

Liisa-Maija Karlsson

KALLION JÄNNITYSTILAN MITTAUSMENETELMÄT

Kandidaatintyö
Rakennetun ympäristön tiedekunta
Tammikuu 2021

TIIVISTELMÄ

Liisa-Maija Karlsson: Kallion jännitystilän mittaussuomenetelmät
In situ Rock stress measurement methods
Kandidaatintyö
Tampereen yliopisto
Rakennustekniikka
Tammikuu 2021

Kalliorakennustekniikoiden kehittymisen myötä kalliomekaaniset laskennat, kuten kallion in situ -jännitystilän mittaus, ovat nousseet yhä tärkeämpään asemaan. Työn tarkoitus on selvittää jännitystilän mittausmenetelmiä Pohjoismaissa ja vastata tutkimuskysymykseen, mitkä tekijät vaikuttavat kallion jännitystilän mittausmenetelmän valintaan. Työ on kirjallisuusselvitys ja perustuu erityisesti Juha Pennalan (2017) diplomityöhön *Update of Finnish in situ rock stress data*. Lisäksi kalliorakennusalan osaajien haastatteluilla täydennetään tietoja. Työssä havaittiin, että in situ -jännitystilasta löytyy paljon materiaalia englanniksi, muttei juurikaan suomeksi.

Työ jakaantuu kahteen osaan. Kirjallisuustutkimusosa keskittyy pohjateorian ja menetelmien selvitykseen. Alkuun tarkastellaan jännityksen syntyä Pohjoismaiden kallioperään ja perehdytään jännitystilän muutoksen vaikutukseen kalliiossa. Kalliomekaniikan taustateorioihin kuuluvat murtokriteerit esitellään myös lyhyesti ja perehdytään tarkemmin mittauksen laskukaavoihin. Seuraavaksi tutustutaan Pohjoismaissa yleisimmin käytettyihin kallion jännitystilän mittausmenetelmiin, jotka ovat hydraulinen murtamismenetelmä, LVDT-menetelmä ja venymäliuskamittaukseen perustuva perinteinen irtikairausmenetelmä. Haastatteluosuuudessa haastatellaan kalliorakentamisalan edustajia Kalle Holménia, Matti Hakalaa, Jesse Strömiä ja Antti Kivistä. Vastauksissa oli selkeää eroa haastateltavien taustan mukaan, sillä osa on kalliomekaniikan ammattilaisia ja osa kalliosuunnittelijoita. Kuitenkin yhtenäiseksi linjaksi nousee, että LVDT-menetelmää suositaan hankkeissa, joissa pystytään mittaamaan jännitystilaa jo olemassa olevasta kalliotilasta, joka edustaa samaa kalliomassaa kuin uuden kalliotilan alueen kallio. Mikäli joudutaan mittaamaan maanpäältä, suositaan hydraulista murtamismenetelmää. Kirjallisuustutkimuksen ja haastattelujen pohjalta taulukoidaan menetelmien heikkouksia ja vahvuuksia.

Työ osoittaa, että mikäli mittaukselle on tarvetta, menetelmän valintaan vaikuttaa useita tekijöitä. Ensinnäkin mitä halutaan kohteesta mitata ja pystyykö mittauksen toteuttamaan kalliotilasta vai maanpäältä kairareikästä. Hinta ja kohteen aikataulu merkitsevät tapauskohtaisesti erävästi. Hankkeen kalliomassan ominaisuudet ja menetelmien erot vaikuttavat mittaustulosten laatuun ja tarkkuuteen, jotka vaikuttavat erityisesti tiedon käsittelyssä ja mallintajan näkemykselle jäävän vastuun määrässä.

Avainsanat: In situ -jännitystila, jännitystilän mittaus, LVDT-menetelmä, hydraulinen murtamismenetelmä, irtikairaus

ALKUSANAT

Työ lähti käyntiin elokuussa 2020, minkä jälkeen olen saanut apua lukuisilta ihmisiltä.

Tahdon kiittää haastateltavia,

- Kalle Hollmén (Sitowise)
- Antti Kivinen (GRM-Services Oy)
- Matti Hakala (RMCF Oy ja Stress Measurement Company Oy)
- Jesse Ström (RMCF Oy)

osallistumisesta ja kysymyksiini vastaamisesta. Erityiskiitos Matti Hakalalle kaikesta palautteesta ja ohjauksesta. Lisäksi tahdon kiittää ohjaajaani Kari Pylkkästä (Tampereen yliopisto) tuesta matkan varrella.

Olen myös kiitollinen lähipiirilleni saamastani tuesta prosessin aikana.

Tampere 12.1.2021

Liisa-Maija Karlsson

SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO	1
2. KALLION JÄNNITYSTILA	2
2.1 Tektoniset vaikuttajat.....	3
2.2 Louhinnan vaikutukset	5
2.3 Murtokriteeri.....	6
3. JÄNNITYSMITTAUSTULOKSET JA MALLIT	9
4. KALLION JÄNNITYKSEN MITTAUSMENETELMIÄ.....	12
4.1 Irtikairausmenetelmät.....	13
4.1.1 LVDT-menetelmä	13
4.1.2 Venymäliuskamittaus.....	15
4.2 Hydraulinen murtamismenetelmä	17
5. TAPAUSTUTKIMUKSET JA HAASTATTELU	21
5.1 Kirjallisuustutkimuksen tulokset	21
5.2 Haastattelut.....	21
6. YHTEENVETO	29
LÄHTEET	31
LIITTEET	33

KUVALUETTELO

Kuva 1. Mistä kallion jännitystila johtuu (Stephansson & Zang 2012, s. 958).....	2
Kuva 2. Fennoskandia ja sen sijainti Itä-Euroopan peruskalliokratonissa. Yksinkertaistettu geologinen kartta perustuu lähteeseen Koistinen et al. (2001) ja lisäkartta perustuu lähteeseen (Nironen 2017, s.43). Osa-alueet: CS – Keski Svecofennia; SS – Eteläinen Svecofennia. Alueet ja sijainnit: BA – Bergslagen alue; G – Gothian terssit; J – Jormua; K – Kittilä; Ki – Kiruna; O – Outokumpu; OR – Oslo repeämä; SA – Skellefte alue; SB – Savo vyöhyke; T – Telemarkian terssit; WGC – Western Gneiss-kompleksi.	4
Kuva 3 Kallion jännityskenttä (mukattu lähteestä Siren et al. 2012, s. 3).....	6
Kuva 4. Vaakajännityksiä syvyyden funktiona (Matikainen et al., s.109)	10
Kuva 5. Vaaka- ja pystyjännityksen suhde eri Young-moduuleilla (E/h) Sheoreyn kaavan mukaan (Sheorey 1994, Pennala 2017, s. 7, mukaan).....	11
Kuva 6. Rajattu alue Pohjoismaista World Stress Map 2016 (WSP) (Heidbach, et al. 2016).....	12
Kuva 7 Tunnelin yksinkertaistettu laserskannausprofiili. (Hakala et al. 2013, s.16)	13
Kuva 8. Suositeltu kairaus- ja asennussyvyys (Hakala et al. 2013, s.7).	14
Kuva 9. CSIRO digitaalinen HID-kenno, ESS Earth Sciences, (Sciences)	15
Kuva 10 Yhden jännitystilan mittauksen tekeminen Borrella (Sjöberg et al. 2003, Pennalan 2017 mukaan, s. 27).....	16
Kuva 11. a) Tyypillinen hydraulista murtomenetelmää käyttävä laitejärjestely ja b) Tyypillinen rakoilun painamanotto laitejärjestely (Haimson & Cornet 2003, s.1013).....	18
Kuva 12. Mindat Australia Ltd:n valmistaman MiniFrac-järjestelmän osa murtamiseen (yläpuolella) ja osa rakoilu painaman ottamiseen (alempi), joka käyttää mekaanista karttapiirturia (Majapuro 2003).	18
Kuva 13. Todellinen rakoilun painamajäljennös, joka näyttää HF- jäljen porareiän seinällä (paksut viivat) ja keskimääräinen rakoilun käyttämä pystyalue (katkoviivat), (Haimson & Cornet 2003, s.1016).....	20

LYHENTEET JA MERKINNÄT

3D		Kolmiulotteinen
CSIRO		Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation, Australia's national science agency
HB		Hoek– Brown-murtokriteeri
HID-kenno		Hollow Inclusion Digital -jännityskkenno (CSIRO HID -kenno)
HM		Hydraulinen murtamismenetelmä
IK		Irtikairausmenetelmä
LVDT		Linear Variable Differential Transformer
MC		Mohr– Coulomb-murtokriteeri
WSM		World stress map (2016)
σ_H	[kPa]	Suurempi vaakajännitys
σ_h	[kPa]	Pienempi vaakajännitys
σ_v	[kPa]	Pystysuuntainen jännitys
σ_1	[kPa]	Suurin pääjännitys
σ_2	[kPa]	Keskimmäinen pääjännitys
σ_3	[kPa]	Pienin pääjännitys
σ_n	[kPa]	Normaalijännitys leikkauspinnassa
σ_{ci}	[kPa]	Yksiakselinen puristuslujuus
v		Suppeamaluku
γ	[kg/m ³]	Tilavuuspaino
τ	[MPa]	Leikkauslujuus
A	[m ²]	Pinta-ala
c'	[kPa]	Koheesio
E_h	[GPa]	Kimmomoduuli eli ns. Youngin moduuli
F	[N]	Voima
k		Vaaka- ja pystyjännityksen suhde
T	[°]	Lämpötila
u	[kPa]	Maan huokosvedenpaine
z	[m]	Tarkastelusyvyys

1. JOHDANTO

Suomessa kalliorakentaminen on lisääntynyt tasaisesti vuonna 1958 annetun väestönsuojelulain jälkeen (Väestönsuojelulaki 438/1958). Nykyään kalliorakentaminen nähdään tilan jatkamismahdollisuutena tiiviisti rakennetuilla keskusta-alueilla. Menetelmien kehitys ja tarpeen lisääntyminen on johtanut kalliotilojen jänneväliden kasvuun alle 20 metristä yli 40 metriin. Erityisesti Helsingin alueella siirrytään jo rakentamaan heikompilaatuisille kallioalueille, koska A-luokan alueet on jo käytetty. Lisäksi tiheään louhituilla alueilla täytyy huomioida viereisten kalliotilojen vaikutus uuteen kalliotilaan. Edellä mainittujen seikkojen takia kallio-olosuhteiden ja niiden käyttäytymisen tunteminen on entistä tärkeämpää. Kallion jännitystila on yksi tärkeimmistä kalliomekaniikan tekijöistä, joilla kalliooperän käyttäytymistä voidaan kuvata. (Mikkola 2005)

Tässä työssä vertaillaan eri menetelmiä, joilla kallion jännitystilaa voidaan mitata ja etsitään vastausta tutkimuskysymykseen: **mitkä tekijät vaikuttavat kallion jännitystilan mittausmenetelmän valintaan**. Aihetta kannattaa tutkia, sillä Suomessa kalliorakentaminen on kasvava trendi ja jännitystilan suunnat ja suuruudet täytyy tuntea kalliorakentamisen riskien poistamiseksi.

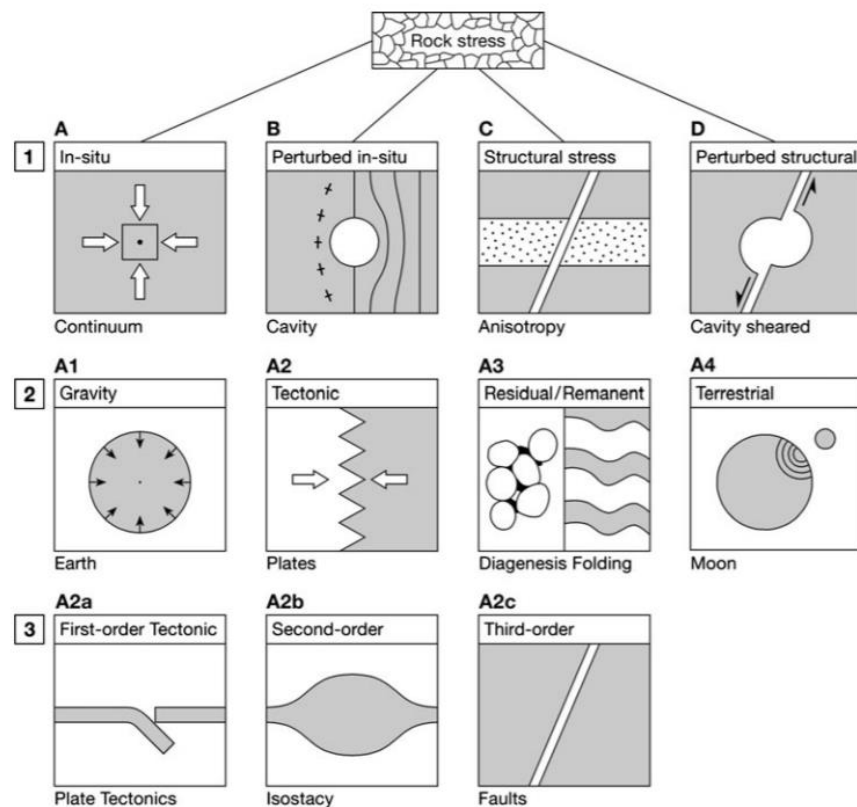
Työssä tarkastellaan kallion jännitystiloja Pohjoismaiden kalliooperässä. Työ on kirjallisuusselvitys ja perustuu erityisesti Juha Pennalan (2017) diplomityöhön *Update of Finnish in situ rock stress data*. Lisäksi haastattelun avulla täydennetään tietoja.

Luvussa 2 käsitellään teoreettinen taustan ja lähtökohdat, joilla avataan kallion jännitystila ilmiönä ja kuinka sitä mallinnetaan kaavoilla. Lisäksi työ käydään läpi, miksi kallion jännitystiloja mitataan ja mitä riskejä tällä pyritään minimoimaan ja estämään. Luvussa 3 perehdytään mittausmenetelmiin. Työssä keskitytään kolmeen Suomessa käytetyimpään mittausmenetelmään: hydrauliseen murtamismenetelmä ja irtikairausmenetelmään pohjautuvat LVDT-menetelmä ja venymäliuskamittaus. Lopuksi vertaillaan menetelmiä keskenään haastattelujen ja kirjallisuustutkimuksen pohjalta.

2. KALLION JÄNNITYSTILA

Kallion jännitystilän vaakajännitys mahdollistaa matalien ja laakeiden kalliotilojen rakentamisen, sillä vaakajännitystä voidaan käyttää esijännittämään suuria kattopintoja. Kuitenkin hyvin korkeat vaakajännitykset aiheuttavat pysyvyysoongelmia. Kiven lujuus vaikuttaa jännityksen vaikutukseen. Näin ollen jännitystilän tunteminen suuria kalliotiloja ja tunneleita suunniteltaessa niiden muotoilun ja suuntautumisen suhteen on pysyvyyden kannalta oleellista. Hollménin et al. (2019, s. 32) mukaan tarvetta jännitystilän mittaamiselle arvioidaan maanalaisen geometrian ja geoteknisen vaativuustason kautta. Menetelmän ja mittauspaikan valinnassa tulee arvioida olosuhteet ja geometria sekä mittauksen toteutuskelpoisuus. (RIL 154-1, s. 66)

Geologisten prosessien vuoksi, kuten mannerliikuntojen aiheuttama vaakapuristus maankuoressa, kallioperä on heterogeenisessä kolmiulotteisessa jännitystilassa (kuva 1). Esim. Suomessa yleisesti suurin pääjännitys on vaakasuuntainen ja painovoiman aiheuttama pystysuuntainen jännitys on pienin. Luonnollista häiriintymätöntä jännityskenttää kutsutaan in situ -jännitykseksi ja ihmisen toiminnasta johtuvaa jännitystilaa kutsutaan toissijaiseksi jännitystilaksi tai tuotetuksi jännitystilaksi.



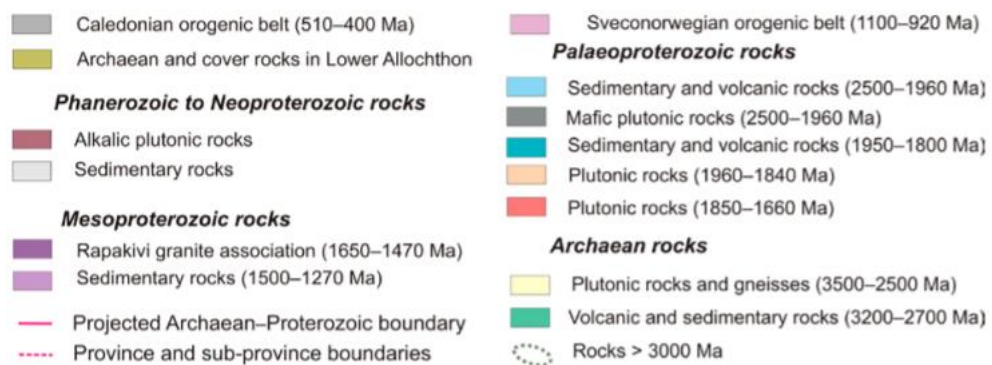
Kuva 1. Mistä kallion jännitystilasta johtuu (Stephansson & Zang 2012, s. 958)

Jännitystilän jatkokäytön yksinkertaistamiseksi pääjännitysten oletetaan olevan pysty- ja vaakasuuntaisia. Vaakajännitys on yleisesti pystyjännitystä suurempi, mutta syvemmälle mentäessä pystyjännitys voi kasvaa suuremmaksi päällä olevan kalliomassan kasvaessa. Pennalan (2017, s. 4, 8) mukaan vaakajännitykset ovat kohtisuoraan toisiaan kohti eivätkä ne tyypillisesti ole yhtä suuria, suurempi vaakajännitys (σ_H) ja pienempi vaakajännitys (σ_h). Kallionmassan jännitystila kuvataan pääjännitysten suuruuden ja suunnan avulla. Jännitystilän voidaan myös kuvata kuu-della ortogonaalisella tensorikomponentilla.

2.1 Tektoniset vaikuttajat

Maan litosfäärin jäykkien laattojen liikkeen aiheuttaa sisäisen lämmön epätasainen jakautuminen. Manneralueilla mm. laattojen liike ja muodonmuutos synnyttää vaakapuristuskentän. Luode-kaakkoisjännityksen Fennoskandian laatasta aiheuttaa Atlantin keskiselänteellä syntyvä uusi litosfäärilaatta sekä Euraasian ja Afrikan laattojen törmäys. (Hollmén et al. 2019, s. 49)

Fennoskandia kuuluu esikambrilaiseen Itä-Euroopan peruskalliokratoni-alueeseen, joka on yksi Euroopan vanhimmista osista. Fennoskandian ja Ukrainan alueilla vaakajännityskenttä on erityisen voimakas, sillä alueet ovat kilpialueita eli vanhan peruskallion alueita, joissa kallio on paljastunut. Muuta Itä-Euroopan peruskalliokratoni-alueen kallioperää peittää sedimenttikivi (kuva 2). (Pennala 2017, s. 12–14)



Kuva 2. Fennoskandia ja sen sijainti Itä-Euroopan peruskalliokratonissa. Yksinkertaistettu geologinen kartta perustuu lähteeseen Koistinen et al. (2001) ja lisäkartta perustuu lähteeseen (Nironen 2017, s.43). Osa-alueet: CS – Keski Svecofennia; SS – Eteläinen Svecofennia. Alueet ja sijainnit: BA – Bergslagen alue; G – Gothian terssit; J – Jormua; K – Kittilä; Ki – Kiruna; O – Outokumpu; OR – Oslo repeämä; SA – Skellefte alue; SB – Savo vyöhyke; T – Telemarkian terssit; WGC – Western Gneiss-kompleksi.

