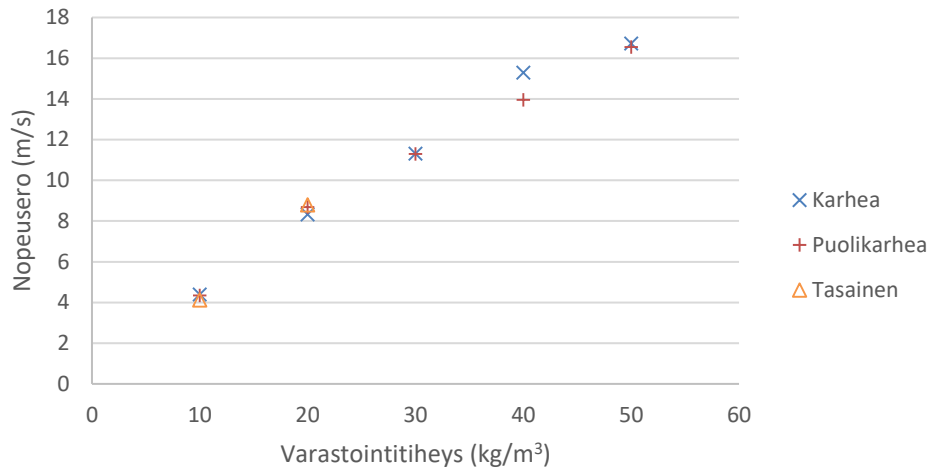
Ruiskubetonin hidastava vaikutus irtokappaleiden nopeuksiin on havainnollistettu kuvissa 5.17-5.19, jotka on luotu taulukoiden 5.2-5.4 pohjalta.



Kuva 5.17: Erotus 600 mm kappaleen räjähdyksestä saamissa nopeuksissa paljaan ja betonipinnoitetun kalliopinnan mallien välillä eri kalliopinnan karkeuksilla.



Kuva 5.18: Erotus 400 mm kappaleen räjähdyksestä saamissa nopeuksissa paljaan ja betonipinnoitetun kalliopinnan mallien välillä eri kalliopinnan karkeuksilla.

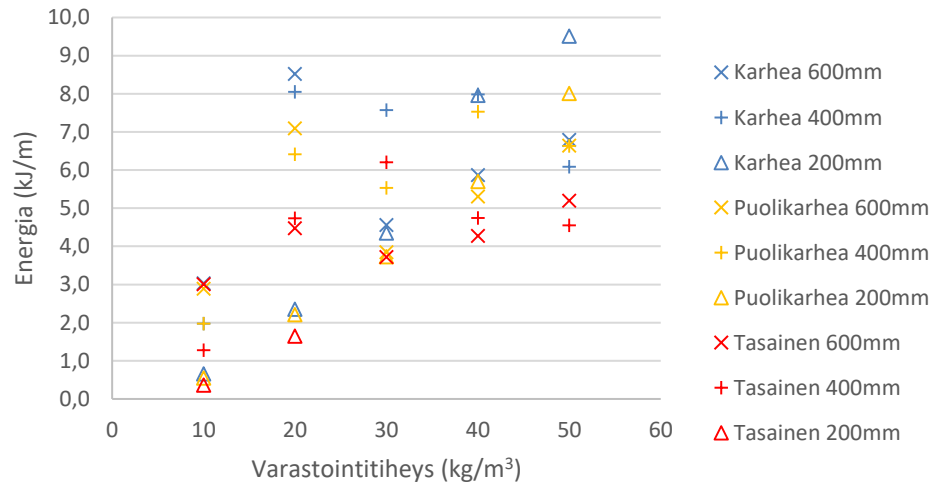


Kuva 5.19: Erotus 200 mm kappaleen räjähdyksestä saamissa nopeuksissa paljaan ja betonipinnoitetun kallioinnan mallien välillä eri kallioinnan karkeuksilla.

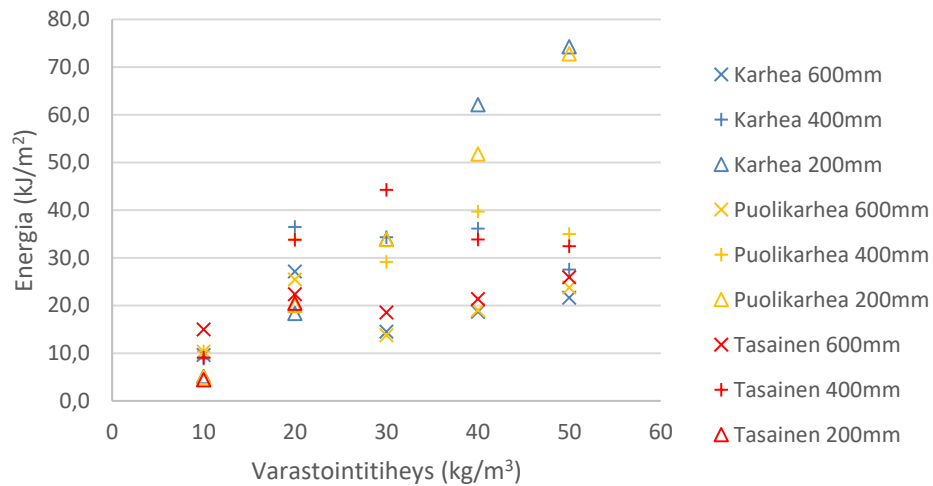
Kooltaan 400 ja 600 mm korkeiden irtokappaleiden kohdalla kappaleiden nopeuksien erotus paljaan ja pinnoitetun tapauksen välillä vaikuttaa pysyvän lähes muuttumattomana kallioinnan karheudesta riippumatta. Kun huomioidaan kappaleiden pysähtymisestä aiheutuva erotuksen vääristyminen alhaisilla varastointitiheyksillä, ei myöskään varastointitiheyden vaikutus nopeuseroon ole merkittävä. Kooltaan 200 mm korkean kappaleen kohdalla nopeuksien välinen erotus vaihtelee merkittävästi varastointitiheydestä riippuen, mutta toisaalta vain varastointitiheys 50 kg/m³ aiheutti räjähdysten, jonka voimasta 200 mm:n kappaleella oli vielä betonikerroksen läpäistyään merkittävä nopeus.

Varastointitiheys määrää vastaanottavan kammion läheisyydessä esiintyvien hiukkasnopeuksien suuruusluokan. Varastointitiheyden vaikutuksen vähäisyys paljaan ja pinnoitetun tapauksen nopeuseroon viittaa betonin dynaamisten ominaisuuksien pysyvän suhteellisen muuttumattomina mallinnuksessa niihin kohdistuneella venymänopeusalueella. Tämä ei tarkoita, etteikö mallinnuksessa betoni kokisi lujittumista dynaamisen rasituksen alla, mutta mahdollinen lujittuminen eri mallien välillä on toisiaan vastaavan suuruista.

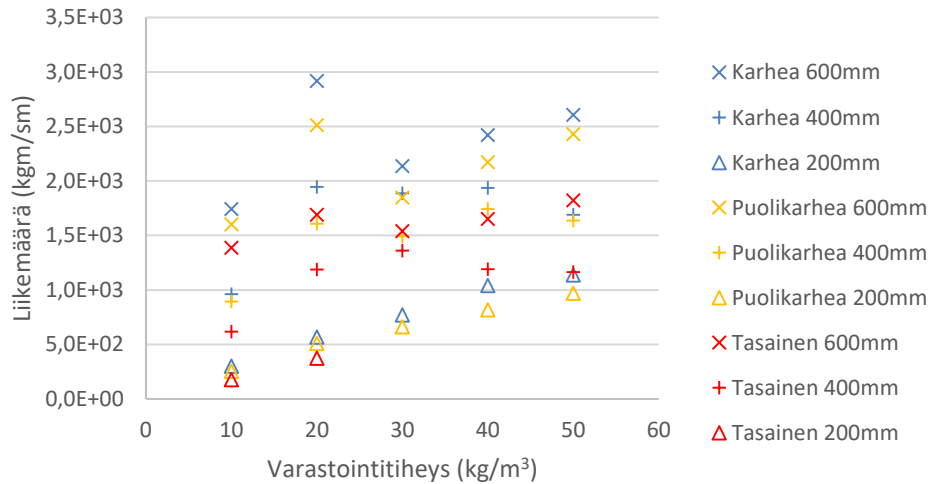
Betonin vaikutuksen yleistämiseksi kuvissa 5.20-5.23 on esitetty betonin kuluttamaan energiaan ja liikemäärään liittyviä suureita. Yksiulotteisessa tarkastelussa irtokappaleiden massat neliometriä kohti saadaan tiheyden, Laurent-graniitille 2660 kg/m³, ja korkeuden tulona. Irtokappaleiden mitat sekä massat kahdessa ulottuvuudessa saadaan taulukosta 4.1.



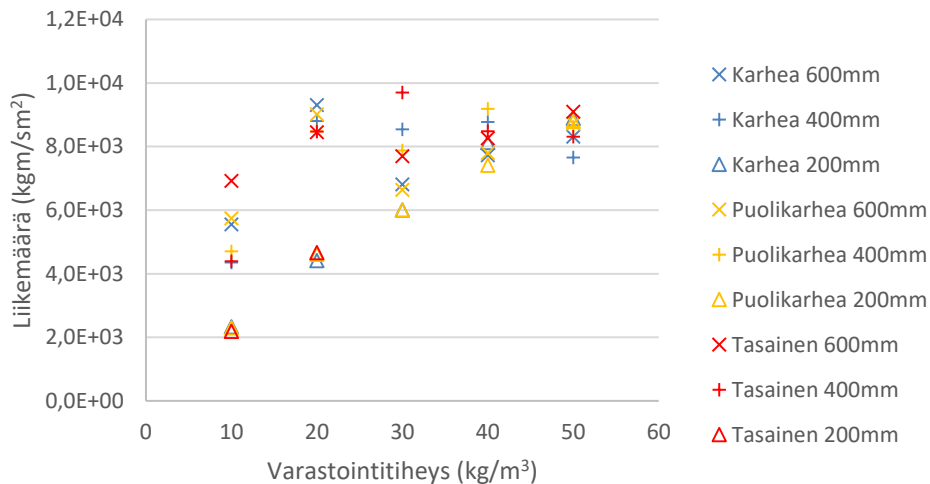
Kuva 5.20: Irtokappaleen betonoinnin vuoksi menettämä liike-energia kaksiulotteisessa tarkastelussa.



