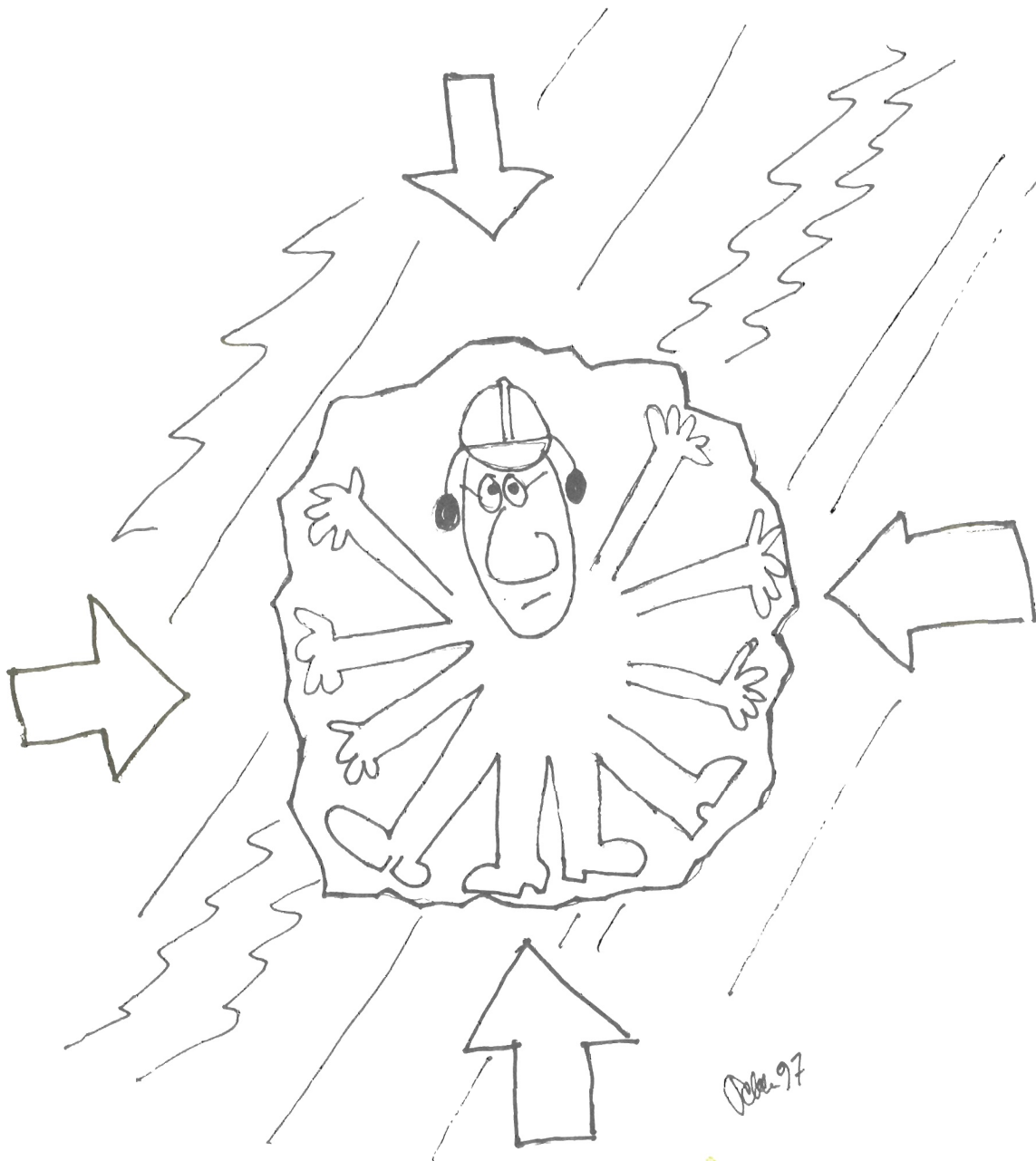




PAISUVAT KALLIOSAVET

Arto Wegelius
Pekka Holopainen



HELSINGIN KAUPUNKI
KIINTEISTÖVIRASTO
GEOTEKNINEN OSASTO

PAISUVAT KALLIOSAVET

**Arto Wegelius
Pekka Holopainen**

Wegelius A., Holopainen P. (1997). Paisuvat kalliosavet. (Swelling clay in crystalline bedrock) Helsingin kaupungin kiinteistövirasto, geotekninen osasto, Tiedote 75/19.12.1997. 102 s.

Avainsanat paisuva savi, smektiitti, paisumispaine, tunneli

TIIVISTELMÄ

Tässä työssä tarkastellaan kallioraoissa esiintyvän paisuvahilaisen saven aiheuttamia tunnelisortumia Suomessa, Norjassa ja Ruotsissa. Lisäksi esitellään laboratoriokokeita paisuvan kalliosaven tunnistamiseksi ja sen mekaanisten ominaisuuksien määrittämiseksi. Raportissa on esitetty kyseisten sortumien korjausmenetelmiä. Niiden mitoittamiseen tulisi vastaisuudessa paneutua.

Wegelius A., Holopainen P. (1997). Paisuvat kalliosavet. (Swelling clay in crystalline bedrock) Helsinki City Real Estate Department, Geotechnical Division, Research Note 75/19.12.1997. 102 p.

Keywords swelling rock, smectite, swelling pressure, tunnel

ABSTRACT

In 1995 a collapse occurred in the outlet tunnel of treated wastewater. It was caused by swelling clay minerals in rock fractures. Similiar cases in Finland, Norway and Sweden are presented in this report. Useful methods of laboratory tests to determine the properties of swelling rock clay are described. Conventional methods, grouted rock bolts and reinforced shotcrete, are generally used as strengthening methods. The dimensioning of the structures seems to need more development work in the future.