Fennoskandian kallioperän laatu on vaihtelevaa. Kallion laatu vaikuttaa kallion vakauteen ja tilaan. Fennoskandian kilpi jakaantuu viiteen kallioperältään eroavaan alueeseen. Itä- ja pohjoisosat kuuluvat arkeaiseen kallioperään, jossa valtakivilajeina ovat gneissit ja migmatiitit sekä ha-

janaiset vihreäkivivyöhykkeet. Keski- ja länsiosissa on nuorempia metamorfisia ja magmakivilajeja, kuten graniitteja, kvartsiitteja, liuskeita, migmatiitteja ja vulkaniitteja. Lapissa on voimakkaasti metamorfoitunut granuliittikaari, joka on tektonisten voimien takia noussut syvältä kallioperästä nykyiselle eroosiotasolle. Eteläinen Suomi ja Kaakkois- ja Lounais-Suomi ovat rapakivigraniittialueet. Lisäksi Oulun, Satakunnan ja Keski-Ruotsin nuoremissa keski- ja myöhäisproterotsooisissa sedimenttikivikerrostumissa on kalkki-, hiekka- ja savikiveä sekä sorasta muodostuneita konglomeraatteja. (Lehtinen et al. 1998, Turusen 2018 mukaan)

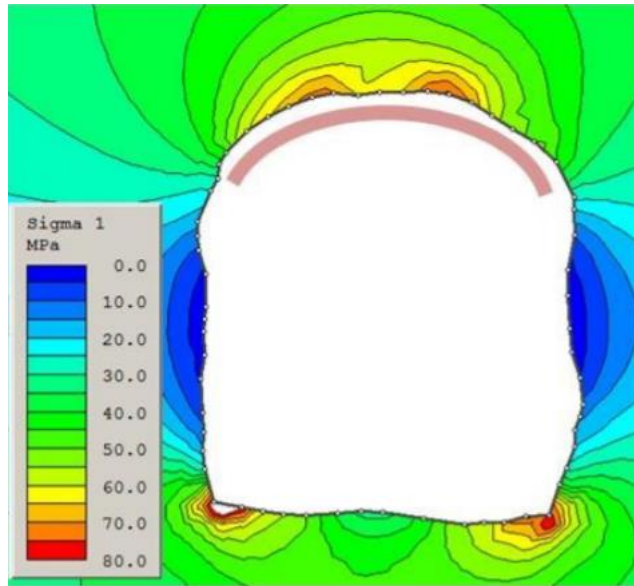
Kevyemmällä alueella, kuten graniittidoomeilla, tapahtuu maan kuoren pystyliikuntaa, joka vaikuttaa kallioperän vaakajännitykseen. Varsinkin Pohjoismaissa, joissa jääkauden jäämassat painoivat maata kasaan, tämä pystyliikunta on voimakasta. (Vuorimiesyhdistys 1982, s. 58)

Hakalan et al. (2005, Pennalan 2017, s.14 mukaan) toteavat, että jännitystilän mittausteoriat olettavat kallion yleensä käyttäytyvän isotrooppisesti, homogeenisesti ja lineaari-elastisesti. Mutta kuitenkin todellisuudessa kallio yleensä on heterogeeninen. Jännitysmittauksessa heterogeeninen kallio ei ole suotuisa, koska se monimutkaistaa mittausta. Lisäksi Suomessa harvinaisempi kallion anisotropia voi olla ongelmallista, mutta sen vaikutus on helpommin hallittavissa laskennassa, kunhan sen vain tunnistaa ja huomioi.

2.2 Louhinnan vaikutukset

Kallion laadulla on suuri vaikutus kallion tutkittavuuteen ja rakennettavuuteen. Jännityskentän uudelleenjakautuminen voi aiheuttaa siirtymiä ja muodonmuutoksia kalliiossa. Pennalan (2017, s. 5) mukaan kallion mahdolliseen sortumaan louhityksessä vaikuttavat jännityksen lisäksi kalliomassan ominaisuudet, louhinnan geometria, vesi ja dynaamiset kuormitukset. Kohtuullinen jännitystila ja tällöin rakopinnoilla vaikuttava normaalivoima lisää lohkojen välistä kitkaa, joka pienentää murtumisriskiä, mutta liian korkea jännitys johtaa kallion murtumiseen.

In situ -jännitystila häiriintyy louhokseen vaikuttavan alueen sisällä, kun jännitys ei pääse enää kulkemaan louhitun tyhjän tilan läpi vaan joutuu etsimään uuden reitin. Louhintarajan jälkeiset häiriintyneen kalliovyöhykkeen kiven fysikaaliset, mekaaniset ja hydrauliset ominaisuudet muokkautuvat louhinnan aiheuttaman jännityksen uudelleenjakautumisen takia.



Kuva 3 Kallion jännityskenttä (mukattu lähteestä Siren et al. 2012, s. 3)

Jännityskentän uudelleenjakautuminen aiheuttaa kalliassa edellä mainittuja siirtymiä ja muodonmuutoksia, jotta kallion sisäiset voimat ovat taas tasapainossa tai kunnes kallio sortuu (Hakala et al. 2005, s.32).

Mikäli kalliomassan tai rakopinnan lujuus ylittyvät, purkautuu lujuuden ylittävän jännitystilän energia kallion murtumisena tai rakopinnan leikkaantumisenä. Epävakaudella on vakavia seurauksia louhoksen käyttäytymiseen ja se johtaa kiven murtumiseen, leviämiseen, nurjahtamiseen, kallistumiseen ja muihin maaperän hallintaan liittyviin ongelmiin (Kim & Franklin 1987, Pennalan 2017, s. 4 mukaan). Kallion in situ -jännitystilän uudelleenjakautuminen louhinnan vaikutuksesta on yhdessä kalliolaadun, rakoilun ja ehjän kiven lujuuden kanssa keskeinen kallioparametri, joka vaikuttaa rakennettavuuteen ja lujuusmääriin ja siten koko hankkeen kustannuksiin.

2.3 Murtokriteeri

Kalliomekaniikkaa käytetään yleisesti ehjän kallion tai kalliomassan lujuuden kuvaamiseen. Voidaan käyttää Hoek–Brown (HB)- tai Mohr–Coulomb (MC) -murtokriteereitä ja niiden kehitelmillä, joilla kuvataan myös jäännöslujuutta, kun vaurio on syntynyt. Ruhjepintojen leikkauslujuus kuvataan yleensä MC-kriteerillä. Murtokriteerit rajoittavat kallion kykyä siirtää jännityksiä. Eli jos kallionlujuus ylittyy, syntyy kallioon leikkaus- tai vetomurtuma, missä ylittävä jännitys purkautuu liikuntana. Murtokriteeri määrittää ruhjeettoman kallion leikkaus- ja vetojännityksen maksimin. (Vuorimiesyhdistys 1982, s. 51)

Labuzin ja Zangin (2012, s. 1) mukaan MC-murtokriteeri perustuu pääjännitysalueessa olevaan lineaaristen yhtälöiden joukkoon, joka kuvaa olosuhteita, joissa isotrooppinen materiaali pettää. MC:n kaava (1) kuitenkin osoittaa jännityksen tärkeyden maan leikkauslujuuteen, sillä maara-keiden välinen kitka riippuu jännitystilasta

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \cdot \tan\varphi', \quad (1)$$

missä

τ_f on maan leikkauslujuus [kN/m²]

c' on koheesio [kPa]

σ'_n on tehokas normaalijännitys leikkauspinnassa [kPa]

$\tan\varphi'$ on maan sisäinen kitkakulma [°].

Kuitenkin MC-murtokriteerin kaavan (2) tehokkaita jännityksiä on usein vaikea laskea

$$\sigma'_n = \sigma_n - u, \quad (2)$$

missä

σ_n on maan normaalijännitys [kPa]

u on maan huokosvedenpaine [kPa],

sillä maan huokospainetta u on vaikea tuntea.

Hoekin ja Brownin (2018, s.1–2) mukaan HB on empiirinen murtokriteeri, jolla määritetään kalli-
lion lujuus akseliaalisten ja rajoittavien jännitysten suhteen. HB:stä saatujen lujuusennusteiden
on yleisesti todettu antavan laboratorionkokeiden kanssa yhteensopivia tuloksia. HB voidaan
yleistää kaavaan

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a, \quad (3)$$

missä

m_b , s ja a ovat kalliomassan materiaalivakioita [-]

σ_1 ja σ_3 ovat suurin ja pienin pääjännitykset [kPa]

σ_{ci} on ehjän kalliomateriaalin yksiakiaalinen puristuslujuus [kPa].

Saiangin et al. (2014, s. 10) mukaan mallit antavat samantapaisia tuloksia murtorajaan saakka,
minkä jälkeen HB antaa paljon suurempia rasiustuloksia. Ero johtuu pääasiassa siitä, että HB on

murtokriteeri eikä tyypillinen konstitutiivinen malli, minkä takia HB ei pysty yhdistämään jännitystä ja rasitusta MC-mallin tyyliisesti. MC-mallia suositellaan plastisuusanalyysiin varsinkin suurille jännityksille.

3. JÄNNITYSMITTAUSTULOKSET JA MALLIT

Jotta jännitystilaa voidaan laskea teoreettisesti, täytyy kallion in situ -jännitystila tuntea. Se voidaan laskea teoriassa, sillä jännitys on voiman määrä pinta-alayksikköä kohti. In situ -jännitystila on kolmiulotteista, joten sen mallintamiseen tarvitaan normaalijännityksen lisäksi vaaka- ja pystyjännityksiä. Yksi komponentti vaikuttaa pystysuunnassa ja kaksi vaakasuunnassa. Pysty- ja vaakajännitysten suuruutta kalliossa voidaan arvioida laskennallisesti. Pystyjännitys saadaan syvyyden funktiona

$$\sigma_v = \gamma z, \quad (4)$$

missä

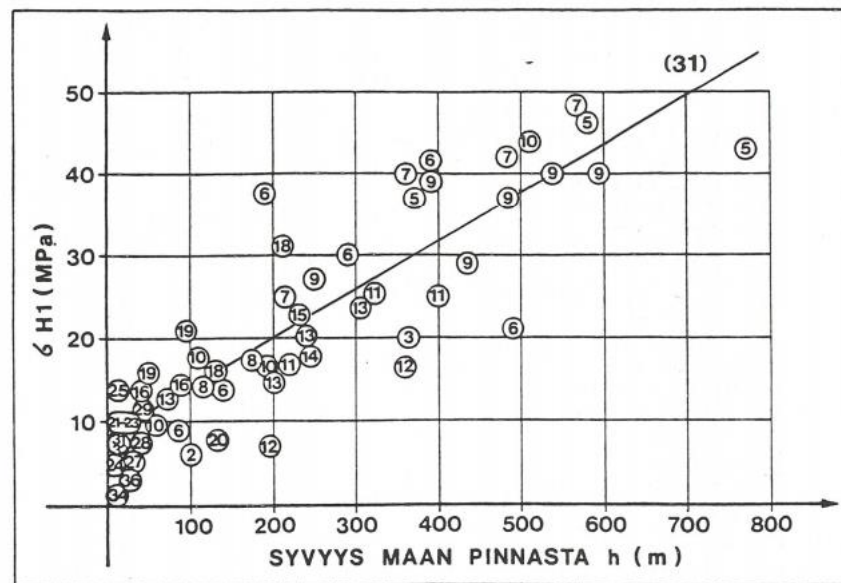
σ_v on pystyjännitys [N/m²]

γ on mittauspisteen yläpuolisen kalliomateriaalin tilavuuspaino [kPa]

z on tarkastelusyvyys [m].

Vuorimiesyhdistyksen (1982, s. 62) mukaan mittauksissa painovoimasta poikkeavia pystyjännitysarvoja voidaan osittain selittää suuren vaakajännityksen aiheuttaman pystysuuntaisen häiriön epähomogeenisessa kalliossa ja lähellä pintaa jäännösjännityksen avulla.

Kuvassa 4 esitetty Suomessa mitattuja vaakajännitysarvoja. Vaakajännitys kasvaa syvyyden kasvaessa, mutta kuten kuvasta nähdään arvoilla on suurta hajontaa, eli jännitys ei kasva lineaarisesti syvyyden mukaan vaan siihen vaikuttaa paljon muitakin tekijöitä, kuten kallion ominaisuudet.



Kuva 4. Vaakajännityksiä syvyyden funktiona (Matikainen et al., s.109)

Hudsonin et al. (2003) mukaan korkeat vaakajännitykset ovat seurausta kallion eroosioista, tektonisista tekijöistä, anisotropiasta, paikallisista vaikutuksista lähellä epäjatkuvuuksia ja mitta-kaavasta. Vaakajännitykset saadaan laskettua empiiristen yhtälöiden avulla

$$\sigma_h = k\sigma_v = kyz, \quad (5)$$

missä

σ_h on vaakajännitys [N/m²]

k on $\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ suhde.

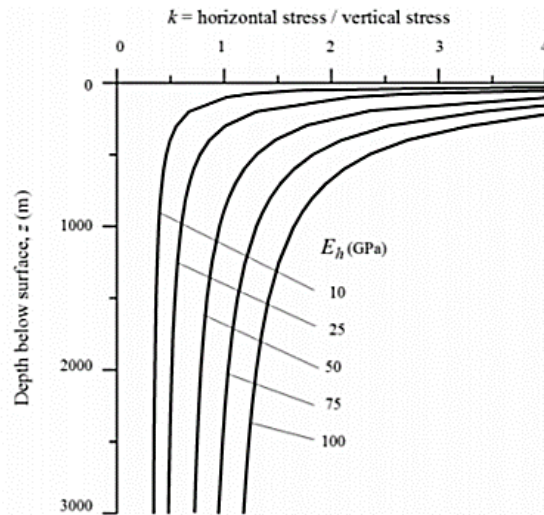
Arvo k saadaan Sheoreyn (1994) teorian perusteella kaavasta

$$k = 0,25 + 7E_h(0,001 + \frac{1}{z}), \quad (6)$$

missä

E_h on keskimääräinen kalliomassan kimmokerroin eli Youngin moduuli.

Sheoreyn (1994, Pennala 2017, s. 6) mukaan elasto-staattinen lämpöjännitys malli ottaa huomioon maan kuoren kaarevuuden, elastisten vakioiden vaihtelun, tiheyden ja lämpökertoimet kuoren ja vaipan läpi. Kaavan (6) tulos riippuu siis kimmokertoimesta, jonka vaikutusta jännitysten suhteeseen kuvaa kuva 5.



Kuva 5. Vaaka- ja pystyjännityksen suhde eri Young-moduuleilla (E_h) Sheoreyn kaavan mukaan (Sheorey 1994, Pennala 2017, s. 7, mukaan).

Arvon k -suhde laskemiseen on käytössä useita määritelmiä, kuten elastiseen teoriaan perustuva menetelmä, jossa koko kuormitus voidaan vähentää kuormituskomponenteista kahden kohtisuoran jännityksen takia. Vaaka- ja pystyjännitysten suhteeksi arvioidaan

$$k = \frac{\nu}{1-\nu}, \quad (7)$$

missä

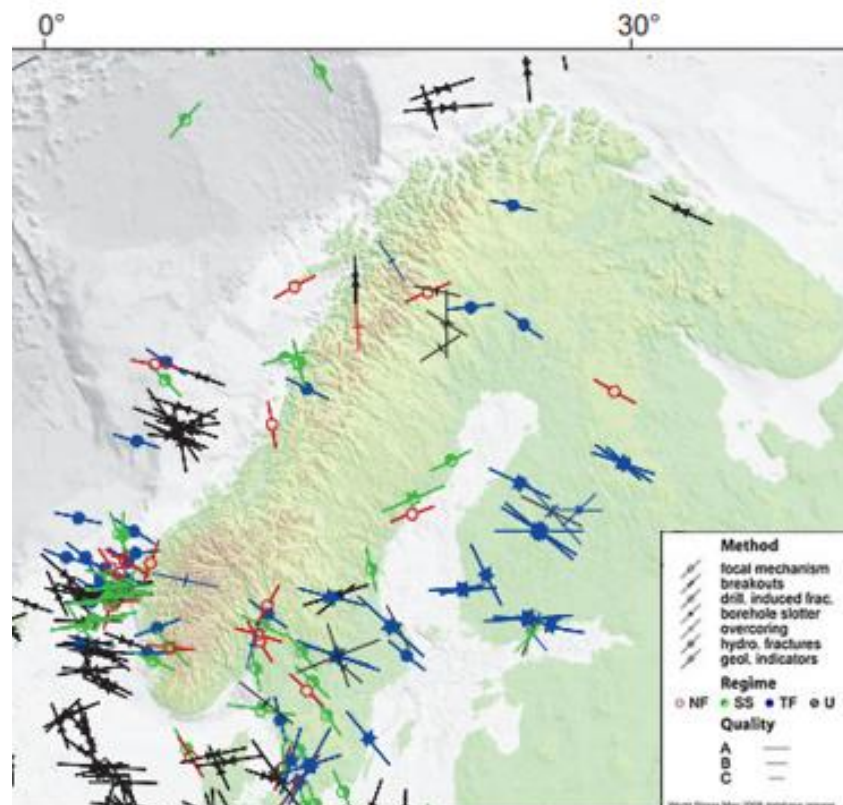
ν on suppeamaluku.

Brown ja Hoek (1978) todistivat tämän laskutavan epätarkaksi, sillä suhde on yleensä suuri lähellä maan pintaa ja se pienenee mentäessä syvemmälle. Lisäksi Vuorimiesyhdistyksen (1982, s. 60) mukaan syvemmällä maankuoressa suppeamaluku lähestyy arvoa 0,5, jolloin vaakajännitykset olisivat pienempiä kuin pystyjännitykset, mikä ei päde Pohjoismaissa. Sheoreyn (1994) menetelmä taas arvioi jännitysten suhteeksi k suuria arvoja lähellä pintaa ja maan pinnassa menetelmässä k saa arvon 11 MPa.

4. KALLION JÄNNITYKSEN MITTAUSMENETELMIÄ

Hakala et al. (2005, s. 33) mukaan kallion in situ -jännitystilän mittaussmenetelmät yleisesti häiritsevät kalliota ja mittaavat häiriön aiheuttamat seuraukset kalliassa. Seuraukset, kuten kuormitus, siirtymä tai vaadittu hajoamisvoima, analysoidaan kallion käyttäytymisen, geologian ja rakenteellisten ominaisuuksien perusteella. Pennalan (2017, s.17) mukaan jännitystilän suuruus laadukkaassa kalliassa on mahdollista määrittää 10–20 %:n tarkkuudella ja jännitystilän suunta 10–20 asteen tarkkuudella.