Kuva 5.21: Irtokappaleen betonoinnin vuoksi menettämä liike-energia yksiulotteisessa tarkastelussa.



Kuva 5.22: Irtokappaleen betonoinnin vuoksi menettämä liikemäärä kaksiulotteisessa tarkastelussa.

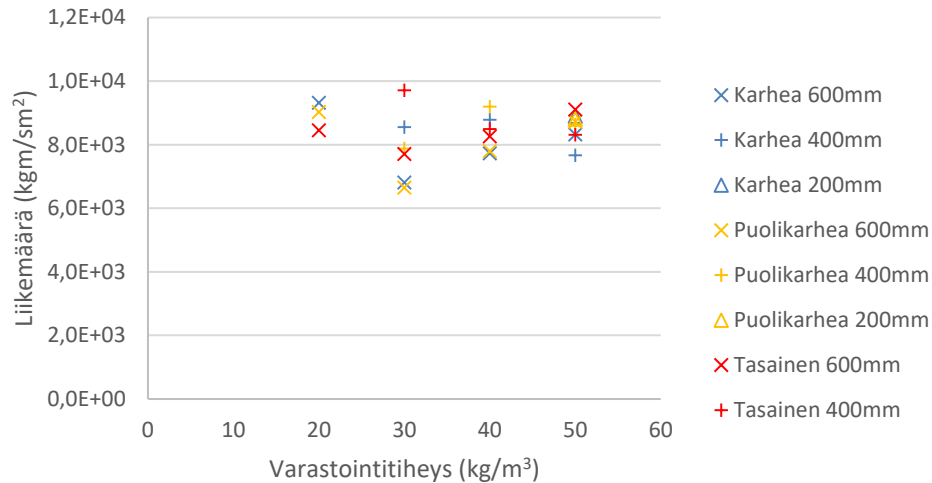


Kuva 5.23: Irtokappaleen betonoinnin vuoksi menettämä liikemäärä yksiulotteisessa tarkastelussa.

Taulukoita tulkitessa tulee pitää mielessä, että betonipinnoitettujen mallien antamat irtokappaleiden nopeudet varastointitiheydellä 10 kg/m^3 olivat kautta linjan pieniä, 400 mm kappaleella nopeudet olivat pieniä varastointitiheyteen 20 kg/m^3 asti ja 200 mm kappaleella vain varastointitiheys 50 kg/m^3 aiheutti merkittävän nopeuden irtokappaleelle.

Liike-energioiden osalta hajonnat ovat molemmissa tapauksissa suuria, vaikka huomiotta jätettäisiin edellä mainitut mataliin irtokappaleiden nopeuksiin johtaneet mittaukset. Mittausten hajonnalle on vaikea löytää selitystä, mikäli tavoitteena on perustella, miten mittaustulokset saataisiin tuottamaan keskenään samaa suuruusluokkaa olevia tuloksia.

Kuvia verrattaessa yksiulotteisen liikemäärän tarkastelun huomataan johtavan yhtenäisimpään tulokseen mittausten välillä. Jättämällä tarkastelusta pois tapaukset, joissa irtokappale käytännössä pysähtyi betonipinnoitteen johdosta, sekä kooltaan 200 mm korkean heitteen kohdalla tapaukset, joissa nopeuksien määrittäminen ei luotettavasti onnistunut, huomioitaviksi mittauksiksi liikemäärän yksiulotteisessa tarkastelussa jäävät kuvan 5.24 tulokset.



Kuva 5.24: Irtokappaleen betonoinnin vuoksi menettämä liikemäärä yksiulotteisessa tarkastelussa tapauksissa, joissa irtokappale säilytti räjähdysen johdosta merkittävän nopeuden betonin murrettuaan.

Näiden mittaustulosten keskiarvona betonin murtamiseen saadaan kuluva yksiulotteisesti liikemäärä $p_{1d} = 8380 \text{ kgm}/(\text{sm}^2)$. Täten betonoinnin johdosta irtokappaleen nopeuden voidaan odottaa vähenevän yhtälön

$$v_{1d} = \frac{p_{1d}}{\rho_r h} \quad (5-1)$$

mukaisesti, missä h on irtokappaleen koko korkeussuunnassa.

On yllättävää, että yksiulotteisen liikemäärän tarkastelu tuottaa kaksiulotteista tarkastelua yhtenevämmät tulokset. Karhennettujen kalliopintojen tapauksessa ruiskubetonin profiili voi irtokappaleista katsottuna eri kappaleille olla hieman erilainen. Tämä saattaa johtaa tilanteeseen, jossa ruiskubetonin hyötyvaikutus todellisuudessa riippuu kappaleen toisesta ulottuvuudesta, mutta käytetyissä malleissa valituille kappaleille kappaleiden toisen ulottuvuuden ja betonin profiilin vaikutus sattuvat kumoamaan toisensa saaden tulokset toimimaan paremmin yhdessä kuin kahdessa ulottuvuudessa. Tasaisen kalliopinna tapauksessa jokainen irtokappale kuitenkin näkee yhden ja saman betoniprofiilin, eli kappaleen toisen ulottuvuuden vaikutuksen olettaisi näkyvän ainakin tasaisen kalliopinna mittaustuloksissa. Kuvia 5.22 ja 5.23 tarkasteltaessa yksi- ja kaksiulotteisten tapauksien nähdään tasaisen kalliopinna osalta johtavan hajonnaltaan samankaltaisi-

siin tuloksiin. Yksiulotteinen tarkastelu ei vaikuta tuottavan kaksiulotteista suurempaa hajontaa tässä erityistapauksessa, ja toisaalta toimii paremmin muissa tapauksissa, mikä puoltaa sen käyttämistä.

5.3 Ruiskubetonoinnin vaikutus vaadittavaan kammioväliin

Ruiskubetonoinnin vaikutus kammioväliin ilmenee vaadittavan skaalatun etäisyyden muutoksena ruiskubetonipinnoitetun kalliopinnan tapauksessa paljaan kalliopinnan tapaukseen nähden. Kohdassa 2.7.3 tarkasteltiin heite- ja hiukkasnopeuksien yhteyttä vastaanottavan kammion kärsimiin vahinkoihin. Käsiteltävistä heitenopeuksista päätettäessä havaitaan mahdollisuus varastointitiheyden huomiointiin vastaanottavan kammion kärsimien vahinkojen laadun huomioinnin lisäksi.

5.3.1 Skaalattu etäisyys päällystetylle kalliopinnalle

Oletetaan räjähdysen johdosta syntyvien heitenopeuksien noudattavan paljaan kalliopinnan tapauksessa yhtälöä (2-20). Muokataan yhtälöä siten, että syntyvien heitteiden nopeutta laskee kallion murtamisen lisäksi ruiskubetonointi. Tällöin heitenopeudeksi päällystetyn kalliopinnan tapauksessa saadaan

$$v_{spL} = 2(PPV) - \frac{f_{td}}{\rho_r C} - v_{1d} = v_{spUL} - \frac{p_{1d}}{\rho_r h}, \quad (5-2)$$

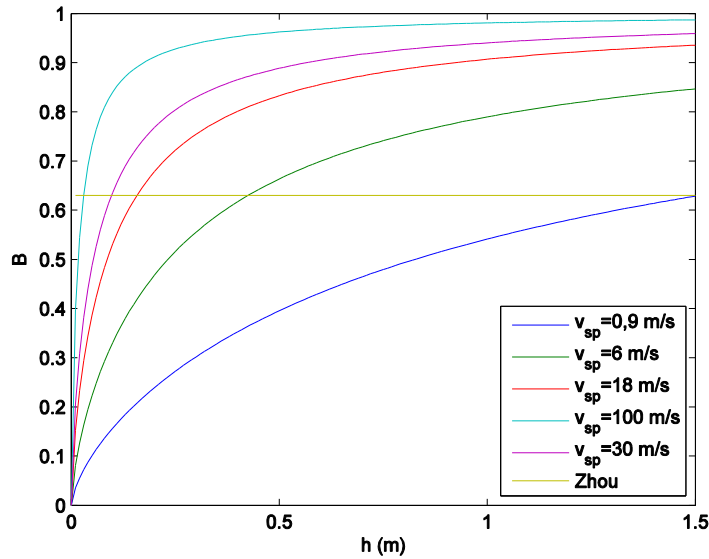
missä v_{spUL} on paljaan kalliopinnan heitenopeus. Sijoittamalla yhtälön antama PPV kaavaan (2-10), saadaan ruiskubetonipäällystetyn kallion skaalatuksi etäisyydeksi

$$SD_L = \left(\frac{f_k H}{PPV} \right)^{1/n} = B \cdot SD_{UL}, \quad (5-3)$$

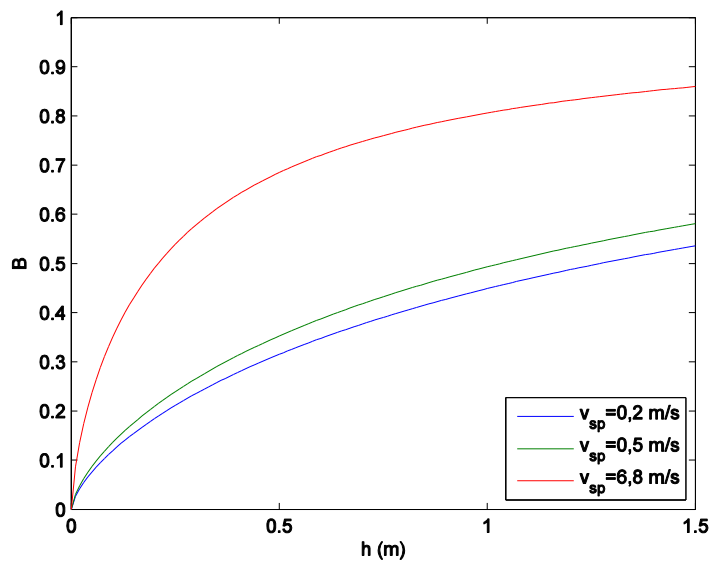
missä

$$B = \left(\frac{v_{sp} + \frac{f_{td}}{\rho_r C}}{v_{sp} + \frac{f_{td}}{\rho_r C} + \frac{p_{1d}}{h\rho_r}} \right)^{1/n} \quad (5-4)$$

on ruiskubetonoinnin käytöstä seuraava lisäkerroin. Kertoimen B arvoja eri heitenopeuksilla on verrattu kirjallisuuden esittämiin arvoihin kuvassa 5.25 käyttäen taulukon 2.11 mukaisia arvoja täydennettynä arvolla $p_{1d} = 8,0 \cdot 10^3 \text{ kgm}/(\text{sm}^2)$.



a)



b)

Kuva 5.25: Kerroin B kooltaan erikorkuisille heitteille ja eri heitenopeuksille.