ALKUSANAT

Syksyllä 1995 todettiin puhdistetun jäteveden poistotunnelissa sortuma. Sen aiheuttajaksi osoittautui paisuvahilainen kalliosavi. Tapahtumaan liittyen kerättiin vastaavanlaisista tapauksista tietoa. Tiedon kerääminen keskittyi Suomen lisäksi Ruotsiin ja Norjaan. Kiinnostuksen kohteena oli tapahtumien kuvaus, paisuvan kalliosaven analysointi ja korjaustoimenpiteet. Tässä raportissa on esitetty pääpiirteissään kaikki kerätty tietous eikä aineistoa ole syvällisemmin analysoitu. Toiveena on, että tämä raportti toimisi yleiskuvauksena yksityiskohtaisemmille selvityksille. Tarvetta lisätiedolle on ainakin lujitusrakenteiden mitoittamisen ja paisumisen ennustamisen osalla.

Tämän raportin syntymiseen on vaikuttanut Helsingin Veden myönteinen suhtautuminen. Geologian tutkimuskeskukselta olemme saaneet asiantuntija-apua mineralogisissa asioissa, erityisesti fil.tri Veli Suomiselta.

Kiinteistöviraston geoteknisellä osastolla ovat tämän raportin laatijoiden lisäksi osallistuneet aihepiirin tietouden keräämiseen mm. dipl.ins. Usko Anttikoski, ins. Yrjö Kähönen ja geologi Pekka Raudasmaa. Dipl. Ins. Jukka Salmisen osuus oli merkittävä tiedotteen toimittamisessa.

Helsingissä 19.12.1997



Ilkka Vähäaho
osastopäällikkö

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	1
ABSTRACT.....	1
ALKUSANAT	2
SISÄLLYSLUETTELO	3
1 JOHDANTO	5
2 SAVIEN ESIINTYMINEN KALLIOSSA.....	7
2.1 YLEISTÄ.....	7
2.2 PAISUVIEN SAVIEN ESIINTYMINEN POHJOISMAISSA	11
3 LABORATORIOKOKKEET	17
3.1 YLEISTÄ	17
3.2 MINERALOGISET TESTIT.....	19
3.2.1 Värianalyysi	19
3.2.2 Differentiaaliterminen analyysi ja röntgendiffraktioanalyysi	20
3.3 PAISUMISOMINAISUUKSIEN MÄÄRITTÄMINEN	23
3.3.1 Atterbergin rajat	23
3.3.2 Näytteen käsittely.....	25
3.3.3 Vapaa paisuminen.....	26
3.3.4 Aktiviteettiluku	28
3.4 PAISUNTAPAIINEEN MÄÄRITTÄMINEN	30
3.4.1 Yksinkertainen paisuntapaineen määrittäminen.....	30
3.4.2 NTH-menetelmä	33
3.4.3 ISRM:n menetelmän tulkinta kalliosavien tutkimiseksi.....	34
3.4.4 Maksimaalisen paisumispaineen määrittäminen.....	35
3.5 RAPAUTUMISKOE.....	37
4 LUJITUSRATKAISUT PAISUVIEN SAVIEN YHTEYDESSÄ.....	38
4.1 JOHDANTO.....	38
4.2 EURENIUKSEN LUJITUSSUOSITUKSET	45
4.2.1 Yksinäinen jyrkkä rako, kaade 60 - 90°, leveys < 200 mm.....	45
4.2.2 Yksinäinen jyrkkä rako, kaade 60 - 90°, leveys 200-500 mm	46
4.2.3 Yksinäinen keskijyrkkä rako, kaade 30 - 60°	47
4.2.4 Tiheä rakoilu tai keskijyrkkät raot	47
4.2.5 Vaakarakoilu	48
4.2.6 Laajat savialueet.....	48
4.3 MUITA LUJITUSSUOSITUKSIA JA LUJITUSTAPOJA	49
4.3.1 Rakojen ja heikkousvyöhykkeiden lujuus	49
4.3.2 Ohitustunnelin louhintaa	50
4.3.3 Saven ja lujuustusten ominaisuuksien välinen suhde.....	51
5 ESIMERKKITAPAUKSIA	53

5.1 YLEISTÄ	53
5.2 ESIMERKKITAPAUKSIA HELSINGISTÄ	58
5.2.1 Sortuma Kyläsaari-Viikinmäki-viemäritunnelissa.....	58
5.2.2 Puhdistetun jäteveden poistotunnelin sortuma Helsingissä	60
5.2.3 Töölö-Alppila-vesijohtotunneli	61
5.3 ESIMERKKITAPAUKSIA RUOTSISTA.....	63
5.3.1 Sortuma Sallsjö-vesivoimalaitoksen poistotunnelissa	63
5.3.2 Sortuma Stensjöfallet-vesivoimalaitoksen tulotunnelissa	64
5.3.3 Sortuma voimalaitostunnelissa Norrängenissä	66
5.3.4 Sortuma voimalaitostunnelissa Gidbölessä	70
5.3.5 Sortuma Bolmen-vesitunnelissa	73
5.3.6 Sortuma Braviken-tunnelissa	76
5.3.7 Paisuvan heikkousvyöhykkeen läpäisy Järnvägsforsen- vesivoimalaitoksen tulotunnelissa.....	78
5.3.8 Höljes-vesivoimalaitos.....	81
5.3.9 Långå-vesivoimalaitos	82
5.4 ESIMERKKITAPAUKSIA NORJASTA	83
5.4.1 Sortuma Rörvikskaret-tietunnelissa.....	83
5.4.2 Sortuma Hemsil-vesivoimalaitoksen tulotunnelissa.....	85
5.4.3 Sortuma Tunnsjøedal-vesivoimalaitoksen poistotunnelissa	85
5.4.4 Sortuma Kvineshei-rautatietunnelissa	87
5.4.5 Useita sortumia Rafnes-raakavesitunnelissa.....	87
5.4.6 Sortuma Sandvika-Lysaker-viemäritunnelissa	88
5.4.7 Tofte-raakavesitunneli	93
5.4.8 Ulla-Førre-vesivoimalaitos	93
5.4.9 Eidfjord-vesivoimalaitos.....	94
5.4.10 Skjomenan-vesivoimalaitos	95
5.4.11 Alta-vesivoimalaitos	95
6 JOHTOPÄÄTÖKSET.....	96
7 YHTEENVETO	98
8 KIRJALLISUUSVIITTEET.....	99