Hollmén et al. (2019) mukaan yleisiä jännitystilamittaussmenetelmiä ovat hydraulisen murtamisen (HM) menetelmä sekä irtikairaukseen (IK) perustuvat menetelmät, kuten venymäliuskamittaus ja LVDT-kennolla tehtävä jännitystilamittaus. Mittaukset voidaan toteuttaa menetelmän mukaan kairareí:ssä maan pinnalla tai tunnelitiloissa. Vanhempia mittaussmenetelmiä, kuten kolmiaksisiaaliselli ja Borre-menetelmä, käytetään enää harvoin tai ei ollenkaan (Pennala 2017, s. 17). Kuvassa 6 nähdään Pohjoismaissa suoritettuja jännitystilän mittauksia, joiden laatuluokitusjärjestelmä jakaa mittausten laadun viiteen arvosanaan A:sta E:n.

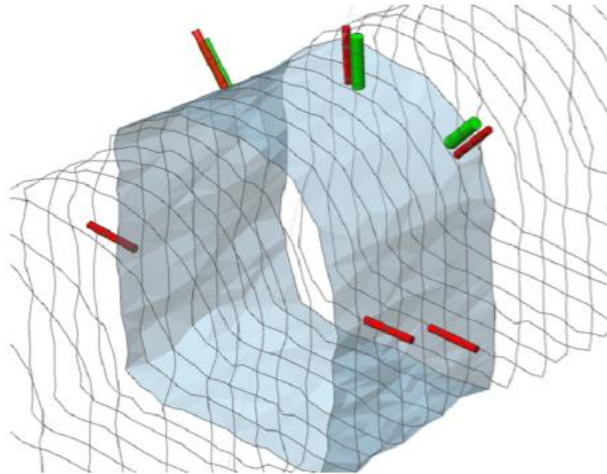


Kuva 6. Rajattu alue Pohjoismaista World Stress Map 2016 (WSP) (Heidbach, et al. 2016)

Kairaamalla tehtävät mittaukset on suoritettava suunniteltavien tilojen syvyydellä tai niiden ylä- ja alapuolella pääjännitysten syvyysgradienttien määrittämiseksi. Jokaisella syvyystasolla ja alueellisella sijainnilla on tehtävä irtikairaus-menetelmällä vähintään kolme ja hydraulisella murta-mismenetelmällä vähintään viisi toisiaan tukevaa mittausta. (Hollmén et al. 2019, s. 32)

4.1 Irtikairausmenetelmät

Irtikairausmenetelmä mittaa in situ -jännitystilaa sen perusteella, miten jännitys vapautuu kairausreiässä. Tässä työssä keskitytään irtikairausmenetelmistä LVDT-menetelmään ja venymä-liuskamenetelmään. Muita perinteisiä IK-menetelmiä ovat esim. USBM, Borre, ANZI, CSIR, CCBO (conical probe), IST ja DDGS.



Kuva 7 Tunnelin yksinkertaistettu laserskannausprofiili. (Hakala et al. 2013, s.16)

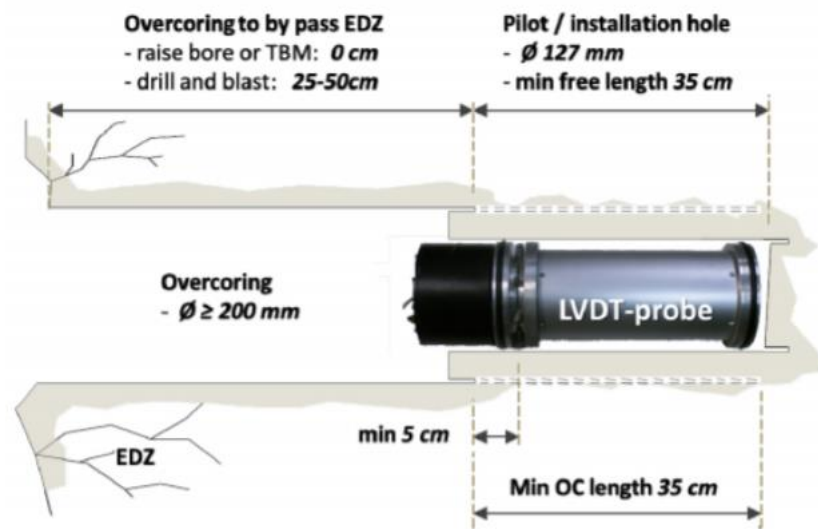
Kuvan 7 laserskannausprofiilia hyödynnetään irtikairausmenetelmien yhteydessä, esim. LVDT-menetelmän tulosten numeerisessa inversioratkaisussa. IK-menetelmät ovat Hollménin et al. (2019, s. 32) mukaan 3D-menetelmänä käyttökelpoisempi menetelmä, sillä IK-menetelmissä suositellaan yhtä mittaussyvyysprofiilia jokaiselta syvyystasolta ja alueelliselta sijainnilta.

4.1.1 LVDT-menetelmä

LVDT-menetelmä kehitettiin mittaamaan toissijaista tai induoitua jännitystä louhitun pinnan läheisyydessä. Menetelmän kehityksessä pyrittiin parantamaan aikaisempia mittaussyvyysmenetelmiä poistamalla esimerkiksi liima käytöstä. LVDT-kennon testit ovat osoittaneet, että drill-and-blast tunnelin tapauksessa minimimittaussyvyys jännitystilän määrittämiseksi on noin 50 cm.

LVDT-menetelmä käyttää LVDT-kennoja, inversiopohjaista laskentaa ja fotogrammetrista tekniikkaa. Menetelmää on viime vuosina testattu runsaasti, ja se on nykyisellään useimmissa

tapauksissa tarkin menetelmä. Lisäksi se on usein ainoa mahdollinen käytettävä menetelmä sivukairaustapauksissa. Sivukairausta käytetään rengasmaisen lautasmuokkautumisen estämiseen. LVDT hyödyntää irtikairausmenetelmän perusteita mittaamalla radiaalisen konvergenssin käyttämällä noin kolmesta viiteen mittausta kolmiulotteisen tunneliosan ympärillä. Mittaukseen käytetään aina parhaiten sopivaa inversiopohjaista ratkaisua mitattujen ja simuloitujen konvergenssien välillä. Lisäksi ratkaisu vaatii numeerisia tekniikoita käyttämällä kohdennettua iteratiivista hakua.



Kuva 8. Suositeltu kairaus- ja asennussyvyys (Hakala et al. 2013, s.7).

Sellin halkaisija, 138 mm, on vanhempia malleja suurempi ja kairauksen halkaisija 200 mm. Suurempi halkaisija minimoi heterogeenisuuteen liittyvää ongelmallisuutta ja lisää mittaukseen soveltuvien kalliomassojen määrää. LVDT-menetelmässä liima ei aiheuta ongelmia, sillä mekaaninen kiinnitys poistaa ongelmat, kuten liiman kuivumisen aikaisen liikkumisen ja pitkän kovettumisaajan. Asentamiskairauksen halkaisija on 127 mm ja minimi irtikairaus­syvyys on 350 mm. (Hakala et al. 2013, 5–11)

Hakala et al. (2012, 4) mukaan in situ -jännitystila ratkaistaan LVDT-menetelmässä numeerisella inversiolla, jota varten tarvitsee tuntea kalliotilan tarkka geometria, kennon asennussyvyys sekä kairareikien sijainti, suunta ja syvyys kalli­ossa. Lisäksi kallion elastiset ominaisuudet selvitetään kaksiaksellisella kammiokokeella irtikairatuista näytteistä.

LVDT-menetelmä on samankaltainen USBM-muodonmuutosmittausmenetelmän kanssa. Siinä siis mitataan kairareian halkaisijan muutosta. USBM-menetelmää ei juurikaan käytetä Suomessa. (Pennala 2017, s. 26)

4.1.2 Venymäliuskamittaus

Venymäliuska-irtikairausmenetelmät perustuvat kallion elastiseen reaktioon, jota tutkitaan kairareikään asennetulla kennolla. Kenno mittaa jännitystä reiän seinistä. Yleisin kennotyyppi on kolmiaksaalinen anturi, kuten SIR- tai CSIRO-kenno (kuva 9) ja Borre-anturi, joissa on 9 tai 12 venymäliuskaa. Kolmiaksaalinen anturi mahdollistaa jännityssensorien tilan laskemisen kolmiulotteisesti yhdestä onnistuneesta mittauksesta. (Pennala 2017, s. 25–26)



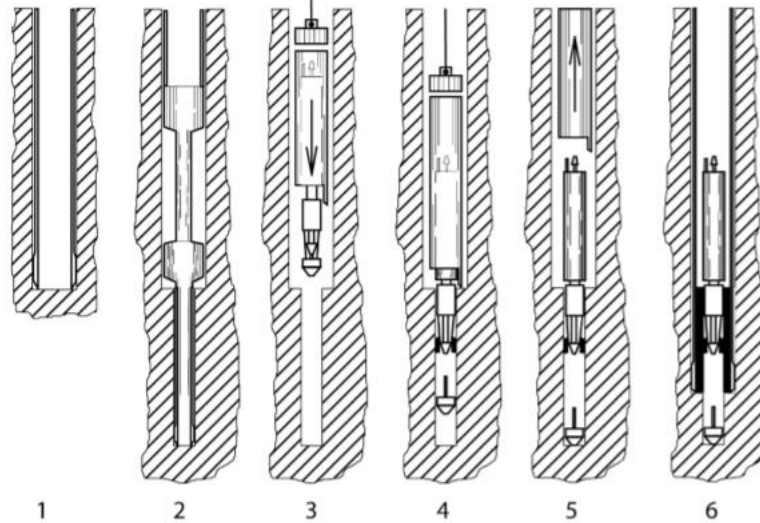
Kuva 9. CSIRO digitaalinen HI/HID-kenno, ESS Earth Sciences, (Sciences)

Kolmiaksaalinen CSIRO HI/HID -kenno mittaa kallion tilan muutosta, ja se kehitettiin 1970-luvulla. Kuvan 9 HI/HID-kenno pystyy mittaamaan jännitystä 100 MPa asti ja sen lämpötilasensorit mittaavat 0 °C – 60 °C -asteeseen. Kennon tarkkuus ± 10 ppm ja asennuskairareian tulisi olla halkaisijaltaan 38 mm (Sciences)

Perinteisen kennon asennus tapahtuu seuraavasti. Irtikairaus aloitetaan testireiällä, sillä mitattavan kallion alueen täytyy olla ehjä, testireikä on 116/93 mm. Kun alue on valittu, porataan kairareian pohjalle 38/22 mm ohjausreikä, joka on pituudeltaan ainakin 50 cm. Ohjausreikä puhdistetaan 0 °C – 3°C -astetta kalliota kylmemmällä vedellä, jotta estetään kennon lämpiäminen ja lopuksi kenno liimataan paikoilleen. Liiman täydelliseen kuivumiseen kuluu yli 32 tuntia. Kenno täytyy asettaa tarpeeksi kauas ohjausreiän pohjasta ja isommasta reiästä. Irtikairauksen jälkeen kaksiaksaalisen kennon tulokset saadaan nostamalla ydinnäytteeseen kohdistettua pai-

netta portaittain. Näistä tuloksista määritetään Yougin moduuli ja suppeamaluku. Mikäli kaksiakselisen kennon tulokset ovat lineaarisia, voidaan laskea in situ -jännitystilä venymäarvojen perusteella. (Pennala 2017, s. 26–27)

Borre mittauslaite on CSIRO:n menetelmiä harvemmin käytössä. Se on Swedpower AB:n kehittämä kolmiakselinen rasituksen mittausanturi. Borren kiinnitys ja mittaus kuvataan kuvassa 10.



Kuva 10 Yhden jännitystilän mittauksen tekeminen Borrella (Sjöberg et al. 2003, Pennalan 2017 mukaan, s. 27).

Ensimmäisessä vaiheessa poratun kairanreiän halkaisija on 76 mm ja toisessa vaiheessa porataan 36 mm halkaisijan pilottireikä. Jos testialueella ei ole ennestään rakoilua, asennetaan siihen mittauslaite vaiheessa kolme kiinnitysputkella ja vaiheessa neljä mittauslaite kiinnitetään reiän seiniin epoksihartsilla. Viidennessä vaiheessa kiinnitysputki poistetaan ja lopulta näyte irtikairataan mittauslaitteen kanssa. Irtikairauksessa halutaan tuottaa 61 mm – 61.5 mm halkaisijan ontto ydinsylinteri. Borre mittauslaite mittaa irtikairauksen aikaisen rasituksen ja lämpötilan vaihtelun. Borren täyden jännitystilän muutoksen mittaaminen vaatii, että tunnetaan irtikairauksen aiheuttama rasitus kuudesta eri suunnasta, kairausreiän suunta ja kallion elastiset ominaisarvot. (Free et al. s. 6–7)

Hollménin et al. (2019, s. 32) mukaan venymäliusken menetelmän tuloksissa suurempaa hajontaa aiheuttaa kiven heterogeenisuus. Lisäksi tulee huomioida, että kaikki venymäliuskat eivät sovellu alakätsisiin reikiin ja että venymäliuskat ovat erittäin lyhyitä suhteessa raekokoon. Tämän lisäksi kiinnitysliima aiheuttaa yleisesti ongelmia. Myös Hakala (2006, s. 101) osoittaa ongelmiksi veny-

mämittausmenetelmissä lämpötilan muutoksen ja ohimenevän rasituskäyttäytymisen. Jopa yhden asteen muutos kallion sisälämpötilassa voi vaikuttaa merkittävästi mittausten virhemarginaaliin, jonka tulisi olla vain ± 1 mm. Ohimenevän rasituskäyttäytymisen ongelmanratkaisuksi Hakala kehitti tietokoneohjelman, joka simuloi ongelmallisia jännitysarvoja. Näiden arvojen avulla voidaan in situ arvioida uudelleen. Tämän ohjelman numeerinen virhe on pienempi kuin 5 %, joten ohjelma parantaa huomattavasti jännitystilan mittaustarkkuutta.

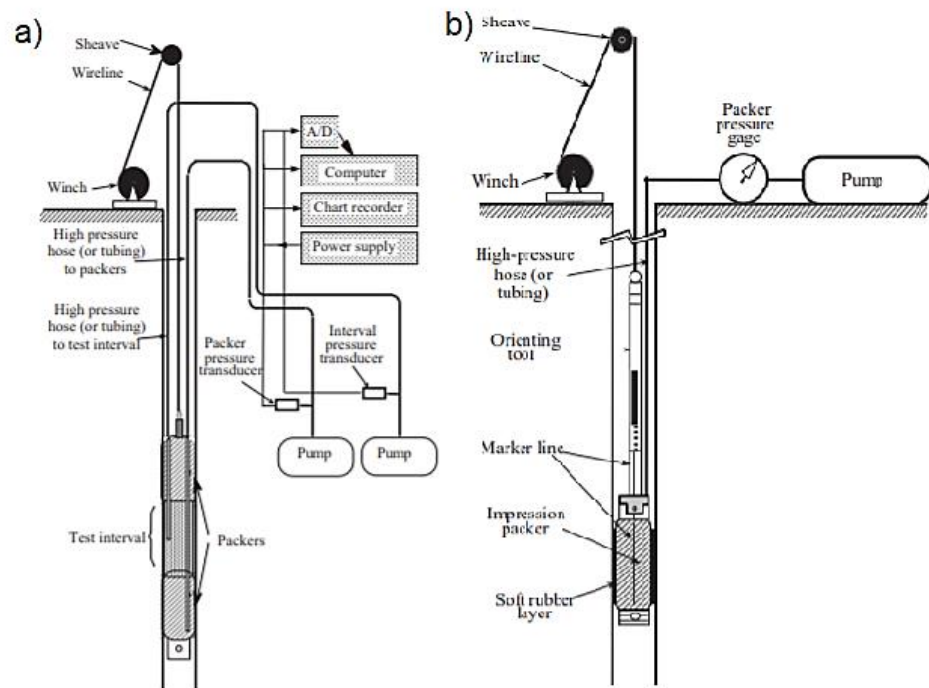
4.2 Hydraulinen murtamismenetelmä

1990-luvulta lähtien hydraulinen murtomenetelmä on ollut tärkein menetelmä määrittää in situ -jännitystilaa kalliossa. Menetelmä käyttää vedenpainetta kallion jännityksen mittaamiseen murtamalla kalliota kairanreiän suljetulla alueella. Suurempi ja pienempi vaakajännitys ja pystyjännitys lasketaan käytetystä vedenpaineesta. Testiin valitaan täysin ehjä kallion alue kairanäytteidien avulla ja testissä yleensä mitataan noin 10 aluetta yhdestä kairanreiästä. Yleinen syy mittauksen epäonnistumiseen onkin juuri jo ennestään mittaussuunnassa rakoillut testialue. Mittauksen rikkoutumissuunta on kohtisuorassa kallion pienempään vaakajännitykseen. Suuremman ja pienemmän vaakajännityksen mittaus tapahtuu vaakasuuntaisissa kairanrei'issä, sillä Pohjoismaissa minimi pääjännitys on lähes yhtä suuri kuin pystyjännitys.

HM-menetelmä pohjautuu neljään pääoletukseen:

1. Kallio on isotrooppinen, homogeeninen ja käyttäytyy lineaari-elastisesti.
2. Yksi pääjännityksistä on yhdensuuntainen porareian akselin kanssa.
3. Vertikaalinen stressi tulee painovoimasta.
4. Huokosveden paine on nolla.

HM-menetelmä käyttää eri laitteita murtamiseen ja rakoilun painaumajäljennöksen ottamiseen. Kuvassa 11 on tyypillinen HM:ää käyttävä laitejärjestelmä. (Hayashi & Haimson 1991, Pennalan 2017 mukaan, s. 17).



Kuva 11. a) Tyypillinen hydraulista murtomenetelmää käyttävä laitejärjestely ja b) Tyypillinen rakoilun painamanotto laitejärjestely (Haimson & Cornet 2003, s.1013)

Kun ehjään kairareikään on murrettu HM:llä rakoilua, voidaan siitä ottaa painumanäyte. Rakoilu painetaan painuman tallennuskumiin noin 20 min painautumisen aikana reiän seinästä. Tulokset kirjataan kenttätietolomakkeelle (Majapuro 2003).



Kuva 12. Mindat Australia Ltd:n valmistaman MiniFrac-järjestelmän osa murtamiseen (yläpuolella) ja osa rakoilu painaman ottamiseen (alempi), joka käyttää mekaanista karttapiirturia (Majapuro 2003).

Taulukossa 1 esimerkki MiniFrac-järjestelmällä saaduista mittaustuloksista. Tulos on sitä laadukkaampi mitä paremmin kahden vaakajännityksen suunnat ovat keskenään vastakkaiset (Pennala 2017, s. 19).