Kuvan 5.25a heitenopeudet on valittu taulukon 2.10 vahinkoluokkia vastaaviksi täydennettynä suurimmalla koeräjäytyksissä raportoidulla (Zhou & Jenssen, 2009) heitenopeudella $v_{sp} = 30$ m/s sekä käyrällä ”Zhou”, joka viittaa kirjallisuudessa (Zhou & Jenssen, 2009) esitettyyn kertoimen arvoon $B = 0,5^{1/n}$ betonipäälystetyn kallion skaalattua etäisyyttä laskettaessa. Kuvan 5.25b heitenopeudet puolestaan on valittu vastaamaan taulukon 2.12 heitenopeuksia, jotka kohdassa 2.7.3 johdettiin vastaamaan eri organisaatioiden nykyisin käyttämiä vaatimuksia skaalatuille etäisyyksille. Taulukon 2.12 heitenopeuksista on jätetty esittämättä räjähdysen välittymisen estämiseksi suojarakenteen kanssa käytettävä heitenopeus, sillä ruiskubetonin ja mahdollisen muun suojaraken-

kenteen vaikutuksen tarkastelua ei katsota tarpeelliseksi. Ruiskubetoni saattaa olla valmiiksi huomioituna suojarakenteen omaavalle tapaukselle määritetyssä kertoimessa.

Kertoimen B arvo kasvaa kasvatettaessa tarkasteltavaa heitenopeutta tai heitteen kokoa korkeussuunnassa. Tästä syystä suuremman heitenopeuden kerrointa on turvallista soveltaa pienemmille heitenopeuksille, ja kooltaan suuren korkeuden omaavan heitteen kerroin kattaa myös kaikki pienemmät korkeudet. Kertoimen B määrittämisessä käytetty mallinnuksella tuotettu vakio p_{1d} saatiin tarkastelemalla heitenopeusalueita 0-20 m/s, ja kooltaan 200-600 mm korkeita heitteitä, joten kertoimen B oletetaan toimivan parhaiten kyseisten alueiden läheisyydessä. Mallinnuksen antamaa arvoa p_{1d} pyöristettiin alaspäin kerrointa B laskettaessa, mikä johtaa konservatiiviseen B :n arvoon.

Taulukossa 5.5 esitetään vaadittava skaalattu etäisyys betonipäällystetyn kalliopinnan tapauksessa eri paljaan kallion skaalatuille etäisyyksille kuvassa 5.25 käsitellyillä heitenopeuksilla. Esitettäväksi heitteen kooksi korkeussuunnassa on valittu 0,5 m kirjallisuuden (Ansell, 2004a) pohjalta. Vahingoittuneen kallion Kiirunavaaran kaivoksessa raportoidaan kyseisessä lähteessä tyypillisesti halkeilevan 0,2-0,6 metrin välein, ja lähteen (Ansell, 2004a) laskenta suoritetaan olettaen halkeamien välisiksi etäisyyksiksi 0,5 m.

Taulukko 5.5: Skaalattu etäisyys päällystetylle kalliolle eri paljaan kallion skaalatuilla etäisyyksillä, kun syntyvän heitteen kooksi korkeussuunnassa oletetaan 0,5 m.

SD_{UL}	v_{sp} (m/s)							
	0,2	0,5	0,9	6	6,8	18	30	100
0,1	0,03	0,04	0,04	0,07	0,07	0,08	0,09	0,10
0,2	0,06	0,07	0,08	0,13	0,14	0,17	0,18	0,19
0,3	0,09	0,11	0,12	0,20	0,21	0,25	0,27	0,29
0,4	0,13	0,14	0,16	0,27	0,27	0,33	0,36	0,38
0,5	0,16	0,18	0,20	0,33	0,34	0,42	0,44	0,48
0,6	0,19	0,21	0,24	0,40	0,41	0,50	0,53	0,58
0,8	0,25	0,28	0,32	0,53	0,55	0,67	0,71	0,77
1,0	0,32	0,35	0,40	0,66	0,68	0,83	0,89	0,96
1,2	0,38	0,42	0,47	0,80	0,82	1,00	1,07	1,15
1,5	0,47	0,53	0,59	1,00	1,03	1,25	1,33	1,44
2,0	0,63	0,70	0,79	1,33	1,37	1,67	1,78	1,92

Taulukon arvojen laskemiseksi on kuvan 5.25 tapaan käytetty taulukon 2.11 mukaisia arvoja täydennettynä arvolla $p_{1d} = 8,0 \cdot 10^3 \text{ kgm}/(\text{sm}^2)$, sekä yhtälöitä (5-3) ja (5-4).

5.3.2 Varastointitiheyden huomiointi

Huomioiden yhtälöt (2-11) ja (2-12), pätee yhtälön (2-23) mukaan paljaan kalliopinnan tapauksessa varastointitiheydelle

$$w_{UL} = \frac{\left(v_{sp} + \frac{f_{td}}{\rho_r C}\right)^{3/n} \rho_e SD_{UL}^3}{(2H)^{3/n}}. \quad (5-5)$$

Yhtälön varastointitiheyden korostetaan liittyvän paljaan kalliopinnan tapauksen käsitteilyyn, ja betonoinnilla vaadittavaan skaalattuun etäisyyteen saatavan hyödyn oletetaan vaikuttavan kammioiden mittojen tai kammiovälin sijaan varastoitavaan räjähdysainemassaan ja siten varastointitiheyteen.

Taulukossa 5.6 käsitellään taulukkoa 5.5 vastaavat heitenopeudet ja paljaan kallion skaalatut etäisyydet. Päälystetyn kalliopinnan skaalatun etäisyyden sijaan taulukko kertoo tapaukseen liittyvän yhtälön (5-5) mukaisen varastointitiheyden. Taulukon arvot on laskettu taulukossa 2.11 esitettyjä kallion ominaisuuksia ja TNT-tiheyksiä käyttäen.

Taulukko 5.6: Eri heitenopeuksien edellyttämät varastointitiheydet (kg/m^3) tarkasteltavaa paljaan kallion skaalattua etäisyyttä muutettaessa.

SD_{UL}	v_{sp} (m/s)							
	0,2	0,5	0,9	6	6,8	18	30	100
0,1	0	0	0	1	1	7	20	207
0,2	0	0	1	8	10	59	157	$1,7 \cdot 10^3$
0,3	1	1	2	28	34	199	529	$5,6 \cdot 10^3$
0,4	2	3	5	65	81	472	$1,3 \cdot 10^3$	$1,3 \cdot 10^4$
0,5	4	6	10	127	158	923	$2,4 \cdot 10^3$	$2,5 \cdot 10^4$
0,6	7	11	17	220	273	$1,6 \cdot 10^3$	$4,2 \cdot 10^3$	$4,5 \cdot 10^4$
0,8	17	26	41	522	646	$3,8 \cdot 10^3$	$1,0 \cdot 10^4$	$1,1 \cdot 10^5$
1,0	34	52	81	$1,0 \cdot 10^3$	$1,3 \cdot 10^3$	$7,4 \cdot 10^3$	$2,0 \cdot 10^4$	$2,1 \cdot 10^5$
1,2	59	89	140	$1,8 \cdot 10^3$	$2,2 \cdot 10^3$	$1,3 \cdot 10^4$	$3,4 \cdot 10^4$	$3,6 \cdot 10^5$
1,5	115	174	273	$3,4 \cdot 10^3$	$4,3 \cdot 10^3$	$2,5 \cdot 10^4$	$6,6 \cdot 10^4$	$7,0 \cdot 10^5$
2,0	273	413	646	$8,2 \cdot 10^3$	$1,0 \cdot 10^4$	$5,9 \cdot 10^4$	$1,6 \cdot 10^5$	$1,7 \cdot 10^6$

TNT:n tiheytenä on työssä käytetty arvoa $1630 \text{ kg}/\text{m}^3$, joka siten on yläraja varastointitiheydelle TNT:n tapauksessa. (Locking, 2011) listaa useiden räjähdysaineiden TNT-ekvivalentteja massoja ja tiheyksiä. Tiheyksien ja TNT-ekvivalenttien massojen perusteella yksikään raportin tarkastelemista räjähdysaineista ei mahdollistaisi kaksinkertaista TNT-ekvivalenttia varastointitiheyttä. Räjähdysaineet, joilla varastointitiheys voisi edes teoriassa ylittää arvon $3000 \text{ kg}/\text{m}^3$, ovat siis harvassa. Käytännössä varastointitiheydet mahtuvat oletettavasti taulukon 2.1 käsittelyn rajoihin, eli ovat suuruudeltaan korkeintaan $270 \text{ kg}/\text{m}^3$.