PAISUVAT KALLIOSAVET

1 JOHDANTO

Paisuvahilaista savea voi esiintyä lähes kaikissa kallio-olosuhteissa. Yleisimmin sitä esiintyy lähinnä liuskeisissa ja heikkousvyöhykkeissä tavattavissa kallioraoissa, sekä mm. diabaasi-juonien yhteydessä. Myös Helsingin kallioperässä on paisuvaa kalliosavea. Kalliosaven paisuminen voi aiheuttaa vakavia ongelmia joko louhinnan tai käytön aikana. Syksyn 1995 aikana se aiheutti sortuman Munkkisaari-Viikki puhdistetun jäteveden poistotunnelissa. Kolme vuotta aikaisemmin se aiheutti sortuman rakenteilla olevassa Kyläsaari-Viikinmäki viemäritunnelissa. Ruotsissa ja Norjassa on vastaavia tapauksia sattunut useita. Koska paisuvahilaista savea ei ole juurikaan Suomessa tutkittu, on tämän raportin tarkoituksena selvittää Ruotsissa ja Norjassa käytetyt laboratoriotestit saven paisumisominaisuuksien määrittämiseksi sekä tavallisimmat paisuvan saven yhteydessä käytetyt kallion lujitusratkaisut. Raportissa on esitetty myös monia esimerkkitapauksia, joissa paisuvahilainen savi on aiheuttanut ongelmia.

Paisuvat kalliot asettavat erityisiä haasteita louhinnalle. Sortumat ovat nostaneet kustannuksia merkittävästi ja viivästyttäneet urakkaa. Käytön aikaiset sortumat ovat aiheuttaneet suurten korjauskustannusten lisäksi pitkiä korjausjaksoja, jolloin tunnelia ei voida käyttää. Täten on syntynyt suuriakin välillisiä kustannuksia.

Ilmiö on erityisen ikävä, koska paisuvia mineraaleja on hyvin hankala havaita louhinnan aikana tai ennakkotutkimuksilla. Kallioperässä tapahtuva paisuminen voi johtua seuraavista mineraaleista:

- 1) Paisuvahilaiset savimineraalit
 - smektiitit (montmorilloniitti, saponiitti)
 - vermikuliitti
- 2) Anhydriitit
- 3) Jotkut kalkkiliuskeiden pyrhotiitit

Tässä yhteydessä keskitytään niihin tapauksiin, joissa smektiittiä esiintyy heikkousvyöhykkeissä, juonissa, raoissa, ruhjeissa ja muissa epäjatkuvuuskohdissa. Smektiitit ovat paisuva-

hilaisia verkkosilikaatteja. Näistä yleisin on montmorilloniitti $(\text{Al,Mg})_{2-3}\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot x\text{H}_2\text{O}$. Norjassa ja Ruotsissa on paljon kokemuksia tämän tyyppisistä paisuvahilaisista savista, mutta niitä esiintyy myös monin paikoin Suomessa. On todennäköistä, että paisuvahilaisia savia esiintyy Suomessa paljon aiemmin luultua enemmän. Tässä raportissa ei käsitellä ns. paisuvaa kalliota. Näillä tarkoitetaan anhydriitin (kohta 2) tai kalkkiliuskeiden pyrhotiittien (kohta 3) aiheuttamaa kalliomassan paisumista kemiallisen reaktion seurauksena. Ilmiö on yleinen mm. Alpeilla.

Louhittaessa tunneleita savivyyöhykkeitä sisältävässä kalliomassassa voi vuotovedet esiintyessään aiheuttaa seuraavia ongelmia louhintaan ja kallion pysyvyyteen :

- Rakotäytteenä olevan savimineraalin pienentynyt kitkakerroin voi aiheuttaa sortuman.
- Löyhä savi voi huuhtoutua ulos raoista joka lisää vuotoja ja huonontaa stabiliteettia.
- Savimineraali voi sisältää paisuvahilaisia komponentteja, jotka joutuessaan veden kanssa kosketuksiin voivat absorboida vettä ja aiheuttaa paisuntapaineen, mikä voi särkeä ruis-kubetonin ja aiheuttaa sortuman.

Nämä ongelmat voivat esiintyä joko yhdessä tai erikseen.

2 SAVIEN ESIINTYMINEN KALLIOSSA

2.1 YLEISTÄ

Saven paisumisen aiheuttavat lähinnä smektiitit, joista yleisimmät ovat montmorilloniitit ja vermikuliitit. Nämä ovat rapautumisen seurauksena syntyneitä hyvin pieniä kerroksellisia sekundäärimineraaleja. Ne eroavat muista kerroksellisista mineraaleista (esim. liuskeet ja kloriitti) kyvyssään ottaa ja luovuttaa vettä ulkoisesta paineesta riippuen.

Paisuvia savia esiintyy heikkousvyöhykkeissä kahdessa muodossa:

1. Rakotäyteinä raoissa, juonissa, halkeamissa ja siirroksissa.
2. Rapautumistuotteena kivilajeja muodostaneina mineraaleina, usein yhdessä rakotäytteiden kanssa (ryhmä 1). Tämä tyyppi on harvinaisempi.

Paisuvia materiaaleja ei välttämättä esiinny geologisen alueen kaikissa raoissa ja siirroksissa. Vanhemmat tai nuoremmat muodostumat, jotka lävistävät alueen eivät välttämättä sisällä paisuvaa savea. Tavallisesti murskaantunutta ja jauhautunutta kalliota on yhdessä paisuvien savien kanssa. Myös muita sekundäärimineraaleja kuten kalsiittia, kvartsia, kloriittia, talkkia, kaoliinia ja illiittia voi esiintyä yhdessä paisuvahilaisten rakotäytteiden kanssa. Kationin tyyppi vaikuttaa suuresti paisumisominaisuuksiin. Esimerkiksi Na^+ aiheuttaa voimakasta paisumista kun taas Ca^+ aiheuttaa vähäisempää paisumista.