Taulukko 1. Mittaustulokset Helsingin keskustan työmaalta reiästä JTM

Location	Hole	Depth	SigH	Sigh	SigH	Sigh	Method
		metre	MPa	MPa	degree	degree	
ALEKSANTERINKATU	JTM	14,7	4,05	2,59	300	150	Log(P)
"	"	19,3	7,53	4,22	300	150	dt/dP vs P
"	"	21,8	6,08	3,66	320	180	Log(P)
"	"	24,5	9,41	4,83	320	180	dt/dP vs P
"	"	26,3	11,14	5,84	325	190	Log(P)
"	"	28,5	6,21	3,62	325	190	dt/dP vs P
"	"	29,5	4,09	2,60	10	150	Log(P)
"	"	26,3	11,14	5,84	10	150	dt/dP vs P

Lisäksi kustakin mittausalueen tuloksista piirretään suljetun tilan paineen kuvaaja, josta määritetään paineen arvot. Suljetun tilan paine voidaan määrittää kahdella tavalla, log(P) tekniikalla tai DT/dP vastaan P tekniikka, joka antaa suurimman mahdollisen suljetun paineen. Matalin paine saadaan kuvaajasta kohdasta, jossa paine on vakio. Pienempi vaakajännitys (σ_h) saadaan määritettyä suljetun tilan paineen keskiarvosta.

$$\sigma_h = \frac{Ps1+Ps2+Ps3}{3}, \quad (8)$$

missä

σ_h on pienempi vaakajännitys [N/m²]

Ps1 on ensimmäinen suljetun tilan paine [N/m²]

Ps2 on toinen suljetun tilan paine [N/m²]

Ps3 on kolmas suljetun tilan paine [N/m²].

Suljetun tilan paineen kuvaajan kulmakertoimen muutoksesta saadaan määritettyä uudelleenavauspaine (Pr). Suurempi vaakajännitys (σ_H) saadaan suljetun tilan paineesta ja uudelleenavauspaineen keskiarvosta, jossa kolmas uudelleenavauspaine tarvitaan vain, jos toinen uudelleenavauspaine ei ole tarkka. (Amadei & Stephansson 1997)

$$\sigma_H = 3 \cdot Ps - \left(\frac{Pr1+Pr2+Pr3}{3} \right), \quad (9)$$

missä

σ_H on Suurempi vaakajännitys [N/m²]

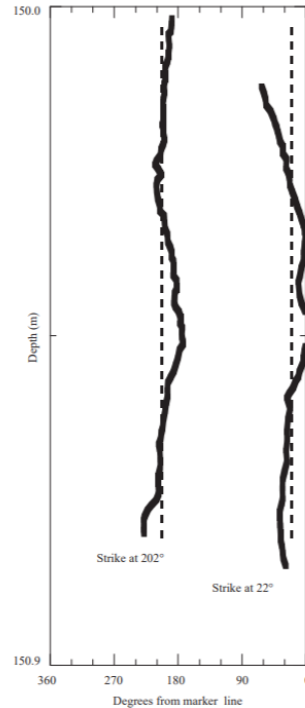
Ps on suljetun tilan kokonaispaine [N/m²]

Pr1 on ensimmäinen uudelleenavauspaine [N/m²]

Pr2 on toinen uudelleenavauspaine [N/m^2]

Pr3 on kolmas uudelleenavauspaine [N/m^2].

Rakoilun jäljennös muutetaan digitaaliseen kuvaajaan muotoon kuva 13. Kuvaajaa käytetään helpottamaan tilastollista arviointia paineen aiheuttamasta halkeilusta.



Kuva 13. Todellinen rakoilun painamajäljennös, joka näyttää HF- jäljen porareiän seinällä (paksut viivat) ja keskimääräinen rakoilun käyttämä pystyalue (katkoviivat), (Haimson & Cornet 2003, s.1016)

Pennalan (2017) mukaan Suomen Malmi Oy jakaa mittauksista tulosten laadun ja rakoilun suunnan neljään eri luokkaan. Neljä laatuluokkaa jakaantuu painekuvaajan alkupaineen ja käyrän vakauden ja muutosten selkeyden mukaan. Rakoilun suunta jakaa tuloksen neljään luokkaan seuraavasti:

1. Rakoilu vastakkaista $\pm 15^\circ$ kulmassa, pystysuuntaista ja pystysuoraa.
2. Rakoilu vastakkaista $\pm 30^\circ$ kulmassa, melkein pystysuuntaista ja mahdollisia katkoksia.
3. Rakoilu ei vastakkaista, useita rakoja muodostunut.
4. Vaakarakoilua.

5. TAPAUSTUTKIMUKSET JA HAASTATTELU

5.1 Kirjallisuustutkimuksen tulokset

Tarkasteltaessa esimerkiksi Suomen MJK informaatiota Pennalan (2017, liitteet 1–35) työstä nähdään, että venymäliuskamittaamiseen perustuvat irtikairausmenetelmät olivat suosituimpia noin vuodesta 1995 vuoteen 2001. Sen jälkeen hydraulinen murtamismenetelmä yleistyi suosituimmaksi menetelmäksi vuoteen 2009 asti, jolloin LVDT-menetelmä nousi HM:n rinnalle. LVDT-menetelmän suosiota selittää se, ettei mittaukseen tarvita syvää reikää, kiinnitysliimaa, eikä menetelmä käytä kairakonetta vaan kompaktia timanttikairakonetta (Pennala 2017, s. 29). Kun taas vastaavasti HM vaatii paljon vähemmän testikairauksia ja voidaan toteuttaa valmiiksi kairatuissa kairanrei'issä, mikä vähentää menetelmän kustannuksia ja lyhentää aikajännettä. Perinteisen irtikairausmenetelmän venymäliuskamittausten heikkouksia ovat liimakiinnitys, jolloin liiman kuivumisen aikainen liikkuminen ja pitkä kovettumisaika ovat ongelma. Lisäksi lämpötilan vaihtelu ja ohimenevä rasisuskäyttäytyminen aiheuttaa hajontaa tuloksissa. Kaikkien mittausten tuloksissa aiheuttaa virhettä kalliomassan heterogeenisyys.

World Stress Map 2016 (WSM) laatuluokitusjärjestelmä, joka perustuu töihin Zoback & Zoback (1989) ja Zoback & Zoback (1991), on kansainvälisesti hyväksytty jännitystilän mittaustulosten laatuluokittelujärjestelmä. Se jakaa mittaustulokset viiteen luokkaan (A-E) mittausten lukumäärän, syvyyden ja tarkkuuden perusteella. Tätä laatuluokitusjärjestelmää sovelletaan kuitenkin lähinnä vain syvissä mittauksissa. Matti Hakalan haastattelussa (Liite 3) kävi ilmi, että pintakoh-teisiin on kehitteillä Suomessa SMCOY:llä LVDT-menetelmälle oma luokittelujärjestelmä.

5.2 Haastattelut

Haastattelujen tavoitteena on antaa tämänhetkistä käytännön tietoa kalliorakentamisalan osaa-jilta. Haastateltavat olivat Kalle Hollmén (25.11.2020), Antti Kivinen (1.12.2020), Matti Hakala (28.11.2020) ja Jesse Ström (6.12.2020). Hollménin ja Kivisen haastattelut tapahtuivat videopu-heluina, joissa kysymyslista toimi suuntaa antavana. Hakala ja Ström vastasivat haastattelukysy-myksiin sähköpostitse. Haastattelujen tuloksia tarkasteltaessa on huomioitava, että haastatel-tavien vastauksiin vaikuttaa heidän työtaustansa, osaamisalansa ja yrityksen käyttämät mene-telmät. Haastattelujen litteroinnit, vastaukset ja kysymykset ovat työn lopussa liitteinä.

Hollmén on Sitowisen tunneli- ja kalliotilojenosaston päällikkö ja on ollut suunnittelemassa mm. Tampereen rantatunnelia ja P-Hämppiä. Kivinen on GRM-Services Oy:n toimitusjohtaja ja geofysiikan ekspertti, joka valmistui Aalto-yliopistosta vuonna 2010. Hän on tehnyt Pyhäjoelle jonkin verran jännitysmittauksia ja GRM-Services Oy:tä aikaisemmin toteuttanut Suomen Malmisissa useita projekteja, varsinkin HM-menetelmällä. Hakalan töihin on tässäkin työssä viitattu useaan otteeseen, sillä hän on LVDT-menetelmän kehittäjä. Hakala on RMCF:n (Rock Mechanics Consultant Oy) johtava kalliomekaniikan konsultti ja Stress Measurement Company Oy:n toimitusjohtaja. Ström on kalliotekniikan maisteri Helsingin Aalto-yliopistosta ja hän on AA-pätevyysluokan kalliorakenteiden suunnittelija. Hän työskentelee RMCF Oy:llä konsulttina.

1. Käytetäänkö kohteissa aina vain yhtä mittaamenetelmää, vai varmennetaanko tuloksia käyttämällä useampaa menetelmää laitevirheen mahdollisuuden poistamiseksi?

Kaikki haastateltavat olivat samaa mieltä tästä kysymyksestä eli käytetään yleensä vain yhtä menetelmää hinnan takia. Mutta esim. J.S:n mukaan kohteissa, joissa kalliossa olevien vauriot odotetaan aiheuttavan ongelmia, jännitystilatulosten varmuustason nostamiseksi on saatettu käyttää useampaa menetelmää. Lisäksi A.K:n mukaan usein kohteesta halutaan vain varmistaa, että jännitystila on odotetun mukainen. K.H. tiivistää asian hyvin: ”Täytyy siis löytää optimaalinen tapa ja ymmärtää mitkä rajoitteet tai puutteet siihen liittyy ja huomioida se tulosten esityksessä.”

2. Onko muita laatuluokituksia kuin World Stress Map 2016 (WSM) käyttämä A-E luokitus? (Heidbach et al. 2010, Pennala 2017, s. 30 mukaan)

M.H:n mukaan tämä MJK:n laatuluokitus on tarkoitettu syviin mittauksiin eikä siten sovellu pintakohteisiin, joita suurin osa kalliorakentamisesta on. Hänen mukaansa SMCOY:llä on kuitenkin oma LVDT-mittaukselle kehitetty tietokanta. A.K:n mukaan mittauksissa noudatetaan lähinnä ISRM:n standardeja. Yleisesti tarvittavien mittausten määristä ja toistoista (K.H:n mukaan) HM-menetelmää käytettäessä täytyy olettaa etteivät kaikki mittaukset onnistu, sillä menetelmä on erittäin herkkä kallion suuntautuneisuudelle eli esim. liuskeisuuden suunta voi sotkea tuloksia. M.H:n mukaan näin on, koska se pyrkii mittaamaan pienintä pääjännitystä ja on pystykomponentti eikä haluttu vaakakomponentti. Näin ollen väyläviraston ohjeiden mukaan HM-menetelmällä tehdään noin 5 mittauksia ja 10 yhteen reikään. Sen sijaan K.H:n mukaan LVDT-menetelmällä tunnelin poikkileikkaukseen porataan yleensä 5 reikää seinille.

3. Miksi juuri Hydraulinen murtamismenetelmä (HM), Irtikairausmenetelmät (IK), kuten LVDT-menetelmät ja venymämittausliuskoihin perustuvat menetelmät ovat suosittuja Suomessa ja muissa Pohjoismaissa? Miksei esim. USBM-menetelmä ole käytössä?

Kaikki haastateltavat vastasivat tähän kysymykseen, että menetelmät ovat käytössä lähinnä tarjonnan takia. Esim. J.S:n mukaan kun laitteisto on maihin kerran hankittu, tulisi muiden menetelmien käyttö kalliimmaksi, koska ne vaativat ulkomaisia urakoitsijoita. Lisäksi muissa menetelmissä ei ole merkittäviä etuja jo käytössä oleviin menetelmiin verrattaessa. M.H:n mukaan HM-menetelmää ja IK-menetelmää CSIRO-HI kennolla esim. Suomessa tarjoaa SMCOY ja GRM-Services. Lisäksi SMCOY tarjoaa LVDT-palveluita ja heillä on kehitteillä LVDT-menetelmän kairareikäversio, joka mahdollistaisi näytteen ottamisen maanpinnalta kalliotilan sijaan. Menetelmää kehitetään USBM-menetelmän pohjalta. USBM-kennojen suosiota rajoittaa asennussyvyys ja vesipaineen huono sietokyky. Edellä mainittujen menetelmien lisäksi Suomessa on myös käytetty Posivan loppusijoitustiloissa Borrea ja HTPF-menetelmää.

Lisäksi haastateltavat nostivat esiin käytössä olevien menetelmien heikkouksia ja vahvuuksia. J.S:n mukaan HM-menetelmä on muihin menetelmiin verrattuna nopea, yksinkertainen ja edullinen, mutta sen heikkoutena pohjoismaisessa rakoilleessa pintakalliiossa on tulosten suuri hajonta. Lisäksi menetelmä yleensä rajoittuu vain pystyihin kairareikiin sekä tuloksina saadaan käytännössä vain pääjännityskomponentin suuruus ja suunta, jonka kohdalla tulosten käsittelijän täytyy tulkita tuloksia oman subjektiivinen näkemyksensä pohjalta. A.K:n mukaan perinteisillä IK-menetelmillä ei pysty CSIRO-kennolla tekemään mittauksia kovin syvältä, mutta on kennoja jotka toimivat omalla muistillaan ilman välikaapeleita ja ne pystyvät mittaamaan kairareistä kilometrien syvyydestäkin. Lisäksi K.H:n mukaan IK-menetelmät harvoin soveltuvat, kun ollaan yli 500 metrissä.

Lisäksi IK-menetelmissä haasteena alakätiset reiät eli kun ne suuntautuvat alas, vesi jää seisoamaan. LVDT-menetelmän vahvuuksia ovat M.H:n mukaan sen tarkkuus, liiman puute ja ettei se vaadi kairakonetta, vaan urakoitsijalla on omat kompaktit timanttikairakoneet.

4. Kuinka pitkäkestoinen kukin menetelmä on? Vaikuttaako jos kohteella on tiukka aikataulu tai vaikuttaako menetelmien kesto hintaan?

J.S:n mukaan jottei mittaukset vaikuta muihin töihin, suoritetaan ne yleensä hyvissä ajoin ennen louhintatöihin ryhtymistä. Lisäksi hänen mukaansa muutaman päivän työskentelyrajoitus käynnissä olevilla työmailla tai kaivoksilla ei yleensä häiritse työmaata, esim. yhdessä tunneliperässä. Menetelmien keston ja aikataulun suhteen HM-menetelmä oli kaikkien haastateltavien mukaan

nopein. HM-menetelmä on nopea varsinkin, koska M.H. mukaan se ei vaadi kairakonetta paikalle, sillä mittaukset voidaan tehdä valmiiksi kairatuissa rei'issä. A.K:n mukaan, jos jätetään kairaus pois, niin yhdessä päivässä HM-menetelmällä mittaaja tekee 4–5 murtoa yhteen reikään ja saa otettua niistä jännityksen suunnat. LVDT-menetelmän mittaukset kestävät M.H:n mukaan 3–5 päivää, kun mittaus suoritetaan kahdella yksiköllä. Perinteiset IK-menetelmät, kuten CSIRO-HI, Borre ja USBM, ovat hitaita ja vaativat paikalle kairakoneen. Näiden menetelmien aikataulua M.H. selvensi seuraavasti: ”Kairareian tulisi olla mielellään yläkätinen, sillä alakätisessä liimauksessa on aina riskinsä (keskimääräinen onnistumisprosentti on huonompi kuin 50 %). Ensimmäiseen mittasyvytyteen voidaan kairata etukäteen, koneen asemointi ja n. 15 m kairaus vie ainakin kaksi päivää. Sen jälkeen etsitään soveltuvaa asennuskohtaa reiän pohjalta pienellä 36-38 mm terällä, jos metrin matkalla ei ole soveltuvaa paikkaa jatketaan pienellä tutkittu matka isommalla (>76 mm) terällä ja taasen uusi pilotti. Sopivan pilotin löydyttyä kenno liimataan paikalleen ja irtikairataan vuorokauden kuluttua. Parhaassa tapauksessa saadaan mittausyritys per päivä. Kaksi toisiaan tukevaa mittausta kahdella syvyydellä alle 30 m reiässä vie siis vähintään viikon monesti kaksi.” A.K:n mukaan IK-menetelmillä menee yhteen mittaukseen 2–3 päivää.

Mitä pitkäaikaiseen mittaamiseen tulee, niin J.S:n mukaan HM-menetelmä ei sovellu siihen, koska esimurrettu halkeama tunkataan aina uudestaan auki ja louhintaa on voinut aiheuttaa halkeamassa siirtymiä tai koko jännityskenttä muuttanut suuntaa, jolloin halkeaman avaamiseen tarvittava paine ei enää ole verrannollinen ensimmäiseen mittaukseen. Irtikairausmenetelmiä, kuten CSIRO HID-kennoja, voidaan sen sijaan käyttää kallion jännitystilän pitkäaikaiseen seurantaan, mikä kuitenkin vaatii, ettei reikä itsessään varioidu jännitystilän tai louhinnan seurauksena. Jännitystilän kestromittaus on kuitenkin harvinaista ja enemmän mitataan jännityskentän aiheuttamia siirtymiä, jotka voivat johtaa rakenteiden vaurioitumiseen ja vaikuttaa kalliotilan tasapainoon. Lisäksi A.K:n mukaan, jollei kennoa ole kytketty johonkin automaattiseen järjestelmään, joka lähettää dataa pilveen, niin jatkuva mittaus ei teetä mittaajalle asennusta enempää työtä.

5. Suunnittelu – toteutus – analyysi. Miten aika jakautuu eri menetelmien osalta? Esim. jokin voi olla hidasku suunnittelussa, mutta nopea toteuttaa.

Itse mittauksen lisäksi mittaustulosten tulkinta vaatii aikaa. M.H:n mukaan HM-mittauksen tuloksien tulkinta vie 1–2 päivää ja raportti noin viikon. Perinteiset IK-menetelmät vaativat kiven kimmoarvojen testauksen, joko Hoekin kennolla tai UCS-testillä, missä Hoekin kennolla määrittäminen tehdään päivässä ja UCS-testaus vie useamman päivän. Näin ollen alustavat tulokset saadaan päivässä kimmoarvojen määrittämisen jälkeen, kun taas kunnollinen tulkinta vie 1–2 viikkoa. Lisäksi A.K: mukaan IK-mittaustuloksien tulkinnan kestoon vaikuttaa mittausten määrä. M.H:n

mukaan LVDT-menetelmän kestoon taas vaikuttaa inversiolaskenta, mikä tekee tulkinnasta hidasta. Alustavat tulokset vievät kaksi viikkoa ja menetelmään kuuluva virhearviointi ja raportointi lisäävät viikon verran aikaa.

J.S:n mukaan kaikissa menetelmissä jännitystilamittausten tulokset raportoidaan yleensä excel- taulukkona ja diagrammeina, joissa esitetään mittausdata ja tulkittu jännityskentän pääkomponenttien suunta ja suuruus.

6. Hinnasto? Vaikuttaako mittausten määrä hintaan?

M.H:n mukaan menetelmien hintaan vaikuttaa mittausten määrä ja lisäksi mobilisaatioiden lukumäärä, mittapaikan saavutettavuus, työskentelyajat, kallion laatu sekä työn ja tulkinnan laatu. Kokonaishinta vaihtelee urakoitsijoiden välillä ja sisältää mittauksen ja raportoinnin hinnan, kairauksen hinnan. Myös mittauksen edustavuus ja luotettavuus sekä siihen kuluva aika vaikuttavat hintaan.