Taulukko 5.6 osoittaa suurten heitenopeuksien olevan mahdollisia vain verrattain pienillä skaalatuilla etäisyyksillä, tai perinteisillä räjähdysaineilla ulottumattomissa olevilla varastointitiheyksillä. Tarkasteltavat skaalatut etäisyydet on tästä syystä mielekäästä valita kulloinkin kiinnostuksen kohteena olevan heitenopeuden mukaan. Mielenkiintoisiksi nousevat ensisijaisesti heitenopeudet, joilla varastointitiheydet pysyvät mahdollisuuk-

sien rajoissa turvamääräyksissä esiintyvällä skaalattujen etäisyyksien alueella, eli arvoilla $SD_{UL} \geq 0,3$.

Päällystetyn kallion skaalattuja etäisyyksiä on esitetty eri heitekorkeuksille ja -nopeuksille liitteessä A. Liitteessä käsiteltävät paljaan kalliopinnan skaalatut etäisyydet on valittu tapauskohtaisesti kaavan (5-5) antama varastointitiheys huomioiden, ja liitteen taulukot on laskettu yhtälöiden (5-3) ja (5-4) mukaisesti käyttäen taulukon 2.11 arvoja täydennettynä arvolla $p_{1d} = 8,0 \cdot 10^3 \text{kgm}/(\text{sm}^2)$.

6. TULOSTEN TARKASTELO

Työssä saavutetut tulokset pelkistyvät käytännössä päällystetyn kalliopinnan skaalatun etäisyyden määrittämiseksi käytettävään lisäkertoimeen B ja ruiskubetonin heitteeltä viemään liikemäärään p_{1d} . Seuraavassa tuodaan esille huomioita liittyen saatujen tulosten käyttöön ja käyttökelpoisuuteen eri tilanteissa. Lisäksi pohditaan mahdollisuuksia tarkentaa tai täydentää saatuja tuloksia.

6.1 Tulosten soveltaminen

Työn tavoitteena oli selvittää ruiskubetonoinnin suojavaikutus paljaaseen kalliopintaan verrattuna. Kyseinen vaikutus on mielekästä ilmaista muutoksena vaadittavassa skaalatussa etäisyydessä ruiskubetonoidun kalliopinnan tapauksessa verrattuna paljaan kalliopinnan edellyttämään skaalattuun etäisyyteen. Kohdassa 5.3 laskettu päällystetyn kallion skaalattu etäisyys ei kuitenkaan ole työn tärkein tulos, vaan oleellisin tulos on kohdan 5.2.3 vakion p_{1d} määrittäminen.

Vakion p_{1d} määrittämisen jälkeen lasketut päällystetyn kallion skaalatut etäisyydet ovat vain yksi esimerkki vakion käyttömahdollisuuksista. Kyseinen esimerkki perustuu yhteen kirjallisuudessa esitettyyn, yhtälön (5-3) mukaiseen, tapaan määrittää skaalattu etäisyys, kun heitenopeus kytketään suurimpaan hiukkasnopeuteen yhtälön (5-2) mukaisesti ja heitenopeuden vaikutus vastaanottavan kammion kärsimiin vahinkoihin oletetaan joko taulukkoa 2.10 tai 2.12 noudattelevaksi. Vakiota p_{1d} voitaisiin mahdollisesti soveltaa ruiskubetonin vaikutuksen tarkasteluun muitakin tarkastelutapoja käyttäen.

Heitteen koosta ja heitenopeudesta riippumatta ruiskubetonoinnin vaikutus on skaalattua etäisyyttä pienentävä. Ruiskubetonoinnista havaitaan kuvan 5.25 mukaan olevan merkittävästi hyötyä pienten heitteiden nopeuksien vaimentamisessa heitenopeuksien ollessa jo lähtökohtaisesti pieniä. Toisaalta käsiteltäessä suuren nopeuden saaneita isokokoisia heitteitä, ei ruiskubetonoinnilla ole skaalattuun etäisyyteen merkittävää vaikutusta. Havainto on intuitiivisesti ajateltuna järkevä, ja selittyy yhtälön (5-1) muodolla: Ruiskubetonoinnin kuluttama liikemäärä on vakio, minkä vuoksi kooltaan suuri heite menettää betonoinnin johdosta pientä heitettä vähemmän nopeutta. Toisaalta nopeuden alenema ei riipu kappaleen alkuperäisestä nopeudesta, eli suuret nopeudet laskevat suhteessa pieniä nopeuksia vähemmän.

Kuvasta 5.25a nähdään työssä saadun kertoimen B poikkeavan valtaosassa tapauksista merkittävästi kirjallisuudessa (Zhou & Jensen, 2009) esitetystä kertoimesta. Kirjallisuuden kerroin on määritetty koeräjäytyksistä saatujen tulosten perusteella. Kyseisissä

koesarjoissa ruiskubetonoitu kalliopinta oli lisäksi pultituksella vahvistettu (Dowding, 1984), eli kyseessä ei ole vain ruiskubetonista juontuva suojavaikutus. Viitatus koeräjäytykset on suoritettu 1950-luvulta lähtien ja niiden raportointi työssä tarkasteltujen lähteiden osalta oli vähäistä.

Varastointitiheys ei suoraan vaikuta ruiskubetonoinnin merkitykseen vahinkojen vähentämiseksi. Nykyisin vaaditut suojaetäisyydet huomioivat varastointitiheyden vain karkeasti, mikä mahdollistaa suojaetäisyyksien tarkentamisen paljaan kalliopinnan tapauksessa eri varastointitiheyksiä tarkasteltaessa. Paljaan kallion suojaetäisyyksien muutos puolestaan vaikuttaa vaadittaviin ruiskubetonipäällystetyn kallion suojaetäisyyksiin. Työn tapa huomioida varastointitiheys yhtälön (2-10) kautta on yksi mahdollinen keino varastointitiheyden huomioinnille, eikä välttämättä ainoa mahdollinen.

6.2 Tulosten tarkkuus

Vaadittavista suojaetäisyyksistä puhuttaessa on oleellista huolehtia kaikkien epätarkasti määritettävissä olevien suureiden arvioinnista turvalliseen suuntaan. Kerrointa p_{1d} määritettäessä on pyritty näin toimimaan oleellisissa kohdissa säilyttäen samalla mahdollisimman laaja-alainen sovellettavuus saaduille tuloksille.

Taulukossa 4.3 esitetyt mallinuksessa betonille käytetyt ominaisuudet eivät liity poikkeuksellisen hyvälaatuisen betonointiin, joten ne voidaan olettaa saavutettavan useimmissa sovelluskohteissa. Betonoinnin asennustekniikkaan ei oteta kantaa. Kuvasta 4.4 nähdään mallinuksen käyttämän betonin dynaamisen kasvukertoimen olevan vedossa useimpia kokeellisia kasvukertoimia pienempi vastaanottavan kammion kannalta vaarallisella venymänopeusalueella liikuttaessa. Puristuksessa, kuva 4.3, käytetty kasvukerros on monia muita raportoituja suurempi, mutta murtuminen vedon johdosta on puristuksen aiheuttamaa murtumaa todennäköisempää. Lisäksi kuvien 3.2 ja 3.4 perusteella pienempi betonin lujuus johtaa suurempaan dynaamiseen kasvukertoimeen. Mallin betonin voidaan siis lujuusominaisuuksiltaan olettaa olevan korkeintaan todellisuuden veroista. Luvussa 3 dynaamisen kasvukertoimen määrittämiseksi tehdyissä kokeissa huomattiin keskenään suuria eroavaisuuksia. Kyseessä on siis työn osa, jonka kohdalla tulosten tarkentamiseen on mahdollisesti huomattavan paljon varaa. Toisaalta käytetyt arvot on valittu turvalliselta puolelta.

Kohdassa 5.1.1 nähdään mallin kykenevän suhteellisen tarkkaan räjähdyspaineen ennustamiseen, mutta toisaalta kohdan 5.1.2 perusteella hiukkasnopeuksien esitystarkkuudessa on toivottavaa. Tärähdysaallon etenemisen tarkka mallinnus ei siis ainakaan hiukkasnopeuksien osalta onnistu, mutta tulosten kannalta oleellisia ovat irtokappaleiden saamien nopeuksien erotukset. Näihin erotuksiin vaikuttavat ensisijaisesti ruiskubetonin ominaisuudet, kun taas hiukkasnopeudet aallon kalliossa edetessä määräytyvät graniitin mallista. Irtokappaleiden nopeuksien erotusten tarkastelu vähentää myös mallissa esiin-

tyneistä kallion kokemista siirtymistä aiheutuvaa mahdollista virhettä, sillä siirtymä esiintyy sekä paljaan että betonipäällystetyn kalliopinnan tapauksessa.

Valitettavasti betonipäällystettyjen kammioiden aiempia mallinnustuloksia ei ollut saatavilla, joten betonin RHT-mallin tarkkuuden osalta on nojattava mallin antamien tuloksien tarkkuuteen muissa yhteyksissä, esimerkiksi (Borrvall & Riedel, 2011; Hansson, 2011; Gang;Xibing;& Kejin, 2012), joissa testataan muun muassa erilaisia törmäyksiä betoniin. Kukin kyseisistä lähteistä löytää kehitettävää RHT-mallista, mutta mallin todetaan yleisesti tuottavan oikeansuuntaisia tuloksia. Lähteistä käy ilmi RHT-mallin olevan yleisesti käytetty eri ohjelmistoissa, mikä viittaa osaltaan mallin toimivuuteen. Betonin mallinnuksen todenmukaisuudelle ei löydy suoraa vertailukohtaa, mutta RHT-mallin toiminta törmäysmalleissa puoltaa valintaa.

Mallin kaksikulotteisuus jättää kolmannen ulottuvuuden, tässä tapauksessa kammion pituussuunnan, vaikutuksen tuloksiin auki. Ulottuvuuksien vähentämisen tarkastelun on todettu mahdollisesti johtavan ainakin joissain tapauksissa konservatiivisiin tuloksiin materiaalin tukiessa ympäristöään kolmessa ulottuvuudessa muita tapauksia paremmin (Zhou & Jenssen, 2009). Mallinnuksesta saatu vakio p_{1d} on pyöristetty alaspäin vakion B määrittystä varten, mikä osaltaan auttaa kolmannen ulottuvuuden tuomaan epävarmuuteen.