Tärkeimmät paisumiseen ja pehmenemiseen vaikuttavat tekijät vyöhykkeessä ovat:

- Paisuvien mineraalien määrä ja tyyppi.
- Vapaiden kationien määrä ja tyyppi.
- Vyöhykkeen materiaalin konsolidaatioaste.
- Veden pääsy vyöhykkeeseen.
- Louhinnan jälkeinen jännitystilän pieneneminen.

Ylläolevien tekijöiden lisäksi myös muut hienorakeisten irtonaisten rakotäytteiden määrä ja ominaisuudet vaikuttavat paisumiseen ja vyöhykkeen käyttäytymiseen. Esimerkiksi kalsiitit ja muut liukenevat materiaalit tekevät liulessaan tilaa pehmeneville rakotäytteille huuhtou-

tua pois.

Paisumista ei tapahdu kuivissa olosuhteissa. Tällöin paisuvaan vyöhykkeeseen päässyt vesi voi haihtua, jolloin on lähes mahdotonta erottaa paisuvat mineraalit paisumattomista. Paisuvien materiaalien erottaminen voi olla helpompaa pestäessä tunnelin seiniä, erityisesti jos paisuva materiaali absorboi vettä tapahtuman yhteydessä.

Märissä olosuhteissa paisuvien materiaalien erottaminen on helpompaa. Tällöin paisuminen työntää rakotäytettä muutamia millimetrejä ulos. Tämä ilmiö on yleensä nähtävissä parhaiten tunnelin alaosassa, jossa savi voi helpommin imeä vettä itseensä.

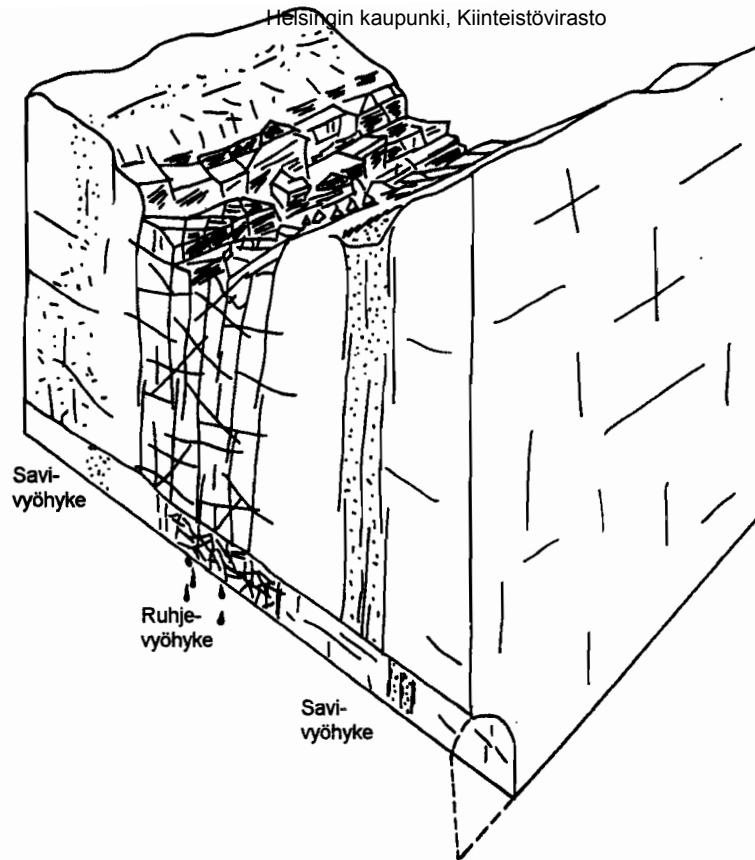
Seuraavat tekijät varoittavat työmaaolosuhteissa paisuvahilaisesta kalliosta (Kähönen 1996):

- kalliosta on heikkousvyöhyke
- porareiät eivät pysy kunnolla auki
- kallio komuaa porattaessa tavanomaista enemmän
- reikiä on vaikea panostaa
- kiven pinta on saippuamaisen liukas
- kivikasa on limaisen liukas = kaatumisvaara
- kallio komuaa sitä pestäessä tavanomaista enemmän
- rakotäyte saattaa työntyä ulospäin raosta

Saven muodostusta kalliosta esiintyy yleensä tektonisesti häiriintyneillä alueilla eli pystysuorien ja kaltevien ruhjevyöhykkeiden tai rakojen yhteydessä. Savivyöhyke ei välttämättä aina ole itse ruhjevyöhykkeessä, vaan näiden välillä saattaa olla useita metrejä (kuva 2.1).

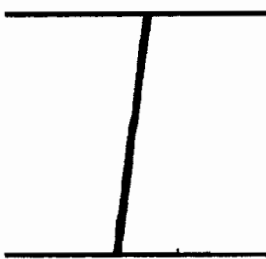
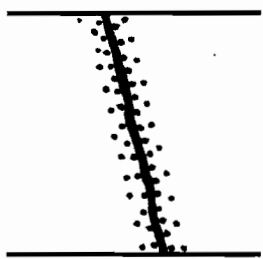
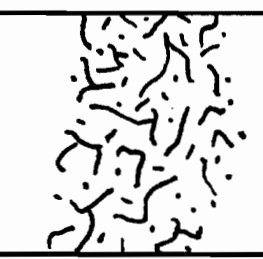
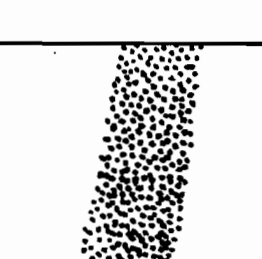
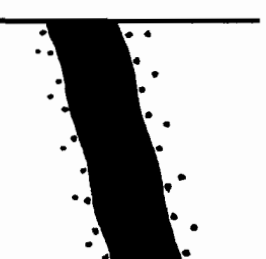
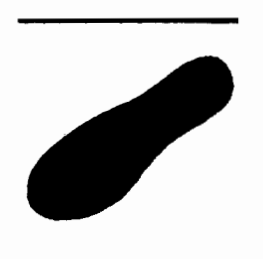
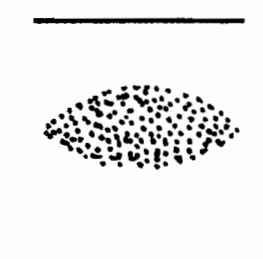
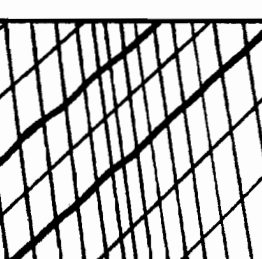
Yksittäisiä savisia rakoja sen sijaan esiintyy aivan tavallisessa kallioperässä, jossa on avoimia pystysuoria rakoja. Tällaisissa kallioissa on savitäytteisten rakojen tiheys suoraan verrannollinen rakojen kokonaismäärään, kuitenkin niin että tiettyjen kivilajien yhteydessä tiheys on selvästi suurempi kuin toisten kivilajien yhteydessä.