Haastateltavat olivat saamaa mieltä siitä, että LVDT-menetelmä on kaikista kallein menetelmä. K.H:n mukaan sen tilaus on usein noin 50 000 euroa. HM-menetelmässä hintaan vaikuttaa kairaus, joka on noin 200–250 e/1 m, mikä sisältää analysoidun tulosraportin kairareistä. Itse HM-mittaus maksaa arviolta A.K:n mukaan noin 10 000 euroa ja on huomattavasti halvempi muihin menetelmiin verrattaessa. IK-menetelmissä menetetään 2000 euron arvoinen kenno, mikä huomioidaan menetelmän hinnassa. Riippuen lasketaanko kairauskustannuksia vai ei IK-menetelmän yksi tai kaksi mittausta maksaa suunnilleen yhtä paljon kuin HM-menetelmän yhden reiän hinta, jossa 10 mittausta. J.S:n mukaan menetelmien hintaeroa tasoittavat laatuerot, kuten IK-menetelmät antavat kattavampaa tietoa kalliosta kuin HM-menetelmä ja niissä joutuu mahdollisesti tekemään vähemmän mittauksia (HM-mittauksien suuren hajonnan takia).

7. Vaikuttaako kohteen tyyppi menetelmän valintaan?

Haastattelujen perusteella mittausmenetelmää valittaessa merkitsee eniten, voidaanko mittaus toteuttaa kalliotilasta vai maan päältä. Ennen valintaa kuitenkin K.H:n mukaan mietitään myös onko mittaukselle tarvetta ollenkaan. Mittausta ei välttämättä tarvitse, mikäli samasta kalliomassasta on jo ennestään mittauksia, kalliosta ei suuria poikkeuksia, mihin vaikuttaa tilan dimensiot ja mitä tilan päällä on. Myös jos kohteesta ei aiota tehdä 3D-laskentaa ei sen lähtöarvoilla sekä pääjännityksen suunnalla ja suuruudella, tee mitään. Toisaalta taas jossain kohteissa lähdetään ajatuksesta, ettei vaakajännitystä ole ollenkaan, jolloin suunnitellaan lähtökohtaisesti 0-jännityksillä.

Seuraavaksi mietitään M.H:n mukaan mittausten tavoitetta, haetaanko mittauksilla pienintä pääjännitystä, esim. vesivoimatunneleissa, vaakajännityksiä, kuten valtaosa kalliorakennuskoh-teista, vai täydellistä 3D-jännitystilaa, esim. kaivokset, ydinjätteen loppusijoitus, suuret ja vaati-vat hankkeet. Lisäksi täytyy huomioida ettei mikään jännitystila mittausten menetelmä sovellu huo-nolaatuiselle kalliolle vaikkakin tällöin voi perinteisellä IK-menetelmällä saada mittaustuloksen, mutta sen luotettavuus on todennäköisesti huono.

J.S:n mukaan itse kallion ominaisuudet tulee huomioida esim. kun etsitään in situ mittauksen sijaintia. Sen tulee olla riittävän etäällä louhinnoista ja vähärakoisessa kalliomassassa. Louhinta ja kallion topografian muutokset aiheuttavat paikallisia vaihteluja jännityskentässä. Tämän takia sijainnin kalliomassan pitäisi olla mahdollisimman tasalaatuista ja kallio muodoiltaan samankal-taisessa ympäristössä, kuin mihin louhinta on suunnitteilla. Mittauskohdan kallion rikkonaisuus-takia mittaustuloksena yleensä saada kallion paikallinen, rikkoutuneessa kalliomassassa val-litseva jännitys, sillä tällöin mittalaitteet usein mittaavat yksittäisten kivien ja niiden välisten kontaktien jännitystä jännitystilan sijaan. Sijaintia mietittäessä HM-menetelmää rajoittaa se, että kairareivät voidaan kairata vain pystyasentoon. Kun taas IK-menetelmällä kairareivät voidaan kairata mihin tahansa orientaatioon, jolloin useamman reiän yhdistelmästä lasketaan kunkin pää-jännityskomponentin suunta ja suuruus. HM-menetelmän kairareivät kairataan pystyyn, sillä Pohjoismaissa suurin pääjännitys-komponentti oletetaan vaakasuuntaiseksi.

A.K:n mukaan yleisesti voidaan ajatella, että mitä enemmän ruhjeita ja rikkonaisuuksia alueella on, sitä häiriintyneempi on alueen jännityskenttä. Esim. lähellä suurta rikkonaisuusvyöhykettä voidaan todeta käytännössä, että siellä jännitys on purkaantunut rakojen kautta. Erityisesti HM-menetelmälle rikkonaisuusalueet voivat olla haaste. HM tarvitsee vähintään 30 cm – 1 m verran ehjää kiveä, jotta testin pystyy teknisesti suorittamaan. Mikäli ei ehjää aluetta löydy, on kaira-reikien tekeminen mittausta varten turhaa rahankulutusta. Lisäksi A.K:n mukaan olemassa ole-vien kalliotilojen vaikutus kohteeseen on suuri, jolloin LVDT-menetelmä on suositeltava sen ison testialueen ja tarkkuuden takia.

8. Vaikuttaako mittausmenetelmän valintaan tehdäänkö se maan päältä vai alta kallioti-lasta?

Yleisesti HM-menetelmällä ja IK-menetelmällä voidaan mitata maan päältä, vaikka IK-menetel-mällä yleensä mitataan viereisestä kalliotilasta, sillä esim. erittäin syvä kairareikä on yleisesti ongelma IK-menetelmissä. LVDT-menetelmällä voidaan mitata ainoastaan viereisestä kallioti-lasta, kunhan sijainti edustaa samaa kalliomassaa. K.H. mukaan myös HM-menetelmässä voi kai-

ranreiän tarvittava syvyys tuottaa ongelmia, esim. porareikään asetettavia tankoja ei saada samaan syvyyteen, kuin minne tila on tulossa. Käytännössä jos täytyy mitata syvältä ja ei ole vieleistä mittaukseen sopivaa kalliotilaa, on HM-menetelmä ainoa vaihtoehto.

M.H:n mukaan valintaan vaikuttaa tässä myös se mitä mittaukselta haetaan. Pienintä pääjännitystä mitattaessa HM-menetelmällä reikä tulee kairata suurimman pääjännityksen suuntaa. Vaakajännitystä mitattaessa menetelmästä riippumatta on parasta mitata pintakohteissa pystytköillä rei'illä. 3D-jännitystilaa mitattaessa erisuuntaisista rei'istä tulee huomioida kiven stabiiliteetti, esim. diking ja syvällä breakout aiheuttavat ongelmia. Lisäksi reiän lähtöpaikkaan ja suuntaan vaikuttaa kohteen sijainti ja lähellä olevat kalliotilat, niiden käytettävyys ja hinta. Mittaustuloksia tarkasteltaessa tulee huomioida, että tulosten laatu ja luotettavuus laskee kaira-reiän pituuden funktiona, ja kairausetäisyys tulisi minimoida, sillä hinta kasvaa kairauksen syvyyden mukaan.

9. Onko jännitystilamittausten tiedonmallintamisessa eroja menetelmien välillä? Ja 10. Taipuvatko kaikki mittausten menetelmät tiedonmallintamiseen yhtä hyvin?

K.H:n mukaan IK- ja LVDT-menetelmät antavat kattavamman kuvan, sillä HM-menetelmä antaa vain kairanreikää kohti suoran tason jännitystilan, kun taas IK ja LVDT antaa koko profiilin ja erisuuntaisia tasoja, joten ne sopivat paremmin 3D-jännitystilan määrittämiseen. Toisaalta A.K:n mukaan HM-menetelmällä on mahdollista saada kattavampaa tietoa tekemällä toisen kaateisia reikiä, eli HTBF-menetelmällä. J.S:n mukaan mittaustieto on pistemäinen ja lisäksi yksittäisten mittausten välinen tulkinta ei ole riippuvainen mittausten menetelmästä, jos mietitään tietomallintamisen esittämisen kannalta. Mittauksista tehty alueellinen tulkinta voi olla esim. jännitystilan kasvu syvyyden funktiona, joka on sovitettu eri mittauspisteiden välille ja esitetään tietomalleissa alueellisina gradientteina.

K.H:n mukaan jännitystilan tulokset muutetaan suunnitelmiin laskentaohjelmien avulla ja ohjelman valitseminen riippuu siitä, halutaanko laskea esim. demoja, 2D- vai 3D-malleja. Laskennasta saadaan reunaehdot tilojen suunnitteluun ja lujitukseen. M.H:n mukaan keskeisintä mallintamisen suhteen on tulosten luotettavuus, johon vaikuttaa kallio-olosuhteet, valittu menetelmä, mittausten lukumäärä ja tulkinnan laatu, sekä alueen geologisen mallin luotettavuus. Suunnittelussa jännitystila vaikuttaa ensisijaisesti lujitusmääriin ja rakennetun ympäristön vaurioihin ja tietyissä tapauksissa tilan mittasuhteisiin ja kokoon. Jännitystilan merkitys hankkeelle kasvaa hankkeen sijainnin, syvyytason ja käyttötarkoituksen mukaan. Kallion jännitystilamittausten puute tai huono laatu lisää hankkeeseen liittyviä riskejä ja kuluja.

Menetelmän luotettavuuteen vaikuttaa tarvittavien toistomittausten määrä ja tulosten hajonta. A.K:n mukaan kaikki menetelmät voivat antaa toistomittauksissa vaihtelevia tuloksia. Kuitenkin HM-menetelmän tuloksissa on suurinta hajontaa, sillä siihen vaikuttaa voimakkaasti kallion ominaisuudet, kuten elastisuus. Kallion elastisia ominaisuuksia harvoin tunnetaan, jolloin joudutaan käyttämään niin sanottuja hattuvakioita, joiden avulla saadaan tulokset. Näiden syiden takia HM-menetelmän tuloksissakin voi olla suurta vaihtelua. Mallintajan täytyy tuntea menetelmät ja tietää, mitkä asiat niihin voi vaikuttaa ja kuinka luotettavia tuloksia on mahdollista saada.

11. Miksi muut menetelmät, esim. Hast, Leeman, Borre ja kolmiaksisiaaliselli, ovat enää vain harvoin käytössä?

M.H:n mukaan Leemanin, mikä on oikeastaan sama kuin Borre, suurin syy vähäiseen käyttöön on huono hinta/laatu suhde, mutta urakoitsija on Ruotsista ja kennosta on tulossa uusi versio. Hast on ongelmallinen, koska se antaa tuloksena liian suuria jännityksiä. Doorstopperillä mittaa kanadalainen yliopisto ja Sintef, mutta siihenkin liittyy teknisiä ongelmia, lähinnä reiän pohjan puhdistus. CSIR-kennolla mittaa M.H. mukaan ainoastaan Sintef. Irtikairausmenetelmiä, joilla mitataan edelleen ja niitä kehitetään eteenpäin, ovat mm. LVDT, Borre, ANZI, CSIRO-HI, CSIR, CCBO (conical probe), IST ja DDGS (Doorstopper). Lisäksi A.K:n mukaan vanhat menetelmät eivät tarjoa muita hyötyjä, joita Pohjoismaissa yleisimmät menetelmät tarjoavat.

12. Kalliorakentamisen tulevaisuus/uranäkymät/mikä menetelmä nousemassa esiin?

K.H:n mukaan kalliorakennus alan tulevaisuudessa joudutaan laskemaan kalliomekaanisia las-kuja enemmän, mikä vaatii enemmän lähtötietoja. Tämä on seurausta hankkeiden kehitymisestä. Kun rakennetaan isompia tiloja, ajetaan lähemmäs maan pintaa ja joudutaan tuomaan tila sinne missä on tarvetta, mutta kalliolaatu voi olla huonompi ja siellä voi olla muita kalliotiloja. K.H:n mukaan LVDT-menetelmää tulisi suosimaan sen tarkkuuden takia, mutta muille menetelmille on edelleen sijansa.

6. YHTEENVETO

Mikäli kohde vaatii jännitystilan mittausta, aloitetaan menetelmän valinta kohteen tarkastelusta. Minkälaisessa ympäristössä kohde on, onko mahdollista toteuttaa kohde viereisestä kalliotilasta? Jos näin on, niin usein päädytään käyttämään LVDT-menetelmää sen tarkkuuden takia. Mikäli louhittava kalliotila on äärimmäisen syvällä ja käsissä vain maanpäältä, toteutetaan mittausta hydraulisella murtamismenetelmällä tai perinteisillä irtikairausmenetelmillä, joissa tietyillä kennoilla syvyys on rajoittava tekijä. Lisäksi mittaustavoite vaikuttaa, eli pyritäänkö mittaamaan pienintä pääjännitystä vai täydellistä 3D-jännitystilaa. Menetelmän hintaan vaikuttaa koko mittausprosessi mittapaikan saavutettavuudesta raportoinnin hintaan.

Seuraavaan taulukkoon on listattu eri menetelmien heikkouksia ja vahvuuksia kirjallisuustutkimuksen ja haastattelujen perusteella.

Taulukko 2 Menetelmien tunnetut edut ja rajoitukset

Menetelmä	Tunnetut edut	Tunnetut rajoitukset
Venymäliuskamittaus	Yli kuusi erisuuntaista venymäliuskaa mahdollistaa jännitystilän 3D-tulkinnan. Muita menetelmiä luetettavampi pehmeissä kallioissa (hiilikaivos). Omalla muistillaan toimivat kennot voivat mitata kairareistä syvältä. Voidaan toteuttaa maanpäältä tai kalliotilasta. Voidaan tehdä kairareikämittauksena, mutta haittana on, että vaatii kairakoneen ja keskeyttää kairaustyön.	Noin vuorokauden kestävä liimakiinnitys, jolloin liiman kuivumisen aikainen liikkuminen ja pitkä kovettumisaika ongelma. Liimauksessa huono onnistumisprosentti (noin puolet) ja kairauslämpö voi vaikuttaa liiman kovettumisprosessiin aiheuttaen suurtakin virhettä mittaustulokseen. Kiven heterogeenisyys, lämpötilan vaihtelu ja ohimenevä rasituskäyttämisen aiheuttavat hajontaa tuloksissa. Ei sovellu alakätisiin reikiin. Syvyys rajoittaa eniten kaikista menetelmistä.
Hydraulinen murtamismenetelmä	Voidaan toteuttaa kairareissä maanpinnalta ja kalliotilasta kairauksen jälkeen, jolloin kairakonetta ei vaadita. Voidaan toteuttaa syvältä, nopein, jos kairareikäporausaikaa ei lasketa ja edullisin.	Mittaa luotettavasti vain pienimmän pääjännityksen suuruuden. Suurempaan pääjännitykseen ja sen suuntaan liittyy epävarmuuksia. Erityisen herkkä kallion suuntautuneisuudelle, helposti virheellisiä tuloksia, jos kallioalue on rikkonainen. Tämän takia mittausta vaatii suuren mittaussäärän.

LVDT-menetelmä	Ei liimaa, tarkin menetelmä. Menetelmän sivukairausversio soveltuu korkeisiin jännitystiloihin. Suuri kennon halkaisija minimoi heterogeenisuuteen liittyvää ongelmallisuutta. Soveltuu hyvin 3D-mallinnukseen. Kairaukset voidaan suorittaa kompakteilla timanttipora-koneilla.	Ei voida mitata maanpäältä, vaan vaatii kalliotilan mittausta varten.
----------------	--	---

Tiivistetty vastaus tutkimuskysymykseen, **mitkä tekijät vaikuttavat kallion jännitystilän mittausten menetelmän valintaan:**

- Mikäli mittaukselle on tarvetta, valintaan vaikuttaa, mitä halutaan kohteesta mitata.
- Pystyykö mittauksen toteuttamaan kalliotilasta vai maanpäältä kairareistä.
- Hinta ja kohteen aikataulu merkitsevät tapauskohtaisesti eriävissä määrin.
- Hankkeen kalliomassan ominaisuudet vaikuttavat menetelmien mittaustulosten laatuun ja tarkkuuteen, millä on merkitystä erityisesti tiedon käsittelyssä ja mallintajan näkemykselle jäävän vastuun määrässä.

LÄHTEET

- Amadei, B. & Stephansson, O. (1997). *Rock stress and its measurement*. Lontoo, UK: Chapman & Hall.
- Brown, E. T. & Hoek, E. (1978). Trends in relationships between measured in situ stresses and depth (Technical Note). Teoksessa *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, pp. 15, 211–215.
- Earth sciences. (ei pvm). *3D Rock Stress – Digital HI Cell*. Haettu 28.10. Lokakuu 2020 osoitteesta Data Sheet: HID Cell: <https://www.esearth.com/product/3d-rock-stress-digital-hi-cell/>
- Earth sciences. (ei pvm). *Hydraulic Fracturing System- Mini Frac*. Haettu 26. Lokakuu 2020 osoitteesta Data Sheet: <https://www.esearth.com/product/mini-frac/>
- Free, M. Haley, J. Klee, G. & Rummel, F. (ei pvm). *Determination of in situ stress in jointed rock in Hong Kong using hydraulic fracturing and ocer-coring methods*. Noudettu osoitteesta http://www.mesy-solexperts.com/images/dmdocuments/17_publ_pdf_en_de_fr/pub_en/pub_en_24_determination_in_situ_stress_hong_kong_v2.pdf
- Haimson, B. & Cornet, F. (2003). ISRM Suggested Methods for rock stress estimation Part 3:hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). Teoksessa *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, pp. 1011–1020. doi:10.1016/j.ijrmms.2003.08.002
- Hakala , M. (2006). *Quality Control for Overcoring Stress Measurement Data*. Eurajoki, Suomi: Posiva Oy.
- Hakala, M. Kemppainen, K. Sirén, T. Christiansson & Martin, C. (2013). *In Situ Stress Measurement with the New LVDT-cell – Method Description and Verification*. Olkiluoto: Posiva Oy. Haettu 11. Marraskuu 2020 osoitteesta http://www.posiva.fi/files/3448/POSIVA_2012-43.1.pdf
- Hakala, M. Kemppainen, K. Siren, T. Martin, D. Heine, J. Christiansson, R. & Koskinen , T. (2012). Experience with a new LVDT-Cell to measure in-situ stress from an existing tunnel. *EUROCK 2012*. Stockholm. Haettu 27. Joulukuu 2020 osoitteesta https://www.researchgate.net/publication/260510321_Experience_with_a_new_LVD_T-Cell_to_measure_in-situ_stress_from_an_existing_tunnel
- Hakala, M. Tolppanen, P. & Ojala , J. (2005). *Bedrock stress field in the Satakunta region*. Espoo: Geological Survey of Finland. Noudettu osoitteesta http://tupa.gtk.fi/raportti/arkisto/p34_4_042.pdf
- Hayashi , K. & Haimson, B. (1991). Characteristics of shut-in curves in hydraulic fracturing stress measurements and determination of in situ minimum compressive stress. Teoksessa *Journal of Geophysical Research*, 96(B11). 18311–18321. doi:10.1029/91JB01867
- Heidbach, O. Rajabi, M. Reiter, K. & Ziegler, M. (2016). *World Stress Map 2016. GFZ Data Services*. doi:10.5880/WSM.2016.002
- Hoek, E. & Brown, E. (Pohjois Vancouver 2018). The HoekBrown failure criterion and GSI - 2018 edition. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1–19. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.08.001>
- Hollmén, K. Sipola, U. Castrén, P. Jokela, T. Koponen, A. Myyryläinen , T & Nieminen , T. (2019). *Kalliotunnelin kalliotekninen suunnitteluohje*. Väylävirasto.
- Hudson, J. Cornet, F. & Christiansson, R. (2003). ISRM Suggested Methods for rock stress estimation Part 1: Strategy for rock stress estimation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 991–998. doi:10.1016/j.ijrmms.2003.07.011
- Kim, K. & Franklin, J. A. (1987). ISRM Suggested Methods for rock stress estimation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*,, 24(1), pp. 55–63. doi:10.1016/0148-9062(87)91232-0