Kertoimen B laskenta olettaa heitteiden olevan lähtötilanteessa kiinni ympäristössään yksinkertaistetun yhtälön (5-2) mukaisesti. Osa heitteen saamasta liike-energiasta tai -määrästä kuluu täten heitteen irrottamiseen ympäröivästä kalliosta. Vakiota p_{1d} mallinnuksella määritettäessä puolestaan päädyttiin käyttämään täysin irtonaisia graniittikapaleita heitteiden kuvaamiseen. Todellisuudessa heitteet eivät usein ole valmiiksi täysin irtonaisia, vaan kallio murtuisi räjähdysten vaikutuksesta valmiiksi ympäristöä heikommista kohdista. Tällöin työn mallia vastaavien heitenopeuksien synnyttäminen vaatisi mallissa esiintyvän suurempia hiukkasnopeuksia, jotka johtaisivat suurempiin venymänopeuksiin ja dynaamisen kasvukertoimen kautta suurempiin betonin lujuuksiin. Betonin kuluttaman liikemäärän ei lähtötilanteessa ympäristössään kiinni olevien heitteiden kohdalla pitäisi siis ainakaan irtonaisiin heitteisiin nähden vähentyä, kun pidetään mielessä, että oleellista on heitenopeuserotusten tarkastelu paljaan ja betonipinnoitetun tapauksen välillä.

6.3 Jatkotutkimus

Mahdollisten jatkotutkimusten tarkastelun kohdalla keskitytään muun työn tavoin räjähdysten johdosta vastaanottavassa kammiossa syntyviin heitteisiin jättäen muut räjähdysten välittymisen muodot huomiotta. Myös mahdollinen koetoiminta jätetään huomiotta, ja keskitytään mahdollisuuksiin tarkentaa mallinnuksella saatavia tuloksia. Materiaalien kuvaamiseen käytettävien mallien, mukaan lukien dynaaminen kasvuker-

roin, kehittäminen ja tarkentaminen johtaisivat epäilemättä tarkempiin tuloksiin. Tulosten tarkentaminen muilla keinoilla oletetaan kuitenkin ensisijaiseksi tavoitteeksi.

Kolmiulotteinen mallinnus olisi ilmeinen kehitysmahdollisuus. Kolmannen ulottuvuuden tuominen malliin vaatisi huomattavasti lisää laskenta-aikaa. Toisaalta kolmas ulottuvuus mahdollistaisi myös uusia tarkastelun kohteita, kuten kammion leveyden ja pituuden suhteen muuttamisen vaikutusten tarkastelun, mihin liittyen tuloksia on ennestään vertailukohdaksi olemassa (Wu;Lu;& Hao, 2004; Zhou, 2011). Erityisesti kolmas ulottuvuus tarkentaisi tai vahvistaisi tuloksia irtokappaleiden liiketilan määrittämiseen liittyen.

Kallion mallinnuksessa on suoritettuna mallinnuksen perusteella huomattavasti kehittämisen varaa. Kolmas ulottuvuus voisi auttaa osaltaan tässäkin tapauksessa, mutta kallion epähomogeenisuuden mallinnus Autodynillä olisi ulottuvuuksista riippumatta haasteellista. Tämä johtaisi mahdollisesti epätarkkuuteen tärähdyksien vaimenemisen kuvaamisessa. Kirjallisuudessa kallion epäjatkuvuuksien aiheuttamia ongelmia on pyritty välttämään DEM-menetelmään (Discrete Element Method) pohjautuvalla UDEC-nimisellä (Universal Distinct Element Code) ohjelmistolla (Deng, ym., 2015). Kyseistä ohjelmistoa Autodynin rinnalla kallion epäjatkuvuuksien huomiointiin käyttäen on kahdessa ulottuvuudessa saatu tarkempia tuloksia pelkkään Autodyn-mallinnukseen nähden (Deng, ym., 2015).

Lisätietoa voisi hankkia useilla mallin osien muotoon ja sijaintiin liittyvillä muutoksilla. Erityisesti irtokappaleiden ja vastaanottavan kammion seinän muotoja voisi muuntaa. Siirtyminen irtokappaleista ympäröivässä materiaalissa kiinni oleviin kappaleisiin toisi lisätietoa, mutta edellyttäisi mahdollisesti useita mallinnuskertoja oikeiden materiaaliparametrien löytämiseksi. Toisaalta osa esimerkiksi irtokappaleisiin liittyvistä muutoksista johtaisi erityistapausten käsittelyyn, jolloin tulosten soveltaminen yleisempiin tapauksiin kärsisi. Tarkkojen ja samalla laajasti yleistettävissä olevien tulosten saavuttaminen osoittautuisi oletettavasti tutkimusmenetelmästä riippumatta haasteelliseksi.

7. YHTEENVETO

Kallioluolan seinälle asennettavan ruiskubetonoinnin vaikutuksesta maanalaisen räjähdysainevaraston yhteydessä vaadittaviin suojaetäisyyksiin ei ennestään löydy ainakaan julkista ja helposti saatavilla olevaa tietoa. Nykyisin maailmalla käytetyt turvamääräykset tuntevat skaalattua etäisyyttä määrittellessään vain paljaan kalliopinnan tapauksen sekä erikseen määrittelemättömän suojarakenteen tapauksen.

Aiemmin suoritettu koeräjäytystoiminta keskittyy pitkälti paljaan kalliopinnan kammioiden testaukseen. Mittavia koeräjäytyssarjoja on toimeenpantu ainakin Ruotsissa viimeisen 20 vuoden aikana. Yksittäisessä koeräjäytyksessä käytetyt räjähdysainemassat ovat tyypillisesti suuruusluokaltaan korkeimmillaan 10 tonnia, ja useat koeräjäytyksistä ovat huomattavasti pienempiä räjähdysainemassojen ollessa kilogrammoja tonniin sijaista. Ruiskubetonointia tarkastelevien koeräjäytysten raportointi on joko vajavaista tai keskittyy kaupallisiin rakennusprojekteihin, joihin liittyvät räjähdysten vaikutukset ovat huomattavasti räjähdysainevarasto-onnettomuuksia pienempiä. Vastaanottavan kammioiden räjähdysten johdosta kokemille vahingoille ei ole olemassa yhtä johdonmukaista määrällistä mittaria. Työssä laadulliset vahingot kytketään räjähdysten aiheuttamiin hiukkas- ja heitenopeuksiin, mikä kirjallisuudessa esitetään yhtenä vaihtoehtona syntyvien vahinkojen tarkasteluun.

Sekä ruiskubetoni että kammioita ympäröivä kallio lujittuvat hauraina aineina hetkellisesti huomattavissa määrin räjähdystapahtuman aikaansaaman dynaamisen rasituksen alaisina. Lujittumisen tarkka kuvaaminen on haasteellista, eikä tarkkaa yksiselitteistä mallia kyseisen ilmiön vaikutuksille yleisessä tapauksessa ole saatavilla.

Materiaalien käyttäytymisen määrittelyn haastavuuden ja yksinään riittämättömän kokeellisen raportointiaineiston johdosta ruiskubetonin vaikutusta vaadittaviin suojaetäisyyksiin päädyttiin tarkastelemaan tietokonemallinnuksen avulla. Mallinnus suoritettiin Autodyn nimisellä ohjelmistolla kaksiulotteista tapausta tarkastellen. Työtä varten luodun mallin tarkkuutta testattiin vertaamalla mallin antamia tuloksia raportoituihin koeräjäytystuloksiin ja kirjallisuudessa esitetyn tietokonemallinnuksen tuloksiin. Vertailumallinnuksen tulokset olivat samankaltaisia kirjallisuuden tietokonemallinnuksella saatujen tulosten kanssa, mutta molemmat mallit ennustivat räjähdysten kallioon aiheuttamat suurimmat hiukkasnopeudet koeräjäytyksien aikana mitattuja hiukkasnopeuksia suuremmiksi.

Asennustekniikasta riippumatta oleellista mallinnuksen kannalta oli betonoinnin staattinen puristuslujuus, jonka mallinnuksessa määriteltiin olevan 35 MPa. Ruiskubetonoin-

nin vaikutus vastaanottavan kammion kärsimiin vahinkoihin selvitettiin luomalla kullekin tarkastellulle varastointitiheydelle ja vastaanottavan kammion seinän pinnanmuodolle kaksi mallia, joista ensimmäisessä tarkasteltiin ruiskubetonipäällystetyn ja toisessa paljaan kalliopinnan tapausta. Näiden kahden mallityypin antamien heitenopeuksien erotusten perusteella määriteltiin ruiskubetonoinnin hidastava vaikutus räjähdysten synnyttämiin heitenopeuksiin. Kuten aiemmin todettiin, liitettiin heitenopeus työssä räjähdysten synnyttämien vahinkojen laadun tarkasteluun. Täten tieto ruiskubetonoinnin vaikutuksesta syntyviin heitenopeuksiin johti mahdollisuuteen määritellä ruiskubetonoinnin vaikutus vastaanottavan kammion kärsimiin vahinkoihin.

Mallinnuksen perusteella ruiskubetonoinnin vaikutus vaadittaviin suojaetäisyyksiin riippuu syntyvän heitteen koosta korkeussuunnassa ja tarkasteltavasta heitenopeudesta, eli vastaanottavalle kammiolle sallittavien vahinkojen luonteesta. Ruiskubetoni auttaa merkittävästi tarkasteltaessa pieniä heitenopeuksia ja korkeussuunnassa kooltaan pieniä heitteitä. Näissä tapauksissa ruiskubetonointi voi pienentää vaadittavia skaalattuja etäisyyksiä useita kymmeniä prosentteja. Toisaalta korkeussuunnassa suuria heitteitä suurilla heitenopeuksilla tarkasteltaessa ei ruiskubetonoinnista saada merkittävää suojavaikutusta. Tässä tapauksessa vaadittavien skaalattujen etäisyyksien pieneneminen ruiskubetonoinnin johdosta voi liikkua alle kymmenen prosentin suuruusluokassa. Tapauksesta riippumatta ruiskubetonoinnin havaittiin pienentävän vaadittavia skaalattuja etäisyyksiä, ei kasvattavan niitä.