Havaintojen perusteella on todettu, että savialueita esiintyy erityisesti laaksoissa ja maaston korkeiden kohtien läheisyydessä. Kuvat 2.2 ja 2.3 (Ahlberg & Lundgren, 1978).

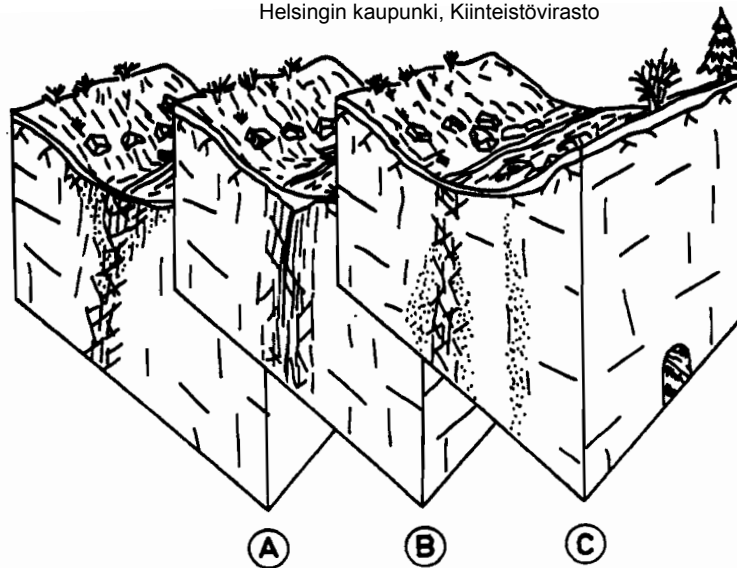


Kuva 2.1 Ruhje- ja savivyöhykkeiden sijainti (Ahlberg & Lundgren, 1978).

Paisuvien savialueiden havaitseminen voi olla hankalaa heti louhintojen jälkeen, sillä mikäli kallio on muuttunut saveksi rapautumisen tuloksena, on savi kallion väristä, sen joukossa saattaa yhä olla ehjiä kivilohkareita ja se on erittäin hyvin konsolidoitunutta. Yleensä savi huomataan vasta kun se paisuessaan rikkoo ruiskubetonin. Tästä syystä on erittäin tärkeätä saada mahdollisimman varhain savesta näytteet laboratoriokokeita varten. Mikäli ruhjealueet on lujitettava ruiskubetonilla louhintatöiden jatkamisen edellytyksenä, on tunnelin savien laatu arvioitava jälkikäteen louhinnan edetessä. On nimittäin todennäköistä, että uusien paljastuvien rakojen savi on samanlaista kuin ruhjealueella, koska ne ovat olleet saman tektonisen muutoksen alaisena.

 TYYPPI 1 A "Savi-iskos" Saveksi muuntumisen rajoittuu kokonaan kalliorakoon.	 TYYPPI 1B "Savi-iskos" jonka ympäristö on rapautunut.	 TYYPPI 2 Epäsäännöllistä saveksi muuntumista esiintyy pienissä vyöhykkeissä. Ei läpimenevää iskosta.	 TYYPPI 3 Juonimainen saviesiintymä. Osittainen saveksi muuntuminen.
 TYYPPI 4 "Savijuoni" Kokonaan muuntunut saveksi.	 TYYPPI 5A Kokonaan saveksi muuntunut kappale. "savinlinssi".	 TYYPPI 5B Osittain saveksi muuntunut kappale. "savinlinssi".	 TYYPPI 6 Saveksi muuntunut matriisi breksia kivilajissa tai savikalvo kaikenlaisissa tektonisessa vyöhykkeessä.

Kuva 2.2 Erityyppiset saviesiintymät esim. tunnelinseinässä (Ahlberg ym. 1970).



Kuva 2.3 Kalliosavia voi muodostua A) ruhjevyöhykkeiden rapautumisen, B) rakotäytteiden sedimentoitumisen tai C) hydrotermisen muuttumisen yhteydessä (Ahlberg 1978).