- Koistinen, T., Stephens, M. B., Bogatchev, V., Nordgulen, Ø., Wennerström, M. & Korhonen, J. (2001). *Geological map of the Fennoscandian Shield, scale 1:2,000,000*. Espoo: Geological Survey of Finland, Trondheim: Geological Survey of Norway, Uppsala: Geological Survey of Sweden, Moscow: Ministry of Natural Resources.
- Labuz, J. F. & Zang, A. (2012). *Mohr–Coulomb Failure Criterion*. Springer-Verlag. doi:10.1007/s00603-012-0281-7
- Majapuro, K. (2003). *Jännitystilamittaus hydraulisella murtamisella kluuvin maanalainen sähköasema*. Helsinki, Suomi: Helsingin energia.
- Matikainen R., Lappalainen P., Mikkola P., Rosenlund O., Särkkä P., With E. (1981) Jännitystilamittaukset Suomessa. Julkaisu A64, Vuorimiesyhdistys, Espoo, ss. 109
- Mikkola, J. (2005). Nykyaikainen kalliomekaaninen suunnittelu kalliorakennushankkeen riskienhallinnassa. Teoksessa *Rakentajain kalenteri* ss. 425–430. Rakennusmestarit ja -insinöörit AMK RKL ry ja Rakennustietosäätiö RTS. Haettu 24. Syyskuuta 2020 osoitteesta <https://www.rakennustieto.fi/Downloads/RK/RK050301.pdf>
- Nironen, M. (2017). *Bedrock of Finland at the scale 1:1 000 000 –Major stratigraphic units, metamorphism and tectonic evolution*. Espoo, Finland: Geological Survey of Finland.
- Palmstrom, A. & Singh, R. (2001). The deformation modulus of rock masses - Comparisons between in situ tests and indirect estimates. doi:10.1016/S0886-7798(01)00038-4
- Pennala, J. (2017). *Update of Finnish in situ Rock Stress Data*. Espoo. Julkaisija Aalto yliopisto. Haettu 19. Syyskuuta 2020 osoitteesta https://aaltodoc.aalto.fi/bitstream/handle/123456789/29427/master_Pennala_Juha_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- RIL 154-1. (ei pvm). *Tunneli ja kalliorakennus 1*.
- Saiang, D., Gwynn, X. & Marshall, N. (2014). *Hoek-Brown vs. Mohr-Coulomb*. Results from a Three-Dimensional Open Pit/Underground Interaction Model, Bergmekanikdagen, pp. 23–32.
- Sheorey, P. (1994). A theory of in-situ stress in isotropic and transversely isotropic. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*. 31(1), pp. 23–24. doi:10.1016/0148-9062(94)92312-4
- Sjöberg, J., Christiansson, R. & Hudson, J. (2003). *ISRM Suggested Methods for rock stress estimation—Part 2: overcoring methods*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Volume 40, Issues 7–8. doi:10.1016/j.ijrmms.2003.07.012
- Stephansson, O. & Zang, A. (2012). *ISRM Suggested Methods for Rock Stress Estimation, Part 5: Establishing a Model for the In Situ Stress at a Given Site*. Rock Mech Rock Eng 45:955–969. doi:10.1007/s00603-012-0270-x
- Tolppanen, P., Johansson, E. J., Riekkola, R. & Salo, J. P. (1998). *Comparison of vertical and horizontal deposition hole concept for disposal of radioactive waste based on rock mechanical in situ stress-strength analyses*. Engineering Geology, Volume 49, Issues 3–4, pp. 345–352, doi:10.1016/S0013-7952(97)00066-5
- Turunen, M. (25. Huhtikuu 2018). *Geologia*. Haettu 6. Marraskuu 2020 osoitteesta Suomen kallioperä -Fennoskandian kilpi: <http://www.geologia.fi/index.php/2018/04/25/suomen-kalliopera/>
- Vuorimiesyhdistys. (1982). *Kaivos- ja louhintatekniikan käsikirja*. Helsinki: Vuorimiesyhdistys. ss. Väestönsuojelulaki. (438/1958). Osoitteesta: <https://www.finlex.fi/fi/laki/alkup/1958/19580438>

LIITTEET

<i>Liite 1: Haastattelu kysymykset</i>	<i>1</i>
<i>Liite 2: Kalle Hollmén.....</i>	<i>3</i>
<i>Liite 3: Matti Hakala.....</i>	<i>5</i>
<i>Liite 4 Jesse Ström</i>	<i>10</i>
<i>Liite 5: Antti Kivinen</i>	<i>16</i>

Liite 1: Haastattelu kysymykset

1. Käytetäänkö kohteissa aina vain yhtä mittaus menetelmää, vai varmennetaanko tuloksia käyttämällä useampaa menetelmää laite virheen mahdollisuuden poistamiseksi?
2. Onko muita laatuluokituksia kuin WSP käyttämä A-E luokitus. (Heidbach et al. 2010, Penala 2017, s. 30 mukaan)
3. Miksi juuri Hydraulinen murtamismenetelmä (HM), Irtikairaus menetelmät (IK), kuten LVDT-menetelmät ja venymämittausliuskoihin perustuvat menetelmät ovat suosittuja Suomessa ja muissa pohjoismaissa? Miksei esim. USBM-menetelmä ole käytössä?
4. Kuinka pitkä kestoinen kukin menetelmä on? Vaikuttaako jos kohteella tiukka aikataulu tai vaikuttaako kesto hintaan, esim. CSIRO digitaalinen HID kennoilla voidaan toteuttaa pitkäkestoisia jännitystilän mittauksia.
5. Suunnittelu – toteutus – analyysi. Miten aika jakautuu eri menetelmien osalta? Esim. jokin voi olla hidas suunnittelussa, mutta nopea toteuttaa.
6. Hinnasto? Vaikuttaako mittauksen määrä hintaan, esim. HM (5) vaatii huomattavasti vähemmän mittauskertoja IK (11) menetelmiin verrattuna MJK:n mukaan. Toisaalta Väyläviraston ohjeen 28/2019, Kalliotunnelin kalliotekninen suunnitteluohje, mukaan:” Irtikairausmenetelmillä suositellaan vähimmäismääräksi kolmea (3) ja hydraulisen murtamisen menetelmillä viittä (5) toisiaan tukevaa mittausa jokaiselta syvyytasolta ja alueelliselta sijainnilta, josta tietoa halutaan selvittää.” (Hollmén et al. 2019, s. 32)
7. Vaikuttaako kohteen tyyppi (tunneli vs. kaivos (rinne, louhostunneliverkko) vs. maan alainen kalliotila), koko, aikataulu (kiireisyys, vuodenaika, kallionperän ominaispiirteet, kuten eheys, Q-luokitus, kivilaji menetelmän valintaa?
8. Vaikuttaako mittausmenetelmän valintaan tehdä se maanpäältä vai alta kalliotilasta?
9. Onko jännitystila mittauksen tiedonmallintamisessa eroja menetelmien välillä? Jos on niin vaikuttaako tiedon mallintaminen lopputulos päätökseen; Jos esim. hankeen alkuvaihe ja 3D mallia jännitystilasta kalliossa käytetään budjetin arvioimiseen ja sitä kautta rahoituksen hankkimiseen, niin kuinka ”esitettävä” täytyy mallinnuksen olla.
10. Taipuuko kaikki mittausmenetelmät tiedonmallintamiseen yhtä hyvin? IK on Väyläviraston ohjeen 28/2019 (Hollménin et al. 2019, s. 32) mukaan 3D-menetelmänä käyttökelpoisempi

menetelmä ja IK-menetelmissä suositellaan yhtä mittausprofiilia jokaiselta syvyytasolta ja alueelliselta sijainnilta.

11. Miksi vanhat menetelmät enää vain harvoin käytössä Hast ja Leeman (Tolppanen & Johansson 1996, Pennala 2017, s. 17 mukaan), Borre menetelmää viimeksi käytetty Suomessa 2000 Salmisaarella (Mononen 2000b, Pennala 2017, s. 17 mukaan), kolmiaksaaliselli?

12. Kalliorakentamisen tulevaisuus/uranäkymät/mikä menetelmä nousemassa esiin?

Liite 2: Kalle Hollmén

1. "Tavallisissa" kalliorakennuskohteissa käytetään yleensä vain yhtä mittausmenetelmää johtuen mittausten arvokkuudesta.

Menetelmän valintaan tulee siksi kiinnittää huomiota ja menetelmän soveltuvuus kohteeseen tulee varmistaa sekä ymmärtää valittavaan menetelmään liittyvät rajoitteet ja puutteet. Esim. päästäkö mittaamaan läheisesti kalliotilasta vai pitääkö mitata kairareiästä.

Täytyy myös pohtia, onko mittaukselle ollenkaan tarvetta. Yleensä silloin ei mitata, kun kohde ei sijoittelun/dimensioiden/layoutin johdosta edellytä 3D-laskentaa, tai jos jo lähtökohtaisesti lasketaan konservatiivisesti ns. 0-jännityksellä tai jos kohteen läheisyydestä on ennestään riittävän kattavat mittaukset.

2. Minulle ei ole tuttu, mutta lienee tuttu kalliomekaniikan erityisasiantuntijoille. Ei ole käytetty muita laatuluokitusjärjestelmiä.

3. En tunne historiaa riittävästi ottaakseni kantaa siihen miksi aikanaan on päädytty nykyisiin malleihin. Tulin itse alalle opiskelemaan 20 vuotta sitten ja sinä aikana hydraulinen murttaminen on ollut yleisimmin käytetty tavanomaisissa kohteissa. Hydraulisen murttamisen menetelmän kairareikäsovellus mahdollistaa tiedon hankinnan pelkästä kairareiästä. Esim. Tampereen Rantatunnelin kohdalla käytettiin hydraulisen murttamisen menetelmää kairarei'issä. Omassa suunnittelukohteessani käytettiin LVDT-menetelmää ensimmäisen kerran 2014 Pissararadan Hakaniemen aseman läheisyydessä.

4. Tavanomaisessa kalliorakentamisessa ei vaikuta. Käytännössä tällä hetkellä Suomessa valitaan hydraulinen murttaminen. jos ei ole olemassa olevia kalliotiloja vaan ainoastaan reikämittaus. Tällöin lähinnä pienemmän pääjännityskomponentin määritykseen. Jos on olemassa olevia kalliotiloja, niin selvitämme ensisijaisesti irtikairaukseen perustuvien menetelmien käyttöä (esim. LVDT-kenno)

5. -

6. Hinnoissa on eroa, mutta menetelmillä saa myös erilaista tietoa. Kairareikämittauksissa reiän tekeminen on myös kuluera. Johtuen hankkeiden suuruudesta, yleensä menetelmän hinta ei ole ratkaiseva tekijä vaan tieto, joka sillä saadaan.

7. Kallion geologinen luokitus ei käsittäkseni vaikuta menetelmän valintaan.

8. Venymäliuskamittausta ei pysty käsittäkseni tekemään maanpinnalta.

9. -

10. IK-menetelmillä saa kattavamman kuvan. Yhdensuuntaisesta reiästä saa rajoittuneemman tiedon.

11. -

12. Tilat ovat jatkossa layoutiltaan monimutkaisempia, suurempia. lähempänä kalliopintaa eikä ne väistele epäedullisia kallio-olosuhteita, jolloin kalliomekaanisten numeeristen laskentojen tarve kasvaa. Tätä myötä myös tarve laskentojen lähtötiedoille kasvaa ja siten lähtötietotarvekin on suurempaa. Näin ollen uskon, että jatkossa tarvitaan entistä enemmän jännitystilamittauksia monipuolisimmilla tuloksilla. Lisäksi olemassa olevia kalliotiloja on enemmän lähellä uusia louhittavia tiloja, jolloin läheisistä kalliotiloista tehtävät irtikairaukseen perustuvat menetelmät (esim. LVDT) tulevat useammin kysymykseen kuin aiemmin

Liite 3: Matti Hakala

1. Käytetäänkö kohteissa aina vain yhtä mittaus menetelmää, vai varmennetaanko tuloksia käyttämällä useampaa menetelmää laite virheen mahdollisuuden poistamiseksi?

- Normaaleissa kalliorakennuskohteissa mennään pääsääntöisesti yhdellä menetelmällä. Suomessa on aika harvoja kohteita, joissa on käytetty useampaa menetelmää. Posivan loppusijoitustiloissa on käytetty, Borrea, SCIRO-HI, HF, HTPF ja viime vuosina ainostaan LVDT-menetelmää. Viikinmäen ja Kakolan putsarit taitaa olla muut joissa on käytetty HF- ja OC-menetelmiä, Salmisaaren hiilisiiloista en muista ihan varmaksi. Hinta on usein käsittääkseni rajoittava tekijä.

2. Onko muita laatuluokituksia kuin WSM käyttämä laatuluokitusjärjestelmä?

käyttämä A-E luokitus. (Heidbach et al. 2016) (Heidbach et al. 2010, Pennala 2017, s. 30 mukaan)

- WSM:n systeemi on tarkoitettu syviin mittauksiin eikä sovellu hyvin pinta-kohteisiin. SMCOY:llä on oma LVDT-mittaukselle kehitetty http://www.posiva.fi/files/3448/POSIVA_2012-43.1.pdf , jota päivitetään tiedon kasvaessa. SKB:llä tai FracSinus AB:llä (operoi Borre probea nykyisin) saattaa olla kirjattu systeemi, mutta yleensä vastaan tulleet ovat olleet varsin subjektiivisia ja kapeapohjaisia.

3. Miksi juuri Hydraulinen murtamismenetelmä (HM), Irtikairaus menetelmät (IK), kuten LVDR-menetelmät ja venymämittausliuskoihin perustuvat menetelmät ovat suosittuja Suomessa ja muissa pohjoismaissa? Miksei esim. USBM-menetelmä ole käytössä?

- Pitkälti perustuu siihen mitä on tarjolla. HF-urakoitsijoita on suomessa pari (SMCOY ja GRM-Services), ruotsissa yksi ja norjassa yksi. Samat suomalaiset firmat tekevät irtikairausta CSIRO-HI kennolla, ruotsalaisilla on oma ja samoin norjalaisilla. Seuraavat tekijät löytyvät saksasta. SMCOYn päätuote on LVDT-menetelmä, mutta heillä on kehitteillä menetelmän kairareikäversio, joka olisi edelleen kehitetty USBM. USBM-kennon käyttöä rajoittaa asennussyvyys ja vesipaineen huono sieto.

4. Kuinka pitkä kestoinen kukin menetelmä on? Vaikuttaako jos kohteella tiukka aikataulu tai vaikuttaako kesto hintaan, esim. CSIRO digitaalinen HID kennoilla voidaan toteuttaa

pitkäkestoisia jännitystilan mittauksia.

- HF on nopein, koska se voidaan tehdä valmiiksi kairatussa reiässä jälkikäteen eikä vaadi kairakonetta paikalle. Valitettavasti se on kaikkein epäluotettavin pintakohteissa, koska pienin pääjännitys, jota se pyrkii mittaamaan on pystykomponentti eikä haluttu vaakakomponentti. Sen oikea sovellusalue on usean sadan metrin syvyys – muutaman kilometrin syvyys. Alle 50 m syvässä reiässä viisi mittausta kahdella syvyydellä vie pari päivää.

- Perinteiset kairareissä tehtävät irtikairaukset (CSIRO-HI, Borre, USBM yms) ovat hitaita: Ne sitovat mittareille kairakoneen. Kairareian tulisi olla mielellään yläkätinen, sillä alakätisessä liimauksessa on aina riskinsä (keskimääräinen onnistumisprosentti on huonompi kuin 50 %) Ensimmäiseen mittasyvytyteen voidaan kairata etukäteen, koneen asemointi ja n. 15 m kairaus vie ainakin kaksi päivää. Sen jälkeen etsitään soveltuvaa asennuskohtaa reiän pohjalta pienellä 36-38 mm terällä, jos metrin matkalla ei ole soveltuvaa paikkaa jatketaan pienellä tutkittu matka isommalla (>76 mm) terällä ja taasen uusi pilotti. Sopivan pilotin löydyttyä kenno liimataan paikalleen ja irtikairataan vuorokauden kuluttua. Parhaassa tapauksessa saadaan mittausyritys per päivä. Kaksi toisiaan tukevaa mittausta kahdella syvyydellä alle 30 m reiässä vie siis vähintään viikon monesti kaksi.

- LVDT-menetelmällä viisi mittausta tunneliprofilissa vie 3-5 päivää, kun mittausta suoritetaan normaaliin tapaan kahdella yksiköllä. LVDT-menetelmä ei vaadi kairakonetta, vaan urakoitsijalla on omat kompaktit timanttikairakoneet.

5. Suunnittelu – toteutus – analyysi. Miten aika jakautuu eri menetelmien osalta? Esim. jokin voi olla hidaskäyttöinen suunnittelussa, mutta nopea toteuttaa.

- Hydraulisen tulokset tulkitaan 1-2 päivässä raportti ottaa viikon. Irtikairausmittaukset vaativat kiven kimmoarvojen testauksen, joko Hoekin kennolla tai UCS-testillä. Hoekin kennolla määrittäminen tehdään päivässä mittausten jälkeen, UCS testaus vie usemman päivän, jos urakoitsija ei voi tehdä sitä itse. Alustavat tulokset saa päivässä kimmoarvojen määrittämisen jälkeen, kunollinen tulkinta 1-2 viikkoa. LVDT-menetelmän tulkinta on inversiolaskennan vuoksi hitainta, alustavat tulokset ottaa kaksi viikkoa ja menetelmään kuuluva virhearviointi ja raportointi vie ainakin viikon lisää.

6. Hinnasto? Vaikuttaako mittausten määrä hintaan, esim. HM (5) vaatii huomattavasti vähemmän mittauskertoja IK (11) menetelmiin verrattuna MJK:n mukaan. Toisaalta

Väyläviraston ohjeen 28/2019, Kalliotunnelin kalliotekninen suunnitteluohje, mukaan:”

Irtikairausmenetelmillä suositellaan vähimmäismääräksi kolmea (3) ja hydraulisen murtamisen menetelmillä viittä (5) toisiaan tukevaa mittausta jokaiselta syvyystasolta ja alueelliselta sijainnilta, josta tietoa halutaan selvittää.” (Hollmén et al. 2019, s. 32)

- Tottahan määrä vaikuttaa hintaa ja jokaisella urakoitsijalla on oma tapansa hinnoitella mittausta. Suurimmat hintaan vaikuttavat seikat ovat mobilisaatioiden lukumäärä, mittapaikan saavutettavuus, työskentelyajat, kallion laatu sekä työn ja tulkinnan laatu. Hintojen vertailussa tulee huomioida mittauksen ja raportoinnin hinta, kairauksen hinta, mittauksen edustavuus ja luotettavuus sekä siihen kuluva aika. Mielestäni nuo Väyläviraston määräsuositukset ovat ok. yksi LVDT-jännitystilamittaus sisältää viisi mittausta, eli niitä tarvitsee vain yksi per sijainti.