Räjähteiden varastointiin liittyvät turvallisuusmääräykset ovat tyypillisesti luoteeltaan konservatiivisia, ja tähän pyrittiin myös ruiskubetonoinnin suojavaikutusta määriteltäessä. Työssä saatuja tuloksia olisi mahdollista tarkentaa hauraan aineen dynaamisten ominaisuuksien tarkemman määrittelyn avulla. Luotua tietokonemallia voisi edelleen kehittää antamaan tarkempia tuloksia tai tarkastelemaan moninlaisempia tapauksia. Saatujen tulosten tarkkuus mielessä pitäen on kallion pintaan asennetulla ruiskubetonoinnilla suojaava vaikutus ehkäistäessä räjähdysten välittymistä heitteiden muodossa vierekkäisten yksikköhallien välillä. Ruiskubetonoinnin vaikutuksen suuruus vaadittavaan skaalattuun etäisyyteen riippuu tavoitellun suojauksen tasosta ja oletetusta heitekoosta.

8. LÄHTEET

- AASTP-1. (2010). Manual of NATO Safety Principles for the Storage of Military Ammunition and Explosives, Edition 1.
- Ahmed, L. (2012). Models for analysis of shotcrete on rock exposed to blasting. *Licenciate Thesis*. Stockholm.
- Ahmed, L.;& Ansell, A. (2010). A comparison of models for shotcrete in dynamically loaded rock tunnels. Teoksessa S. Bernard, *Shotcrete: Elements of a System* (ss. 1-10). CRC Press.
- Ahmed, L.;& Ansell, A. (2012). Structural dynamic and stress wave models for the analysis of shotcrete on rock exposed to blasting. *Engineering Structures* 35, 11-17.
- Ansell, A. (2004a). A finite element model for dynamic analysis of shotcrete on rock subjected to blast induced vibrations. *Shotcrete: More Engineering Developments* (ss. 15-25). Cairns: Taylor & Francis Group.
- Ansell, A. (2004b). In situ testing of young shotcrete subjected to vibrations from blasting. *Tunnelling and Underground Space Technology* 19, 587-596.
- ANSYS. (2015). Autodyn 16.2. *Ohjelmiston sisäinen käyttöopas*. Vaatii ohjelmiston lisenssin.
- Ashton Acton, Q. (2013). *Issues in Land and Water Engineering: 2013 Edition*. ScholarlyEditions.
- Balendran, R. V.;Zhou, F. P.;Nadeem, A.;& Leung, A. Y. (2002). Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete. *Building and Environment* 37, 1361-1367.
- Banadaki, M. M. (2010). Stress-wave induced Fracture in Rock due to Explosive Action. *Doctoral Thesis*. University of Toronto.
- Benson, D. J. (1992). Computational methods in Lagrangian and Eulerian hydrocodes. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 99(2), 235-394.
- Borrvall, T.;& Riedel, W. (2011). The RHT concrete model in LS-DYNA. *8th European LS-DYNA Users Conference*. Strasbourg.

- Bryne, L. E.;Ansell, A.;& Holmgren, J. (2013). Laboratory testing of early age bond strength between concrete for shotcrete use and rock. *Nordic Concrete Research, Vol. 47*, 81-100.
- Bulson, P. S. (1997). *Explosive Loading of Engineering Structures*. London: CRC Press.
- Cho, S. H.;Noshi, M.;Yamamoto, M.;& Kaneko, K. (2003). Fragment Size Distribution in Blasting. *Material Transactions, Vol 44*, 951-956.
- Cieřlik, J. (2013). Damage and plasticity rate dependence of Luna limestone in uniaxial compression. Teoksessa M. Kwasniewski;& D. Lydzba, *Rock Mechanics for Resources, Energy and Environment* (ss. 233-237). CRC Press.
- David, M. (2010). A Study of the Dynamics of Shotcrete Formwork. *Master's thesis*. Massachusetts Institute of Technology.
- Deng, X. F.;Chen, S. G.;Zhu, J. B.;Zhou, Y. X.;Zhao, Z. Y.;& Zhao, J. (2015). UDEC-AUTODYN Hybrid Modeling of a Large-Scale Underground Explosion Test. *Rock Mechanics and Rock Engineering 48*, 737-747.
- Dowding, C. H. (1984). Estimating Earthquake Damage from Explosion Testing of Full-Scale Tunnels. *Adv. Tunnel Technol. & Subsurface Use. Vol 4 No. 3*, 113-117.
- Earth Institute. (2015). *Earthquakes and structures*. Haettu 24. Syyskuuta 2015 osoitteesta http://www.earth-auroville.com/earthquakes_and_structures_en.php
- Fleetwood, K. G.;Villaescusa, E.;& Li, J. (2009). Limitations of using PPV damage models to predict rock mass damage. *International Society of Explosives Engineers*.
- Forquin, P.;Gary, G.;& Gatuingt, F. (2008). A testing technique for concrete under confinement at high rates of strain. *International Journal of Impact Engineering 35*, 425-446.
- Gang, L.;Xibing, L.;& Kejin, W. (2012). A numerical study on the damage of projectile impact on concrete targets. *Computers and Concrete, Vol. 9, No. 1*, 21-33.
- Grasselli, G. (2001). Shear strength of rock joints based on quantified surface description. *Doctoral Thesis*. Lausanne: Swiss Federal Institute of Technology.
- Grujicic, M.;Pandurangan, B.;Mocko, G. M.;Hung, S. T.;Cheeseman, B. A.;Roy, W. N.;& Skaggs, R. R. (2008). A combined multi-material euler/lagrange computational analysis of blast loading resulting from detonation of buried landmines. *Multidiscipline Modeling in Mat. and Str. 4*.

- Hansson, H. (2011). Warhead penetration in concrete protective structures. *Licentiate Thesis*. Stockholm, Sweden: KTH Architecture and the Built Environment.
- Hao, H.; Hao, Y.; & Li, Z. X. (2012). Numerical quantification of factors influencing high-speed impact tests on concrete material. Teoksessa Z. X. Li, *Advances in Protective Structures Research* (ss. 97-130). London: Francis Group.
- Hao, Y. F.; Zhang, X. H.; & Hao, H. (2011). Numerical Analysis of Concrete Material Properties at high Strain Rate under Direct Tension. *Procedia Engineering 14*, 336-343.
- Hao, Y.; Hao, H.; & Li, Z. X. (2013). Influence of end friction confinement on impact tests of concrete material at high strain rate. *International Journal of Impact Engineering 60*, 82-106.
- Hendron JR, A. J. (1977). Engineering of Rock Blasting on Civil Projects. *Structural and geotechnical mechanics* (ss. 242-277). Illinois: Prentice-Hall.
- Hiermaier, S. J. (2008). *Structures under Crash and Impact -Continuum Mechanics, Discretization and Experimental Characterization*. Springer.
- Hoek, E. (2006). Rock Mass Classification. Teoksessa E. Hoek, *Practical Rock Engineering*.
- Hoek, E.; & Martin, C. D. (2014). Fracture initiation and propagation in intact rock - A review. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1-14.
- Hogan, J. D.; Rogers, R. J.; Spray, J. G.; & Boonsue, S. (2012). Dynamic fragmentation of granite for impact energies of 6–28 J. *Engineering Fracture Mechanics 79*, 103-125.
- Holmgren, J. (1979). *Punch-loaded shotcrete linings on hard rock*. Stockholm: Fortifikationsförvaltningen, Forskningsbyrå, raport nr 121:6.
- Hosseini, M.; & Baghikhani, M. S. (2013). Analysing the Ground Vibration Due to Blasting at AlvandQoly Limestone Mine. *International Journal of Mining Engineering and Mineral Processing 2(2)*, 17-23.
- Housen, K. R. (2009). Dynamic strength measurements on granite and basalt. *40th Lunar and Planetary Science Conference*. Seattle.
- James, H. R. (2007). Shock initiation thresholds for insensitive high explosives. *Shock Compression of Condensed Matter*. Waikoloa: American Institute of Physics.
- Jiang, N.; & Zhou, C. (2012). Blasting vibration safety criterion for a tunnel liner structure. *Tunnelling and Underground Space Technology 32*, 52-57.

- Joachim, C. E. (1992). Camp Stanley underground magazine validation test. *Minutes of the 25th DoD Explosives Safety Seminar, volume II*, (ss. 227-255). Anaheim.
- Joachim, C. E.;& Smith, D. R. (1988). WES Underground Magazine Model Test. *Minutes of the 23rd DoD Explosives Safety Seminar*, (ss. 1779-1814). Atlanta.
- Kassab, M. A.;& Weller, A. (2015). Study on P-wave and S-wave velocity in dry and wet sandstones of Tushka region, Egypt. *Egyptian Journal of Petroleum, Volume 24(1)*, 1-11.
- Leong, E. C.;Anand, S.;Cheong, H. K.;& Lim, C. H. (2007). Re-examination of peak stress and scaled distance due to ground shock. *International Journal of Impact Engineering 34*, 1487-1499.
- Li, D.;Ngai, L.;& Wong, Y. (2013). The Brazilian Disc Test for Rock Mechanics Applications: Review and New Insights. *Rock Mech Rock Eng 46*, 269-287.
- Li, H. B.;Zhao, J.;& Li, T. J. (1999). Triaxial compression tests on a granite at different strain rates and confining pressures. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36*, 1057-1063.
- Liu, L.;& Katsabanis, P. D. (1997). Development of a Continuum Damage Model for Blasting Analysis. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 34, No. 2*, ss. 217-231.
- Liu, M. B.;& Liu, G. R. (2010). Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH): an Overview and Recent Developments. *Archives of Computational Methods in Engineering 17*, 25-76.
- Locking, P. M. (2011). The Trouble with TNT Equivalence. *26th International Symposium on Ballistics, Paper 11770*. Miami.
- Lu, W.;Yang, J.;Chen, M.;& Zhou, C. (2011). An equivalent method for blasting vibration simulation. *Simulation Modelling Practice and Theory 19*, 2050-2062.
- Lu, Y.;& Xu , K. (2004). Modelling of dynamic behaviour of concrete materials under blast loading. *International Journal of Solids and Structures 41*, 131-143.
- Małgorzata, P. (2011). The influence of the strain rate on the strength of concrete taking into account the experimental techniques. *ACEE No. 3*.
- Malmgren, L.;& Nordlund, E. (2008a). A Numerical Study of the Shotcrete-Rock Interaction. *6th International Symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction* (ss. 79-90). Cape Town: SAIMM, SANIRE and ISRM.