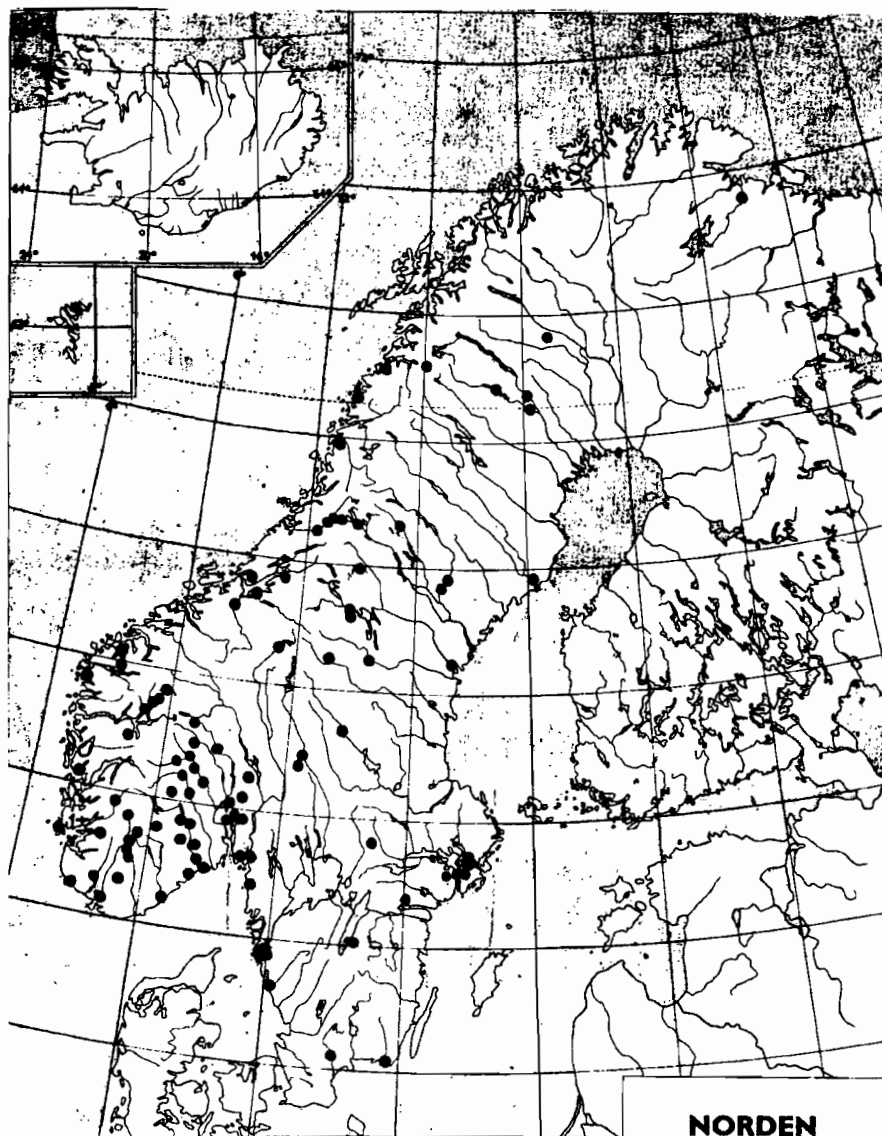
2.2 PAISUVIEN SAVIEN ESIINTYMINEN POHJOISMAISSA

Paisuvahilaisia smektiittisavia esiintyy yleisesti pohjoismaissa. Havaintojen mukaan ne olisivat selvästi yleisimpiä Norjassa. Siellä kalliosavien koostumuksen ja paisuntaominaisuuksien tutkiminen kalliorakennuskohteiden yhteydessä on nykyään rutiinitoimintaa. Yhdestä tunnelikohteesta saatetaan ottaa kymmeniä savinäytteitä laboratoriokokeita varten. Myös Ruotsissa on paljon kokemuksia paisuvahilaisista kalliosavista. Savien esiintyminen Norjassa ja Ruotsissa on esitetty kuvan 2.4 kartassa.

Kokemukset paisuvahilaisista savista ovat Suomessa vähäisenpiä. Näitä savia kuitenkin esiintyy Suomessa todennäköisesti paljon yleisesti kuviteltua enemmän. Asiaa ei ole kuitenkaan tutkittu kovinkaan paljon. Paisuvat savet ovat aiheuttaneet Helsingissä kaksi tunnelisortumaa. Kyläsaari-Viikinmäki viemäritunneli sortui louhinnan aikana Vallilan ruhjeen läpäisyn yhteydessä vuonna 1993 ja Munkkisaari-Viikki puhdistetun jäteveden poistotunneli sortui vuonna 1995 noin kymmenen vuoden käytön jälkeen. Sortumat sijaitsivat noin 300 metrin etäisyydellä toisistaan. Myös Töölö-Alppila vesijohtotunnelin louhinnan yhteydessä 1995 havaittiin paisuvahilaisia savia. Kohteet on esitelty luvussa 5 esimerkkitapausten joukossa.

Montmorilloniittisavea on havaittu jo aiemmin Helsingin alueella. Vuonna 1965 kaupunginteatterin ja virastotalon kalliosuojan louhinnan yhteydessä havaittiin valkoista montmorillo-

niittisavea läntisen sisäänkäynnin painesulun kohdalla. Tällöin seinästä irtosi kappale ja tip-pui miltei silloisen Helsingin geoteknillisen toimiston geologin Ahti Sarasteen varpaille. Savi esiintyi pystysuorassa heikkousvyöhykkeessä, joka ulottui kallion pintaan asti (kuva 2.5) (Anttikoski ja Saraste 1976).

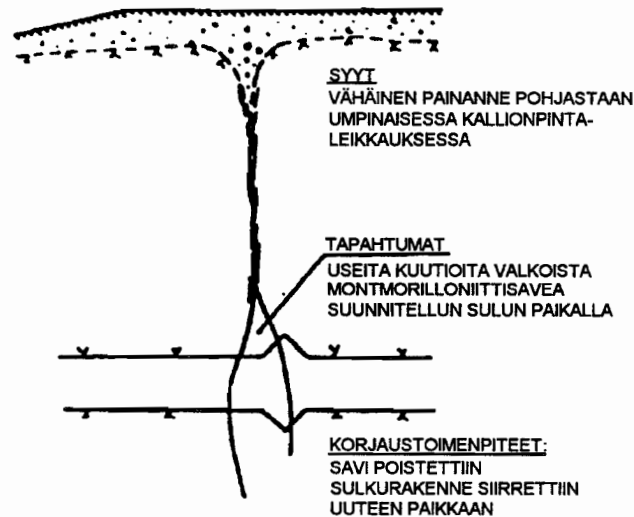


Kuva 2.4 Paisuvien savien esiintyminen Ruotsissa ja Norjassa (Ahlberg ja Lundgren 1978).