7. Vaikuttaako kohteen tyyppi (tunneli vs. kaivos (rinne, louhostunneliverkko) vs. maan alainen kalliotila), koko, aikataulu, kallionperän ominaispiirteet, kuten eheys, Q-luokitus, kivilaji menetelmän valintaa?

- valintaan vaikuttaa se mitä haetaan; pienintä pääjännitystä (vesivoimatunnelit), vaakajännityksiä valtaosa kalliorakennuskohteista) vai täydellistä 3D-jännitystilaa (kaivokset, ydinjätteen loppusijoitus, suuret ja vaativat hankkeet). Mikään jännitystilamittaus menetelmä ei sovellu huonolaatuiselle kalliolle. Tällaisissa olosuhteissa voi perinteisellä irtikairauksella saada mittaustuloksen, mutta sen luotettavuus on todennäköisesti huono.

8. Vaikuttaako mittausmenetelmän valintaan tehdäänkö se maanpäältä vai alta kalliotilasta?

- Vaikuttaa, mutta myös se mitä mittauksella haetaan (edellinen kohta). Pienintä pääjännitystä HF:llä mitattaessa reiän tulee olla suurimman pääjännityksen suuntainen. Vaakajännitystä on menetelmästä riippumatta paras mitata pintakohteissa pystytköillä rei'illä. 3D-jännitystilaa voi mitata erisuuntaisista rei'istä, mutta korkeissa jännitystiloissa on huomioitava kiven stabiliteetti (disking ja oikein syvällä breakout). Syvällä tehtäviin mittauksiin, joissa ei ole ennestään kalliotiloja ei ole muita vaihtoehtoja, kuin pystyreikä. Reiän lähtöpaikkaan ja suuntaan vaikuttaa myös kohteen sijainti ja lähellä olevat kalliotilat, niiden käytettävyys ja sen hinta. Mittaustuloksen laatu ja luotettavuus laskee kairareian pituuden funktiona, ja kairauskin käy kalliimmaksi, joten kairausetäisyys tulisi minimoida.

9. Onko jännitystila mittausten tiedonmallintamisessa eroja menetelmien välillä? Jos on niin vaikuttaako tiedon mallintaminen lopputulos päätökseen; Jos esim. hankkeen alkuvaihe ja 3D mallia jännitystilasta kalliossa käytetään budjetin arvioimiseen ja sitä kautta rahoituksen hankkimiseen, niin kuinka ”esitettävä” täytyy mallinnuksen olla.

- keskeisintä mallintamisen suhteen on mielestäni tuloksen luotettavuus ja kuinka hyvin se pystytään arvioimaan. Luotettavuuteen vaikuttaa kallio-olosuhteet, valittu menetelmä, mittausten lukumäärä ja tulkinnan laatu. Lisäksi oleellinen tekijä on alueen geologisen mallin luotettavuus. Jännitystila vaikuttaa ensisijaisesti lujitusmääriin ja rakennetun ympäristön vaurioihin ja tietyissä tapauksissa tilan mittasuhteisiin ja kokoon. Jännitystilan vaikutus hankkeeseen on pitkälti kiinni hankkeen sijainnista, syvyydestä ja käyttötarkoituksesta. Jännitystilatiedon puute tai huonolaatuinen tieto nostaa hankkeeseen liittyviä riskejä ja sitä kautta rahoitukseen.

10. Tai puuko kaikki mittausmenetelmät tiedonmallintamiseen yhtä hyvin? IK on Väyläviraston ohjeen 28/2019 (Hollménin et al. 2019, s. 32) mukaan 3D-menetelmänä käyttökelpoisempi menetelmä ja IK-menetelmissä suositellaan yhtä mittausprofiilia jokaiselta syvyydestä ja alueelliselta sijainnilta.

- vastaus tähän on jo pitkälti luettavissa jo edellisistä vastauksista. Periaatteessa kyllä, mutta tärkeintä on se mitä mittauksilla haetaan. Riittävä ja hyvälaatuinen tieto on kaikkein oleellisinta.

11. Miksi vanhat menetelmät enää vain harvoin käytössä Hast ja Leeman (Tolppanen & Johansson 1996, Pennala 2017, s. 17 mukaan), Borre menetelmää viimeksi käytetty Suomessa 2000 Salmisaarella (Mononen 2000b, Pennala 2017, s. 17 mukaan), kolmiaksiaalisella?

- Borre on oikeastaan Leeman ja viimeinen mittaus suomessa on tehty 2009 (http://www.posiva.fi/files/957/WR_2009-20_web.pdf). Suurin syy vähäiseen käyttöön on huono hinta/laatu suhde, mutta ruotsista löytyy toimiva urakoitsija ja kennosta on tulossa uusi versio. Hast todettiin varhain ongelmalliseksi, antoi tuloksena liian suuria jännityksiä. Doorstopperiin liittyy myös teknisiä ongelmia, lähinnä reiän pohjan puhdistus. Doorstopperilla mittaa minun tietojeni mukaan vain kanadalainen yliopisto ja Sintef. CSIR-kennolla mittaa tietojeni mukaan ainoastaan Sintef.

- Irtikairausmenetelmiä, joilla mitataan edelleen ja niitä kehitetään ovat ainakin LVDT, Borre, ANZI, CSIRO-HI, CSIR, CCBO (conical probe), IST ja DDGS (Doorstopper)

Liite 4 Jesse Ström

Liisa-Maija Karlsson - Haastattelukysymykset kandityötä varten

Vastaukset: Jesse Ström, RMCF 6.12.2020

Alustus:

Kuten sähköpostissani aikaisemmin kerroin jännitystilan mittaaminen tai mittaustulosten tulkinta ei suoraan ole omaa vahvinta osaamisaluetani. Tunnen toki menetelmät ja niiden teorit pääpiirteittäin, mutta pääsääntöisesti saamme omaan käyttöömme aina mittausrakoitsijan tekemän tulkinnan mittaustuloksista ja meille jää tehtäväksi tarkastaa, että olemme tuloksista samaa mieltä ja sitten hyödyntää niitä omissa simuloinneissamme. Pyrin vastaamaan niihin kysymyksiin, joihin osaan. Vastauksia läpikäydessä on syytä huomioida, että olen vastannut ehkä enemmän kalliorakennus-/kaivoskohteen kokonaisuuden näkökulmasta, en pelkän mittaustahtuman, koska sen arvioimiseen minulla ei riitä kompetenssia. Mikäli jokin mittausmenetelmiä tai tekniikkaa koskeva asia, jota kommentoin, on ristiriidassa esim. Matti Hakalan antamien vastausten kanssa, luota Mattiin.

1. Käytetäänkö kohteissa aina vain yhtä mittausta menetelmää, vai varmennetaanko tuloksia käyttämällä useampaa menetelmää laite virheen mahdollisuuden poistamiseksi?

Kalliorakennuskohteissa on perinteisesti käytetty vain yhtä menetelmää, joka on yleensä valittu halvimman hinnan perusteella (ikävä kyllä). Kohteissa, joissa jännitystilan on odotettu aiheuttavan ongelmia (vaurioita kalliossa) on jännitystilatulosten varmuustason nostamiseksi saatettu käyttää useampaa menetelmää. Jokaiseen mittaustapaan /-tyyppiin pitäisi aina liittyä menetelmän oma luotettavuuden arviointi, joka kertoo lisämittausten tarpeesta.

2. Onko muita laatuluokituksia kuin WSP käyttämä A-E luokitus. (Heidbach et al. 2016)

En osaa vastata.

3. Miksi juuri Hydraulinen murtamismenetelmä (HM), Irtikairaus menetelmät (IK), kuten LVDR-menetelmät ja venymämittausliuskoihin perustuvat menetelmät ovat suosittuja Suomessa ja muissa pohjoismaissa? Miksei esim. USBM-menetelmä ole käytössä?

Muihin menetelmiin verrattuna hydraulinen murtaminen on ollut nopea, yksinkertainen ja edullinen tapa saada tietoa kallion jännitystilasta. Menetelmän heikkoutena suomalaistyyppisessä, rakoilleessa pintakalliossa, on sen tulosten suuri hajonta ja urakoitsijan tulkintaan liittyvä usein subjektiivinen näkemys, mm. jännityskentän suunnan osalta. Lisäksi menetelmä on usein rajoittunut vain pystyihin reikiin ja siitä saadaan mittaustuloksena periaatteessa vain suurimman pääjännityskomponentin suuruus ja suunta. Käsittääkseni LVDR- ja USBM-menetelmät perustuvat lähtökohtaisesti samaan ideaan, eli kairareian muodonmuutoksen mittaamiseen jännityskentän vaikutuksesta. Muodonmuutosta mittaavissa laitteissa ja jännityskentän takaisinlaskentaan käytettävissä menetelmissä sen sijaan on pieniä eroja. Yhtenä tekijänä eri menetelmien suosioon on varmasti niiden saatavuusaste. Suomessa on ollut pitkään tarjolla hydraulisen murtamisen mittauksia ja myös noin vajaa 10 vuotta LVDT-mittauksia. Muiden menetelmien käyttö on vaatinut ulkomaisia urakoitsijoita, mikä on nostanut hintaa.

4. Kuinka pitkä kestoinen kukin menetelmä on? Vaikuttaako jos kohteella tiukka aikataulu tai vaikuttaako kesto hintaan, esim. CSIRO digitaalinen HID kennoilla voidaan toteuttaa pitkäkestoisia jännitystilamittauksia.

Menetelmistä osaan kommentoida vain hydraulisen murtamisen ja LVDT:n osalta, joita on käytetty projekteissani. Näissäkin tapauksissa mittauksen ovat olleet kertaluonteisia, eivät jatkuvia.

Kummassakin menetelmässä kohteessa tapahtuva käytännön mittaaminen on mahdollista suorittaa muutaman päivän aikana. Yleensä mittaukset suoritetaan hyvissä ajoin ennen louhintatöihin ryhtymistä, joten ne eivät vaikuta muuhun työskentelyyn. Myös käynnissä olevilla työmailla tai kaivoksilla, muutaman päivän työskentelyrajoitus, esim. yhdessä tunneliperässä ei yleensä häiritse työmaata millään tavalla. Kohteessa tehtyjen mittausten lisäksi on toki huomioitava mittaustulosten tulkintaan vaadittava aika, joka voi olla joitakin päiviä tai viikkoja.

Hydraulinen murtaminen ei käsittääkseni sovellu pidempiaikaiseen mittaamiseen (esim. louhinnan vaikutukset), koska jännitystilamittauksista varten, esimurrettu halkeama tunkataan aina uudestaan auki ja louhinta on voinut aiheuttaa halkeamassa siirtymiä tai koko jännityskenttä muuttanut suuntaa, jolloin halkeaman avaamiseen tarvittava paine ei enää ole verrannollinen ensimmäiseen ”häiriöttömään” mittaukseen.

Käsittääkseni kaikkia kairareikäni sijoitettavia instrumentteja, jotka mittaavat reiän muodonmuutosta sähköisesti, voidaan melko helposti käyttää myös pidempiaikaiseen seurantaan (ja etälukea). Tämä toki vaatii sen, ettei reikä itsessään varioidun (halkeile) jännitystilamittauksen tai louhinnan seurauksena. Jännitystilamittauksia ei yleensä suoriteta jatkuvana, vaan kallion käyttäytymistä

seurataan yleensä sekundääristen seikkojen kuten jännityskentästä johtuvien siirtymien mittaamisen kautta. Kalliorakennuskohteissa ja kaivoksissa nämä siirtymät ovat yleensä taas se primäärihuoli, koska ne voivat vaurioittaa rakenteita ja vaikuttaa kalliotilan tasapainoon.

5. Suunnittelu – toteutus – analyysi. Miten aika jakautuu eri menetelmien osalta? Esim. jokin voi olla hidas suunnittelussa, mutta nopea toteuttaa.

En näe, että mittausmenetelmien välillä on merkittäviä eroa suunnittelun tai itse mittauksen suorittamisessa, jos mietitään koko kalliorakennuskohteen tai kaivoksen elinikää. Kaikissa mittauksissa suurimman osan ajasta vie mittauspaikan valmistelu, (kalliopinnalla mittauspaikalle pääsy, raivaus yms. ja tunnelissa telineistön rakentaminen, suojauksen yms.). Hydraulinen murtaminen on venymäliuskoihin / muodonmuutosantureihin verrattuna nopeampi, koska siinä ensimmäisen reiän kairauksen jälkeen voidaan aloittaa suoraan mittamaan, eikä erillisiä liimauksia tai lisäkairauksia tarvita. Toisaalta varsinkin jännityskentän suunnan mittaamiseksi, hydraulisen murtamisen reikien tulee olla lähes pystyjä ja pystytään mittaamaan ainoastaan yhtä jännityskomponenttia. Tätä rajoitusta muilla menetelmillä ei usein ole. Hydraulisesta murtamisesta syntyy myös verrattaen vähän dataa, joten sen tulkinta on nopeaa. Usein data on kuitenkin suomalaisessa rakoilleessa kalliossa melko tulkinnanvaraista ja hajonta voi olla suurta. Irtikairausmenetelmissä jännitystilän analysointia yleensä vaatii myös kalliomassan kimmomodulin selvittämien kivinäytteestä, joka sekin vie aikaa osana tulkintaprosessia.

6. Hinnasto? Vaikuttaako mittausten määrä hintaan, esim. HM (5) vaatii huomattavasti vähemmän mittauskertoja IK (11) menetelmiin verrattuna MJK:n mukaan. Toisaalta Väyläviraston ohjeen 28/2019, Kalliotunnelin kalliotekninen suunnitteluohje, mukaan:” Irtikairausmenetelmillä suositellaan vähimmäismääräksi kolmea (3) ja hydraulisen murtamisen menetelmillä viittä (5) toisiaan tukevaa mittausta jokaiselta syvyystasolta ja alueelliselta sijainnilta, josta tietoa halutaan selvittää.” (Hollmén et al. 2019, s. 32)

Irtikairausmenetelmät tuottavat pääsääntöisesti ”monipuolisempaa” dataa kuin hydraulinen murtaminen ja datasta voidaan paremmin sulkea virhelähteitä pois. Koska hydraulisen murtamisen hajonta on kokemukseen perustuen suurempaa kuin irtikairausmenetelmissä, on niitä usein syytä tehdä irtikairauksia enemmän, jotta datasta olisi muodostettavissa luotettava trendi. Tämä mahdollisesti tasoittaa menetelmien hintaeroa. Muuhun hinnoitteluun en osaa ottaa kantaa.

7. Vaikuttaako kohteen tyyppi (tunneli vs. kaivos (rinne, louhostunneliverkko) vs. maan alainen kalliotila), koko, aikataulu, kallionperän ominaispiirteet, kuten ehyys, Q-luokitus, kivilaji menetelmän valintaa?

Jos halutaan mitata kallion in situ -jännitystilaa, eli jännitystilaa, jota louhintatoimet eivät ole muokanneet, tulisi aina etsiä sijainti, joka on riittävän etäällä louhinnoista ja vähärakoisessa ("ehjässä") kalliomassassa. Louhinta ja kallion topografian muutokset aiheuttavat paikallisia vaihteluja jännityskentässä ja siksi alueellista jännitystilaa haarukoitaessa on suositeltavaa suorittaa mittaukset mahdollisimman tasalaatuisessa ja kallio muodoiltaan samankaltaisessa ympäristössä kuin mihin louhinta on suunnitteilla. Nämä vaatimukset koskevat kaikkia mittaussuunnitelmia, koska kyse on kallion ei mittaussuunnitelman ominaisuudesta.

Jos kallio on mittauskohdassa hyvin rikkonaista, ei mittaustuloksena yleensä saada kallion jännitystilaa vaan paikallinen, rikkoutuneessa kalliomassassa vallitseva jännitys, koska tällaisessa tapauksessa mittalaitteet usein mittaavat yksittäisten kiven ja niiden välisten kontaktien jännitystä. Jotkut menetelmät ovat herkempiä kallion rakoilulle kuin toiset, mutta yksityiskohdista en osaa sanoa enempää.

Sijainnin osalta kairareikien muodonmuutoksen mittaamiseen perustuvat menetelmät ovat hydraulista murtamista helpompia, koska kairareiät (mittauskohdat) voidaan suunnitella mihin orientaatioon tahansa. Useamman reiän yhdistelmästä voidaan sitten laskea kunkin pääjännityskomponentin suunta ja suuruus. Hydraulisessa murtamisessa suurin pääjännityskomponentti usein oletetaan Suomessa vaakasuuntaiseksi ja sen suunnan ja suuruuden määrittely vaatii siksi pystyä reikää. Yleensä kalliopinnalta tehdään hydraulisia murtamisia ja olemassa olevissa tunnelitiloissa irtikairausmenetelmiä, koska siellä reiät saadaan useaan eri orientaatioon helposti.

8. Vaikuttaako mittausmenetelmän valintaan tehdääkö se maanpäältä vai alta kalliotilasta?

ks. edellinen

9. Onko jännitystila mittausten tiedonmallintamisessa eroja menetelmien välillä? Jos on niin vaikuttaako tiedon mallintaminen lopputulos päätökseen; Jos esim. hankeen alkuvaihe ja 3D mallia jännitystilasta kalliossa käytetään budjetin arvioimiseen ja sitä kautta rahoituksen hankkimiseen, niin kuinka ”esitettävä” täytyy mallinnuksen olla.

Jännitystilamittausten tulokset raportoidaan yleensä excel-taulukkona / diagrammeina, joissa on mittausdatan lisäksi esitetty tulkittu jännityskentän pääkomponenttien suunta ja suuruus. Tämä lähtökohta ei poikkea mittausmenetelmien välillä - Irtikairausmenetelmät tuottavat toki enemmän dataa. Jännityskentän mittaaminen ja tulkinta ei siis suoraan yleensä ole mitään hankkeen kannattavuuteen vaikuttavaa dataa. Yleensä hankkeen kalliorakennesuunnittelija / kallio-mekaanikko käyvät tämän datan läpi ja määrittelevät reunaehdot kaivoksen tai kalliorakennuskohteen luolastojen muodoille, lujitustarpeelle ja riskeille ja näille seikoille lyödään hintalappuja, jotka etenevät neuvotteluihin. Eri variaatioista on yleensä laadittu tietomalleja keskinäistä vertailua varten, mutta ne eivät oikeastaan siis suoraan esitä jännitystilaa vaan sen seurauksia. Jännitystilatietojen riittämättömyys ja uusien mittausten tarve ovat myös seikkoja, joita nostetaan kohdekohtaisesti esille.

10. Taipuuko kaikki mittausmenetelmät tiedonmallintamiseen yhtä hyvin? IK on Väyläviraston ohjeen 28/2019 (Hollménin et al. 2019, s. 32) mukaan 3D-menetelmänä käyttökelpoisempi menetelmä ja IK-menetelmissä suositellaan yhtä mittausprofiilia jokaiselta syvyytasolta ja alueelliselta sijainnilta.