- Malmgren, L.;& Nordlund, E. (2008b). Interaction of shotcrete with rock and rock bolts—A numerical study. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 45, 538-553.
- Malmgren, L.;Nordlund, E.;& Rolund, S. (2005). Adhesion strength and shrinkage of shotcrete. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, 33-48.
- Malvar, L.;& Crawford, J. (1998). Dynamic Increase Factors for Concrete. *Twenty-Eighth DDESB Seminar*. Orlando: Naval Facilities Engineering Service Center.
- Martino, J. B.;& Chandler, N. A. (2004). Excavation-induced damage studies at the Underground Research Laboratory. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 41, 1413-1426.
- McMahon, G. W. (1994). *Intermediate-Scale Underground Magazine Explosion Tests Decoupled Ground Motion Experiments*. Vicksburg: U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Menikoff, R. (2015). JWL Equation of State. Los Alamos National Laboratory.
- MichiganTech. (2007). *What Is Seismology and What Are Seismic Waves?* Haettu 24. Syyskuuta 2015 osoitteesta Michigan Technological University: <http://www.geo.mtu.edu/UPSeis/waves.html>
- Min, F.;Yao, Z.;& Jiang, T. (2014). Experimental and Numerical Study on Tensile Strength of Concrete under Different Strain Rates. *The Scientific Journal*.
- Ministry of Defence. (2013). *JSP 482: Ministry of Defence explosives regulations for the safe storage and processing of ordnance, munitions and explosives (OME). Chapter 10 section 6: Quantity distances and other explosives licensing criteria for underground storage*.
- Nariseti, C.;Mohanty, B.;& Keskiniva, M. (2012). Crack formation in rocks due to action of cemented carbide bits. *Proceedings of the 10th international symposium on rock fragmentation by blasting* (ss. 55-64). New Delhi: Taylor & Francis Group.
- Nateghi, R. (2012). Evaluation of blast induced ground vibration for minimizing negative effects on surrounding structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 43, 133-138.
- NDT Resource Center. (2014). *NDT Education Resources*. Haettu 22. Syyskuuta 2015 osoitteesta Materials and Processes: Tensile Properties: <https://www.nde-ed.org/EducationResources/CommunityCollege/Materials/Mechanical/Tensile.htm>

- Nilsson, C. (2009). Modelling of Dynamically Loaded Shotcrete. *Master's Thesis*. Stockholm: Royal Institute of Technology.
- Office of the Deputy Under Secretary of Defense. (2008). *DOD Ammunition and Explosives Safety Standards*.
- Persson, P.-A.;Holmberg, R.;& Lee, J. (1993). *Rock Blasting and Explosives Engineering*. CRC Press.
- Ramesh, K. T. (2008). High Strain Rate and Impact Experiments. Teoksessa J. Sharpe;& N. William, *Springer Handbook of Experimental Solid Mechanics* (s. Part D33). Springer.
- Riedel, W.;Kawai, N.;& Kondo, K.-i. (2009). Numerical assessment for impact strength measurements in concrete materials. *International Journal of Impact Engineering* 36, 283-293.
- Riisgaard, B.;Ngo, T.;Mendis, P.;Georgakis, C. T.;& Stang, H. (2007). Dynamic Increase Factors for High Performance Concrete in Compression using Split Hopkinson Pressure Bar. *Proceedings of the 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Volume 3* (ss. 1467-1471). Catania: Taylor & Francis.
- Royal Society of Chemistry. (2015). *Chemistry in its element - TNT*. Haettu 29. Syyskuuta 2015 osoitteesta <http://www.rsc.org/chemistryworld/podcast/CIIEcompounds/transcripts/TNT.asp>
- Saiang, D.;& Nordlund, E. (2006). A parameter study of the damaged rock zone around shallow tunnels in brittle rock mass. *Rock Mechanics in Underground Construction : Proceedings of the ISRM International Symposium 2006 and the 4th Asian Rock Mechanics Symposium*. Singapore: World Scientific.
- Saiang, D.;Malmgren, L.;& Nordlund, E. (2005). Laboratory Tests on Shotcrete-Rock Joints in Direct Shear, Tension and Compression. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 38(4), 275-297.
- Saksala, T.;Hokka, M.;Kuokkala, V.-T.;& Mäkinen, J. (2013). Numerical modeling and experimentation of dynamic Brazilian disc test on Kuru granite. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 59, 128-138.
- Seymour, B.;Martin, L.;Clark, C.;Stepan, M.;Jacksha, R.;Pakalnis, R.;. . . Caceres, C. (2010). a Practical Method of Measuring Shotcrete Adhesion Strength. *2010 SME Annual Meeting and Exhibit*. Phoenix: Society for Mining, Metallurgy, and Exploration.

- Singh, S.;& Xavier, P. (2005). Causes, impact and control of overbreak in underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, 63-71.
- Soleimani, S. M.;& Banthia, N. (2014). A Novel Drop Weight Impact Setup for Testing Reinforced Concrete Beams. *Experimental Techniques, Volume 38, Issue 3*, 72-79.
- Song, B.;Casem, D.;& Kimberley, J. (2014). *Dynamic Behaviour of Materials, Volume 1: Proceedings of the 2014 Annual Conference on Experimental and Applied Mechanics*. Springer.
- Sprayed Concrete Association. (1999). *An Introduction to Sprayed Concrete*.
- Stacey, T. R.;& Ortlepp, W. D. (2001). Tunnel surface support capabilities -Capacities of various types of wire mesh and shotcrete under dynamic loading. *The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, 337-342.
- Stanford University. (2005). *Parameters That Influence Seismic Velocity*. Haettu 28. Syyskuuta 2015 osoitteesta Conceptual Overview of Rock and Fluid Factors that Impact Seismic Velocity and Impedance: <https://pangea.stanford.edu/courses/gp262/Notes/8.SeismicVelocity.pdf>
- Stevens, J. L.;Gibbons, S.;Rimer, N.;Xu, H.;Lindholm, C.;Ringdal, F.;. . . Murphy, J. R. (2006). Analysis and simulation of chemical explosions in nonspherical cavities in granite. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth, Vol. 111 (B4)*.
- Tawadrous, A. (2010). Hard rocks under high strain-rate loading. *Doctoral Thesis*. Kingston, Ontario, Canada: Queen's University.
- United Nations Office for Disarmament Affairs. (2013). *International Ammunition Technical Guideline: Quantity and separation distances*. United Nations.
- Vandersall, K. S.;Switzer, L. L.;& Garcia, F. (2006). Threshold Studies on TNT, Composition B, C-4 and ANFO Explosives using the Steven Impact Test. *13th International Detonation Symposium*. Norfolk: Lawrence Livermore National Laboratory.
- Wolf, J. (2008). A Plasticity Model to Predict the Effects of Confinement on Concrete. *Doctoral Thesis*. Pasadena, California: California Institute of Tehcnology.
- Vretblad, B. E. (1982). Model Tests for Underground Ammunition Storage Facilities. *Minutes of the 20th DoD Explosives Safety Seminar*, (ss. 1271-1284). Norfolk.

- Wu, C.;Lu, Y.;& Hao, H. (2004). Numerical prediction of blast-induced stress wave from large scale underground explosion. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 93-109.
- Wu, C.;Lu, Y.;Hao, H.;Lim, W. K.;Zhou, Y.;& Seah, C. C. (2003). Characterisation of underground blast-induced ground motions from large scale field tests. *Shock Waves Volume 13*, 237-252.
- Yang, R.;& Scovira, D. S. (2007). Using blast vibration measurements to estimate rock triaxial strains/stresses and dynamic rock strength for blast damage evaluation. *Rock Mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands, Two Volume Set Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium* (ss. 1547-1552). Vancouver: CRC Press.
- Yong, C.;Shuisheng, Y.;& Yubin, L. (2015). Experimental study on granite and the determination of its true strain-rate effect. *Latin American Journal of Solids and Structures 12*, 675-694.
- Zhang, Y.;Lu, Y.;& Ma, G. (2006). Investigation of dynamic response of brittle materials under high-rate loading. *Mechanics Research Communications 33*, ss. 359-369.
- Zhang, Y.-Q.;Lu, Y.;& Hao, H. (2004). Analysis of fragment size and ejection velocity at high strain rate. *International Journal of Mechanical Sciences 46*, ss. 27-34.
- Zhao, J. (2000). Applicability of Mohr–Coulomb and Hoek–Brown strength criteria to the dynamic strength of brittle rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 37*, 1115-1121.
- Zhou, Y. (2002). Dynamic Response and Tunnel Damage from Explosion Loading. *International Symposium on Defence Construction*. Singapore.
- Zhou, Y. (2006). Rock Engineering for an Underground Storage Facility in Singapore. *Society for Rock Mechanics & Engineering Geology*.
- Zhou, Y. (2011). Explosion loading and tunnel response. Teoksessa Y. Zhou;& J. Zhao, *Advances in Rock Dynamics and Applications* (ss. 457-481). Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Zhou, Y. (2013). Rock dynamics issues in the design of underground explosives storage. *Rock Dynamics and Applications - State of the Art: Proceedings of the 1st International Conference on Rock Dynamics and Applications*, (ss. 89-100).

Zhou, Y.;& Jenssen, A. (2009). Internal separation distances for underground explosives storage in hard rock. *Tunnelling and Underground Space Technology*(24(2)), 119-125.

Zhou, Y.;& Zhao, J. (2011). *Advances in Rock Dynamics and Applications*. CRC Press.