Muutamia vuosia myöhemmin metrotunneleiden louhintatöiden yhteydessä havaittiin paisu-vahilaisia savia sekä Liisankadun kohdalla helsinkitissä, että rautatieaseman ja Kluuvin ruhjeen välillä. Savia ei kuitenkaan analysoitu louhinnan yhteydessä tarkemmin, koska niiden ei katsottu olevan vaarallisia tunnelin pysyvyyden kannalta. Liisankadun saven koostu-musta ja paisuntaominaisuuksia on tutkittu myöhemmin (Alkio 1978). Tällöin todettiin ky-seisen saven paisumisen olevan hyvin voimakasta. Pieniä määriä paisuvahilaista montmoril-

loniittia löytyi myös Päijännetunnelista. Määrät olivat kuitenkin niin pieniä, ettei niiden katsottu vaikuttavan tunnelin pysyvyyteen (Uusinoka 1996). Voimakkaasti paisuva Na-smektiitti on Suomessa melko harvinaista. Sitä on löytynyt mm.

Helsingin puhdistettujen jätevesien poistotunnelin sortumasta ja Ahvenanmaalta Nyhamnin hylätystä kaivoksesta.



Kuva 2.5. Helsingin kaupunginteatterin kalliosuojan montmorillonitiittiesiintymä (Anttikoski ja Saraste 1977).

Suomessa tehtyjä havaintoja paisuvista montmorillonitiittisavista (Niini ym. 1971, Uusinoka 1975, Alkio 1978):

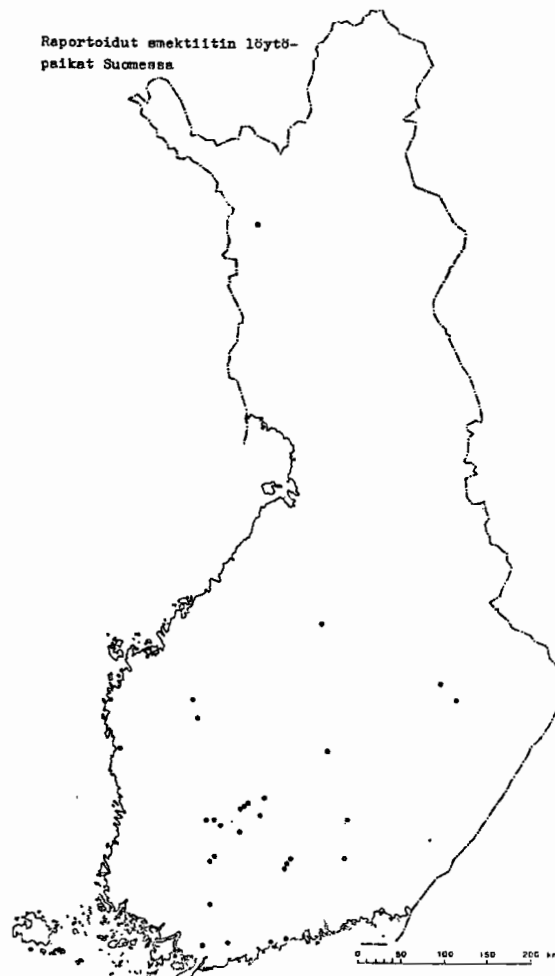
-Ahvenanmaa, Nyhamn	-Lapväärti	-Siuntio
-Eräjärvi	-Lohja, Ojamo	-Sköldvik
-Helsinki, useita kohteita	-Länkipohja	-Somero
-Hyrnsalmi, Veitsivaara	-Nokia	-Stormin kaivos
-Kangasala	-Nurmo, Hirvikoski	-Tampere, Hervanta
-Korsnäs	-Orivesi	-Urjala
-Koski Hl, Huljala	-Peräseinäjoki	-Vantaa, Hakunila
-Kylmäkoski	-Pyhäsalmi	-Vuonos
-Kyröskoski	-Pyhäsalmen kaivos	-Vuonoksen kaivos

Dokumentoituja havaintoja on tehty lähinnä alueilla, missä on tehty tutkimuksia. Näiden li-

säksi paisuvia savia on löytynyt myös monista muista kohteista.

Risto Alkion pro-gradu työssä 1978 on tutkittu 50 savinäytettä. Näistä 40 %:sta löytyi smektiittiä tai smektiitin seoshilamineraaleja smektiitti-illiittiä tai smektiitti-kloriittia. Nämä mineraalit ovat yleisiä kallioperämme rapautumisvyöhykkeissä ja kalliosavijuonissa. Muina rapautumis- ja muutumistuotemineraaleina esiintyy mm. kloriitti, illiitti, kalsiitti, serisiitti, talkki ja vermikuliitti.

Smektiittiä tavattiin sekä vaaleissa eli felsisissä että tummissa eli mafisissa kivissä rapautumistuotteena. Smektiitti-illiitti näyttää esiintyvän lähinnä felsisten kivilajien kanssa, kuten pegmatiitit, graniitit, graniittigneissit, granodioriitti ja kiillegneissit. Smektiitti-kloriittia tavataan mafisissa amfiboleissa ja felsisissä kiillegneisseissä ja granodioriiteissa. Montmorillonitiittiä on tavattu mm. helsinkiitissä ja kvartsidioriitissa. Saponiittiä on tavattu kvartsiitissa.