Tästä kysymyksestä minun on vähän vaikea saada kiinni. Tietomalleissa ei siis erikseen esitetä mitään mittausdataa. Voisin kuvitella, että kairareikä, mittauspiste ja tulkittu tulos on mielekästä esittää, jos niin halutaan. Mittaustieto on aina pistemäinen eikä se ole riippuvainen mittausmenetelmästä. Mittauksista voidaan kuitenkin tehdä myös alueellinen tulkinta, esim. jännitystilan kasvu syvyyden funktiona, joka on sovitettu eri mittauspisteiden välille ja esitetään tietomalleissa esim. alueellisina gradientteina. Yksittäiset mittaukset ja niiden välillä tehty tulkinta ovat siis eri asioita, eikä menetelmällä ole tässä suhteessa merkitystä, jos mietitään tietomallintamisen esittämisen kannalta.

11. Miksi vanhat menetelmät enää vain harvoin käytössä Hast ja Leeman (Tolppanen & Johansson 1996, Pennala 2017, s. 17 mukaan), Borre menetelmää viimeksi käytetty Suomessa 2000 Salmisaarella (Mononen 2000b, Pennala 2017, s. 17 mukaan), kolmiaksaalisella?

En valitettavasti osaa vastata.

Liite 5: Antti Kivinen

L.K: Ensimmäinen kysymys.

A.K: Käytetäänkö aina yhtä menetelmää. Näkisin että usein käytetään vain yhtä menetelmää, joissain projekteissa on käytetty sekä HM että IK. Minun mielestä, jos on mahdollisuus niin aina kaksi menetelmää on parempi kuin yksi. Eli kyllä on suositeltavaa käyttää useampaa menetelmää. Mutta monesti halutaan vain saada jonkinlaisia arvoja suunnitteluun. Mahdollisesti riittää että on vain pari reikää esim. HM jotta saadaan jonkinlainen käsitys alueen kalliontilan jännityksistä. Eli onko jännitystila odotetun mukainen.

L.K: Muut vastanneet samalla tavalla. Varmaan tässä hinta tulee vastaan ettei ole järkevää tehdä useammilla menetelmillä. Toisessa kysymyksessä on MJK, mistä Hakala on sanonut että niitä käytetään vain syvämittauksissa ei pinta. Onko näin teidänkin mielestä.

A.K: Joo, en ole tätä niin tarkkaan nähnyt. Meille lähinnä HM ja IK ISRM:n standardi laput mitä erityisesti noudatetaan. Mutta siinähan on jonkinnäköisiä raameja määritelty esim. HM:lle mitä on hyväksytty.

L.K: ISRM?

A.K: Eli ISRM jossa on tehty perusselitykset HM ja IK metodeina tehdään. Siellä on HM osalta vähän samankaltaisia asioita (MJK kanssa). HM:ssa esim. on laatuluokituksena syntyneiden rajojen yhtenäisyys ja vastakkaisuus tosiinsa nähden.

L.K: Oletko kuullut SMCOy kehitteillä olevasta LVDT-menetelmän datakannasta.

A.K: En ole sen enempää. Tiedän LVDT-menetelmän yleisesti ottaen. En osaa sitä sen enempää sanoa.

L.K: Kolmosessa, minkä takia juuri nämä menetelmän olleet juurikin käytössä. Muut vastanneet, tarjonnan takia oletko samaa mieltä.

A.K: Samaa ajatellut. Historian kannalta HM alettu Suomen maalla aikanaan johonkin projektiin hankittu kalusto ja kun kalusto on olemassa on sitä käytetty muihin projekteihin järki hintaan. Toi USBM on IK-menetelmän tapainen. Tähän (valittuihin menetelmiin) vaikuttanut tietenkin ihmisten kokemukset, kun on niin pienet piirit.

L.K: USBM menetelmästä löytyi todella heikosti tietoa, mitä nyt ymmärsin niin se mittaa halkaisijan muutosta.

A.K: Joo niin se taisi olla että se mittasi vain reiän halkaisijan muodonmuutosta ei muita muodonmuutoksia. Mikä on tietenkin hankala jos haluaa 3D jännitystilaa siitä määrittää, kun on vain yksi muodonmuutos, joten joutuu tekemään useamman mittauksen, ehkä.

L.K: Menetelmien pitkäkestoisuus, näetkö että se vaikuttaa menetelmän valintaan, että kuin nopeasti tuloksia saadaan ja onko menetelmien välillä suuria eroja?

A.K: Minun käsittääkseni LVDT-mittaus on kaikista vaivalloisin tosin en itse sitä ole tehnyt niin en tarkalleen tiedä. Mutta siinä tehdään ikään kuin useampi irtikairaus. IK- menetelmä sinällään tarvii samaan aikaan kairakoneen kun sitä tehdään. HM sinänsä nopein, eli jo ajatellaan yhtä mittausta niin HM on varmasti nopein, jos sanotaan että tehdään yksi 100 m reikä, niin siinä voi mennä urakoitsijalta jokunen päivä. Mutta jos jätetään kairaus pois niin yhdessä päivässä mittaaaja tekee 4–5 murtoa yhteen reikään ja otettaa niiden suunnat. Meidän kalustossamme mitä on niin se on eri pakkeri millä tehdään murrot ja haetaan ne suunnat. Jos ajatellaan niin HM tehdään 5 mittausta niin siinä menee se 1–2 päivää ja kairaukseen mennyt, riippuen kairausten syvyydestä. No mitä suomessa on tehty lähipinnan jännitystila mittauksia HM niin ne ovat olleet hyvin matalia reikiä, noin 30 m, mitkä kairausurakoitsija tekee päivässä. IK niin siinä yhteen mittaukseen pelkästään menee 2–3 päivää ja siinä vielä liimattavien kennojen kanssa liimauksen odotusaika. Mutta kyllä varmaan kohteella, jolla on tiukka aikataulu niin saattaa vaikuttaa. Mutta en usko että niin merkittävästi, kun kyse projekteissa on suunnittelun parametrien saamisesta. HID kennoja olemme joskus asentaneet jännitystilan pitkäaikaiseen seurantaan, niin siinä asennus on ainoa työ. Eli se HID kennon mittaus ei maksa käytännössä enää mitään, jollei se ole kytketty johonkin automaattiseen järjestelmään, joka lähettää dataa pilveen. Mutta jos se asiakas käy itse mittalaitteella lukemassa arvoja ei maksa mitään. Usein jos kenno on jossain laitteissa kiinni, niin saadaan reaaliajassa tulokset sieltä, kohtuu pienillä kustannuksilla.

L.K: Tätä HID kennoa käytetään varmaan enemmän kaivoksissa?

A.K: Joo, kaivoksiin tai maanalaisiin säiliölouhoksiin tai muihin kohteisiin, joissa on haluttu pitkäaikaisesti mitata on niitä tullut asennettua. Muistaakseni Salmisaassa on joskus ollut öljyvarastoa kalliassa.

L.K: Hyödyllinen sellaisessa tilanteessa. Toteutusanalyysin kannalta, koko prosessi, vastasit jos osittain, mutta raportti vie varmaan noin 2 viikkoa vai?

A.K: No joo, jos mietitään HM niin mittaus vie pari päivää ja ei tulosten käsittely, lasketaan vaakajännitykset ja tehdään raportti niin siinä menee vaikka viikon verran. Ja IK on paljon kiinni siitä kuinka paljon mittauksia on tehty, ehkä nyt suhteessa IK analyysiin menee vähän enemmän aikaa kuin HM analyysiin.

L.K: Mielenkiinnosta, jos LVDT-menetelmällä tehdään profiilin skannaus laskentaa varten niin tehdäänkö semmoista edes HM.

A.K Eihän siitä tehdä, sillä voihan HM tehdä maanpinnalla ja alla yhtä lailla mutta kuitenkin siinä aina ollaan pois siitä niin sanotusti häiriintyneestä alueesta. LVDT-tehdään suoraan siihen kallionpintaan niin siinä täytyy pystyä huomioimaan todella hyvin sen pois louhitun kivimassan vaikutus jännitystilaan. IK yleensäkin suositellaan tehtäväksi 3 kertaa tunnelin halkaisija, eli jos on 5 m halkaisijaltakaan oleva tila, niin pitää ainakin 15 m kairata ennen kuin harkitsee Irtikairausnäytteen ottoa, jottei tarvitse huomioida tilan vaikutusta jännitystilaan. Yleensä LVDT-menetelmässä tarvitsee ainoastaan huomioida. Me itse emme tee suunnittelua vaan kalliorakentajat tai kaivosinsinööri, jotka suunnittelevat kohteita ja ilmoittavat sitten että he haluavat mittauksen tehdä. Me urakoitsijana katsomme että mikä on teknisesti mahdollisesta. Jos on yksi mittaus niin ei sen suunnitteluun mene päivää pidempää.

L.K: Siirrytään hinta juttuihin. Niin suunnilleen kallein ja halvin menetelmä ja vaikuttaako mitausten määrä hintaan vai tuleeko hinta täysin laitteiston käyttö hinnasta.

A.K: No minä osaan nyt HM- ja IK-menetelmästä sanoa. IK-menetelmässä menetetään aina kenno, joka maksaa noin 2000 euroa, mikä osaltaan aina vaikuttaa. HM ei mitään kalustoa menetä, jos ajattelee kustannuksia, niin tehdään yksi reikä ja siihen 10 HM niin se maksaa suunnilleen yhtä paljon kun yksi tai kaksi IK. Se riippuu että lasketaanko kairauskustannuksia vai ei. Monesti meilläkin, jos mennään IK tekemään esim. kaivokseen niin kaivoksella monesti on oma

kairauskone ja kairamiehensä, jotka hoitavat kairauksen. Me hoidamme muun teknisen asian, mikä liittyy tekniikkaan. Voi sitä siis sanoa että mittausten määrä vaikuttaa hintaan. Jos hatusta heittää, niin yhden reiän HM saattaa maksaa analyseineen, kairaus hinta mukana niin 10 000 euron hujakoilla. Nyt en ole vähään aikaa laskenut tarjouksia kylläkään.

L.K: Kuitenkin huomattavasti halvempia perinteiset IK ja HM-menetelmä kuin LVDT-menetelmä.

A.K: Niin minunkin käsitykseni mukaan.

L.K: Onko teillä ollut käytössä ChHIRO kenno?

A.K: Joo niitä HID kennoa on käytetty viime aikoina niitä ei ole tullut käytettyä. Joku uusi kenno oli mikä ei ollut kertakäyttöinen.

L.K Vaikuttaako kohteen tyyppi menetelmän valintaan.

A.K: Vaikuttaa sinällään, jos on pelkästään maanpäällinen paikka tai tunnelia aika harvoin siellä LVDT-menetelmää käytetään, eli ei voi muuta kuin HM tai IK, jota pystyy myös tekemään maanpinnalta ja tehdäänkin jonkun verran maailmalla ainakin. Se on vain vähän vaivalloisempi kuin jos se tehtäisiin suoraan maanalta tunnelista.

L.K: Pystyykö sitä tekemään kovin syvältä.

A.K: No CHIRO kennolla ei pysty, mutta on kennot jotka toimivat omalla muistillaan ilman välikaapeleita, jolloin sitä pystyy vaikka kairareistä kilometreistä tekemään. En sitä ole itse käyttänyt. Ja vaikuttaako kallion ominaispiirteet ehyys. Vaikuttaahan sekin, aina kivilaji vaikuttaa. En tiedä miten paljon suunnittelija loppujen lopuksi noita asioita miettii, kun suunnittelevat mitauksia. Mutta jos ajatellaan että on joku hyvin liuskeinen kivilaji, jossa voimakas liuskeisuuden suunta niin hyvin helposti HM:ssä käy niin että se (reikä) aukeaa kun syntyy ne raot sinne sen liuskeisuuden mukaan, jolloin siitä ei saada sellaisia rakoja aikaiseksi mistä vaakajännityksiä voi laskea.

L.K: Sitten kanssa olen ymmärtänyt että jos kivilaatu on liian pehmeää niin se heikentää mitausten laatua.

A.K: Kyllä se näinkin on. IK kylläkin tehdään jossain hiilikaivos ympäristöissä menestyksellä.

L.K: Näin minäkin käsitin, että perinteisillä IK-menetelmillä saisi hyvinkin pehmeästä kalliosta tuloksia, toki laatu voi vaihdella.

A.K: Joo, toki yleisesti ottaen voi ajatella että mitä enemmän ruhjeita on alueella ja enemmän rikkonaisuuksia niin sitä enemmän häiriintyneempi silloin on jännitystilakenttäkin siellä. Tämä tietenkin riippuu siitä mitä halutaan. Joku voi haluta tietää ruhjeen lähellä jännitystilaa, mutta siinä pitää sitten ymmärtää että se on vain siinä pisteessä se jännitystila. Eli jos siellä on joku iso ruhjevyyhyke niin sehän vaikuttaa jännitystilaan hyvin voimakkaasti. Eli jos on ollut joitain kohteita, joissa menee hyvin lähellä rikkonaisuusvyöhyke niin siellä sitten todetaan käytännössä ettei siellä ole jännityksiä juuri mitään kun kaikki jännitykset purkaantuvat rakojen kautta.

L.K: Mutta sitten toisaalta oli puhetta Kalle Holménin kanssa että esim. Helsingin alueella hyvälaatuiset kallioalueet on jo pitkälti käytetty että joudutaan tekemään huonolaatuisempaan kallioon. Niin voisin nähdä että tällaisissa tilanteissa halutaan tehdä enemmän mittauksia.

A.K: Joo onhan se näinkin ja sitten tietysti kun ollaan jo valmiiksi rakennettu jo niin paljon niin jos siellä on jo olemassa olevia tiloja niin niiden vaikutus voi olla aika suuri kanssa. Siinä mielessä silloin LVDT-menetelmä varmaan onkin kaikista käyttökelpoisin, kun siinä on kerralla niin iso testattava ala. En itse osaa käytännössä sanoa miten se on toiminut, mutta ne (kallion laatu, vierieiset tilat) asettavat omia haasteitaan sitten aina. Mitään muuta tietoa sieltä ei sitten saa jollei mittaa. Ainahan se on tietoa kun mittaa lisää. HM:ssa tietenkin voi olla haaste, jos on kovin rikkonaista kiveä niin se vaatii sen että siellä on ehjää pätkää mielellään ainakin metrin verran että sen testin saa edes teknisesti suoritettua. Periaatteessa vähän lyhyempikin käy mutta 30 cm hän on nyt ihan se minimi. Sen jälkeen voi alkaa olemaan vähän niin ja näin tuloksen luotettavuus. Silloin voi olla riski että kairataan HM varten reikiä ja todetaan että siellä on pelkkiä ruhjeita kaikki reiät täynnä, ettei löydy yhtään ehjää kiveä. Ja käytetään vain rahaa siihen reikien tekemiseen ilman että pystytään yhtään mittausta tekemään.

L.K: Tohon 8. kysymykseen olet jo vastannut. 9. kysymys tiedonmallintamisen suhteen, onko siinä eroa menetelmien välillä. Niin kuin olemmekin jo puhuneet ettei HM saa kattavaa kuvaa siitä kalliosta välttämättä.

A.K: No periaatteessa sillehän on mahdollista, jos tehdään toisen kaateisia reikiä. Tehdään se HTBF eli olemassa olevia rakoja testataan, mutta niitä on aika vähän tehty ja ne voi olla aika hankaliakin saada onnistumaan. Tiedonmallintamisella tarkoitat?

L.K: Eli nämä jännitystilan tiedot ovat lähtöarvoja kalliomekaniikan laskentaan ja niitä käytetään suunnitteluun näitten 3D mallien yms. kautta hyväksi. Niin lähinnä mietin että onko jotain eroja sillä saadulla lähtötiedolla suhteessa siihen haluttuun lopputukseen. Eli mitä menetelmää kannattaisi käyttää haluttuun lopputulokseen.

A.K: Joo no me ei itse niitä kalliotilojen mallinnuksia juuri tehdä, eli me laskemme kalliotilan jännitykset ja ojennamme ne asiakkaalle, jolla on sitten Kalle tai Hakalan Matti, joka sitten erikseen mallintaa. Voin nyt arvioida, että on olemassa jokin karkea käsitys siitä mikä se jännitystila on niin riippuen menetelmästä, jos nyt on HM niin siinäkin on mahdollista että yhdestäkin reiästä on hyvin vaihtelevia tuloksia, jolloin suunnittelijan pitää tehdä jonkinlainen valistunut arvaus mitä arvoja suunnittelussa käyttää. Se on ihan sama IK, että kun tehdään yksi irtikairaus ja yksi tulos ja tehdään toinen ja saadaan toinen tulos ja tehdään kolmas ja toivotaan että se menisi lähelle jompaakumpaa jo olemassa olevaa tulosta ettei saada kolmatta uutta tulosta, joiden välillä pitää arpoa. LVDT-menetelmästä en osaa sanoa miten hyvin ne toistavat jos niitä tehdään useampi, että niissä on niin iso massa että ne toistaisivat ihan hyvin. Kyllä minä näkisin niiden välillä on eroja, että mallintajien pitää tuntea menetelmät ja tietää mitkä asiat niihin voi vaikuttaa ja kuinka luotettavia tuloksia voi saada. Ja kaikki menetelmät voivat antaa toistomittauksissa erillaisia lukemia, mutta HM nyt pääasiassa varmaan heittelee eniten, kun siihen vaikuttaa eniten kivilajin ominaisuudet, esim. elastiset ominaisuudet vaikuttavat ja ne ovat harvoin tiedossa käsittelyssä. jolloin vedetään niin sanotuilla hattuvakioilla, joilla sitten saatetaan tehdä ne tulokset, jolloin sitä vaihtelua voi olla aika paljon. Ja sitten jos on tehty IK, niin tulokset voivat mennä kohtuu lähelle tosiaan. Eli on eroja ja joissain menetelmissä mallintajan pitää vielä itse tulkita mikä se jännitystila on.

L.K: Niin voisi näin tiivistetysti sanoa että IK-menetelmät antavat suoraan kattavamman kuvan 3D-mallintamista varten?

A.K: No joo kyllä sen voi näin sanoa.

L.K: Vanhoista menetelmistä, miksei käytössä enää, toki tarjonta vaikuttaa mutta onko sinulla jotain käsitystä?

A.K: No joo kyllä minä melkein sanoisin että tarjonta ja kyllä minä nyt sanoisin ettei nuo vanhat menetelmät sinällään tarjoa mitään sellaista hyötyä mitä nyt ei olisi näissä muissa tarjoilla olevissa menetelmissä.

L.K: Loppukevennykseen, miten sinä näkisit alan kehittyvän?

A.K: No ei mittausten tarve tule poistumaan, mahdollisesti lisääntymään. Meidän yrityksessä koska se ei ole ollut päätuotteena niin ei siinä olla pysytty kehityksessä mukana niin tiukasti. Näin alana tulevaisuuden kannalta sanotaan että siellä on kehittymisen mahdollisuuksia ja se on yleisesti ottaen positiivinen. Näin sivu huomautuksena täytyy sanoa että kohtuu pieni ala ei maailmanlaajuisesti mutta näin Suomessa.