LIITE A: SKAALATUT ETÄISYYDET RUISKU- BETONOIDULLE KALLIOPINNALLE

Taulukoissa A.1-A.4 esitetään vaadittavia skaalattuja etäisyyksiä betonipäälystetyn kalliopinnan tapauksessa kooltaan erikorkuisille (h) heitteille heitenopeuksilla $v_{sp}= 0,2; 0,5; 6,8; 18$ ja 30 m/s. Kukin heitenopeuksista liitetään vastaanottavan kammion kokeisiin vahinkoihin. Päälystetyn kalliopinnan skaalattu etäisyys (SD_L) on määritelty riippuvaksi paljaan kallion skaalatusta etäisyydestä (SD_{UL}), joten taulukoiden käyttö edellyttää paljaan kallion tapauksessa vaadittavan skaalatun etäisyyden määrittämistä. Tyypillinen arvo heitekorkeudelle graniitissa on $0,5$ m pohjautuen kalliassa esiintyvien halkeamien välisiin keskimääräisiin etäisyyksiin.

Kuhunkin tarkasteltavaan paljaan kalliopinnan skaalattuun etäisyyteen liitetään taulukoissa vastaava räjähteiden varastointitiheys (w_{UL}). Tyypillisesti vaaditut skaalatut etäisyydet liitetään maanalaisten räjähdevarastojen yhteydessä varastointitiheyden arvoihin $w < 270$ kg/m³, ja suurin TNT:n tapauksessa teoreettisesti saavutettavissa oleva varastointitiheys on $w = 1630$ kg/m³, mikä vastaa koko varastotilavuuden täyttämistä TNT:llä. Muiden räjähdysaineiden TNT-ekvivalenttien varastointitiheyksien oletetaan toteuttavan $w < 3000$ kg/m³.

Eri varastointitiheysalueet on taulukoissa erotettu vaakaviivalla. Alue (1) sisältää varastointitiheyksiä $w \lesssim 50$ kg/m³, alueella (2) 50 kg/m³ $\lesssim w \lesssim 270$ kg/m³. Räjähteiden varastoinnissa harvoin käytetyllä alueella (3) 270 kg/m³ $\lesssim w \leq 1630$ kg/m³. Alue (4) on TNT:llä tavoittamattomissa, ja sille pätee $w > 1630$ kg/m³.

Taulukko A.1: Päälystetyn kallion skaalatut etäisyydet, kun pätee $w \leq 50 \text{ kg/m}^3$ ja $v_{sp} = 0,5 \text{ m/s}$. Tarkasteltu heitenopeus liitetään nykyisin maailmalla käytettyihin skaalatun etäisyyden vaatimuksiin pyrittäessä välttämään vastaanottavan kammion räjähteiden vahingoittuminen.

SD_{UL}	$w_{UL} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$h \text{ (m)}$							
		0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5
	(1)								
0,2	0	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11	0,12
0,3	1	0,06	0,09	0,11	0,12	0,13	0,15	0,16	0,17
0,4	3	0,08	0,13	0,14	0,15	0,18	0,20	0,21	0,23
0,5	6	0,10	0,16	0,18	0,19	0,22	0,25	0,27	0,29
0,6	11	0,13	0,19	0,21	0,23	0,27	0,30	0,32	0,35
0,7	18	0,15	0,22	0,25	0,27	0,31	0,35	0,37	0,41
0,8	26	0,17	0,25	0,28	0,31	0,36	0,39	0,43	0,46
0,9	38	0,19	0,28	0,32	0,35	0,40	0,44	0,48	0,52
1,0	52	0,21	0,31	0,35	0,39	0,45	0,49	0,53	0,58

Taulukko A.2: Päälystetyn kallion skaalatut etäisyydet, kun pätee $50 < w \leq 270 \text{ kg/m}^3$ ja $v_{sp} = 0,2 \text{ m/s}$. Tarkasteltu heitenopeus liitetään nykyisin maailmalla käytettyihin skaalatun etäisyyden vaatimuksiin pyrittäessä välttämään vastaanottavan kammion räjähteiden vahingoittuminen.

SD_{UL}	$w_{UL} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$h \text{ (m)}$							
		0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5
	(2)								
1,2	59	0,22	0,33	0,38	0,42	0,48	0,54	0,58	0,64
1,3	75	0,24	0,36	0,41	0,45	0,52	0,58	0,63	0,70
1,4	94	0,26	0,39	0,44	0,49	0,56	0,63	0,68	0,75
1,5	115	0,28	0,42	0,47	0,52	0,60	0,67	0,73	0,80
1,6	140	0,30	0,45	0,50	0,56	0,64	0,72	0,78	0,86
1,7	167	0,31	0,47	0,54	0,59	0,69	0,76	0,83	0,91
1,8	199	0,33	0,50	0,57	0,63	0,73	0,81	0,88	0,96
1,9	234	0,35	0,53	0,60	0,66	0,77	0,85	0,93	1,02
2,0	273	0,37	0,56	0,63	0,70	0,81	0,90	0,97	1,07

Taulukko A.3: Päälystetyn kallion skaalatut etäisyydet, kun pätee $w < 270 \text{ kg/m}^3$ ja $v_{sp} = 6,8 \text{ m/s}$. Tarkasteltu heitenopeus liitetään nykyisin maailmalla käytettyihin skaalatun etäisyyden vaatimuksiin pyrittäessä välttämään räjähdysten välittyminen vastaanottavaan kammioon ilman erillisen suojarakenteen käyttämistä.

SD_{UL}	$w_{UL} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$h \text{ (m)}$							
		0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5
(1)									
0,10	1	0,05	0,06	0,07	0,07	0,08	0,08	0,08	0,09
0,20	10	0,10	0,13	0,14	0,14	0,15	0,16	0,17	0,17
0,25	20	0,12	0,16	0,17	0,18	0,19	0,20	0,21	0,21
0,30	34	0,15	0,19	0,21	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26
(2)									
0,35	54	0,17	0,22	0,24	0,25	0,27	0,28	0,29	0,30
0,40	81	0,20	0,26	0,27	0,29	0,31	0,32	0,33	0,34
0,50	158	0,25	0,32	0,34	0,36	0,39	0,40	0,42	0,43
0,60	273	0,29	0,38	0,41	0,43	0,46	0,48	0,50	0,52

Taulukko A.4: Päälystetyn kallion skaalatut etäisyydet, kun $v_{sp} = 18 \text{ m/s}$. Tarkasteltu heitenopeus liitetään kirjallisuudessa vastaanottavan kammion osittaisen sortumisen välttämiseen.

SD_{UL}	$w_{UL} \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$h \text{ (m)}$							
		0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5
(1)									
0,05	1	0,03	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05
0,10	7	0,07	0,08	0,08	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
0,15	25	0,10	0,12	0,12	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14
(2)									
0,20	59	0,14	0,16	0,17	0,17	0,18	0,18	0,18	0,19
0,25	115	0,17	0,20	0,21	0,21	0,22	0,23	0,23	0,23
0,30	199	0,20	0,24	0,25	0,26	0,27	0,27	0,28	0,28
(3)									
0,35	317	0,24	0,28	0,29	0,30	0,31	0,32	0,32	0,33
0,40	472	0,27	0,32	0,33	0,34	0,35	0,36	0,37	0,37
0,50	923	0,34	0,40	0,42	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47
0,60	1595	0,41	0,48	0,50	0,51	0,53	0,54	0,55	0,56
(4)									
0,70	2532	0,47	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,64	0,65

Taulukko A.5: Päällystetyn kallion skaalatut etäisyydet, kun $v_{sp} = 30$ m/s. Tarkasteltu heitenopeus on suurin työn yhteydessä läpi käydyn kirjallisuuden esittämä koeräjäytysten yhteydessä mitattu heitenopeus.

SD_{UL}	w_{UL} (kg/m ³)	h (m)							
		0,2	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,5
(1)									
0,05	2	0,04	0,04	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
0,10	20	0,08	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10
(2)									
0,15	66	0,12	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14
0,20	157	0,15	0,17	0,18	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19
(3)									
0,25	306	0,19	0,22	0,22	0,23	0,23	0,24	0,24	0,24
0,30	529	0,23	0,26	0,27	0,27	0,28	0,28	0,28	0,29
0,35	839	0,27	0,30	0,31	0,32	0,32	0,33	0,33	0,34
0,40	1253	0,31	0,35	0,36	0,36	0,37	0,38	0,38	0,38
(4)									
0,45	1784	0,35	0,39	0,40	0,41	0,42	0,42	0,43	0,43
0,50	2447	0,38	0,43	0,44	0,45	0,46	0,47	0,47	0,48

Oletetaan syntyvien heitteiden koon korkeussuunnassa olevan korkeintaan $h = 0,5$ m. Yleisesti tällöin käytetty skaalattu etäisyys paljaalle kalliopinnalle on $SD_{UL} = 1,0$, kun tavoitteena on estää räjähteiden vahingoittuminen, ja räjähteiden varastointitiheys on korkeintaan 50 kg/m³. Taulukon A.1 perusteella skaalatuksi etäisyydeksi betonipäällystetylle kalliopinnalle ja edelleen kammiovälille (D_c) saadaan tässä tapauksessa

$$D_c = SD_L Q^{1/3} = 0,35 Q^{1/3},$$

missä Q on kammiossa säilytettävä TNT-ekvivalentti räjähdysainemassa.

Jos tavoitteena on estää räjähdysvälittymisen välittyminen varastointitiheyden ollessa korkeintaan 270 kg/m³, käytetään paljaan kalliopinnan tapauksessa tyypillisesti skaalattua etäisyyttä $SD_{UL} = 0,6$. Olettaen heitekorkeudeksi edelleen $h = 0,5$ m, pätee tässä tapauksessa taulukkoa A.3 käyttämällä betonipäällystetyn kalliopinnan kammiovälille

$$D_c = 0,41 Q^{1/3}.$$

Vastaavalla menettelyllä voidaan laskea päällystetyn kalliopinnan skaalattu etäisyys haluttaessa välttää räjähteiden vahingoittuminen varastointitiheyden ollessa alle 270 kg/m³ (taulukko A.2) tai sortumien syntyminen vastaanottavassa kammiossa (taulukko A.4).