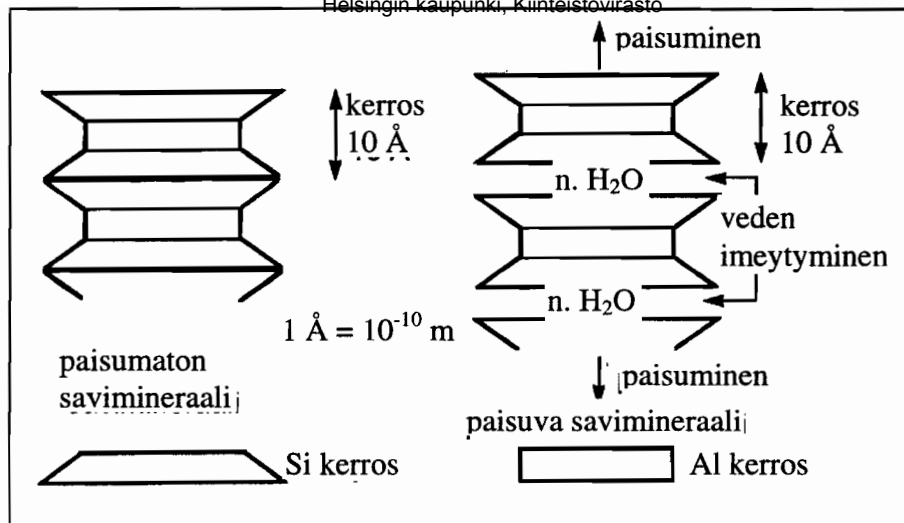
Kuva 2.6. Raportoidut smektiittihavainnot Suomessa (Alkio 1978).

Rapautumisolosuhteet ovat kallion laatua tärkeämpi tekijä smektiittien synnyssä. Smektiitit muodostuvat maasälvän rapautumis- ja muuttumistuotteina alkalisten olosuhteiden aikana. Rakosavet ovat joko hydrotermistä tai superheenistä alkuperää, usein molempia yhtä aikaa. Kemiallinen rapautuminen johtuu pääosaltaan kallionpinnalla tapahtuvasta reaktiosta veteen liuenneiden reagenssien ja mineraaliosasten kanssa. Rapautuminen etenee syvälle kallioperään rakoja ja halkeamia myöten. Kallioperän syvemmissä osissa mineraalit ovat muuttuneet magmaattisten liuosten kautta erilaisissa prosesseissa.

Aiemmin smektiittiryhmää kutsuttiin montmorilloniittiryhmäksi. Montmorilloniitti on Suomessa yleisin smektiittityyppi. Saponiitissa magnesium korvaa montmorilloniitin alumiinin. Saponiittia on havaittu mm. Lapväärtissä (Hyypä 1969) ja Vuonoksessa (Alkio 1978). Beidelliitissa alumiini korvaa montmorilloniitin piitä. Beidelliittiä on löydetty mm. Kangasalta (Lokka 1935). Nontroniittia, jossa Fe^{3+} korvaa alumiinia on tavattu mm. Korsnäsissä ja Pertunmaalla (Laitakari 1967).

Vaikka smektiittejä näyttää esiintyvän runsaasti kalliosavissa, niitä ei juuri esiinny Suomen lasiaalisavissa. Lähinnä moreenin hienofraktioissa esiintyy kuitenkin ns. savivermikuliitti, jonka rakenne muistuttaa hienoissa fraktioissa montmorilloniittia.

Savilajin määrittäminen on paisumisominaisuuksien kannalta tärkeätä, sillä paisumista on todettu olevan kahdenlaista, nimittäin kiteiden välistä ja kiteiden sisäistä. Kiteiden välinen paisuminen ei johdu saven mineralogisesta koostumuksesta, vaan sitä tapahtuu kaikenlaisissa savissa ja prosessi on luonteeltaan palautuvaa. Paisuminen on kiteiden välistä kun se rajoittuu kiteiden ulkopinnoille ja kiteiden välisiin tyhjiin tiloihin. Kaoliinin paisuminen on luonteeltaan yleensä kiteidenvälistä. Kiteiden sisäistä paisumista esiintyy sen sijaan smektiitin sukuisissa savimineraaleissa. Kiteiden sisäistä paisumista ei tapahdu ainoastaan kiteiden välisissä tyhjiissä tiloissa, vaan myös kiteiden sisäisten kerroksien välissä. Montmorilloniitti on tyypillinen kiteen sisäistä paisumista omaava savilaji. (Bell, 1983)



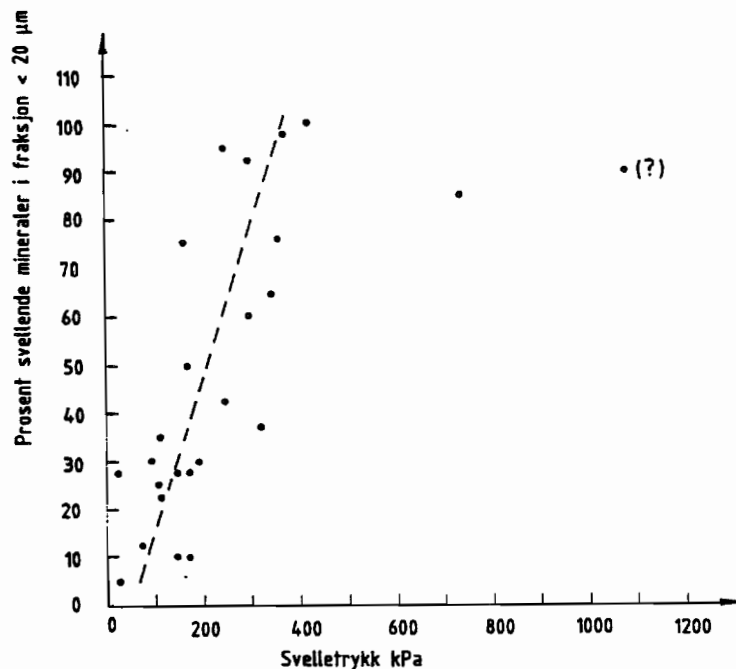
Kuva 2.7. Paisuvan ja paisumattoman saven periaatteellinen rakenne (Selmer-Olsen ym. 1989).

3 LABORATORIOKOKKEET

3.1 YLEISTÄ

Paisuvahilainen savi on hyvin vaikeasti havaittavissa työnaikana tunnelissa. Materiaalin tutkimiseksi on käytössä erilaisia kokeita mineraalikoostumuksen ja paisuntaominaisuuksien selvittämiseksi. Paisuvan saven laboratoriotestien avulla pyritään tavallisesti selvittämään savilaji, savinäytteiden mineraloginen koostumus, paisumisominaisuudet sekä paisuntapaine.

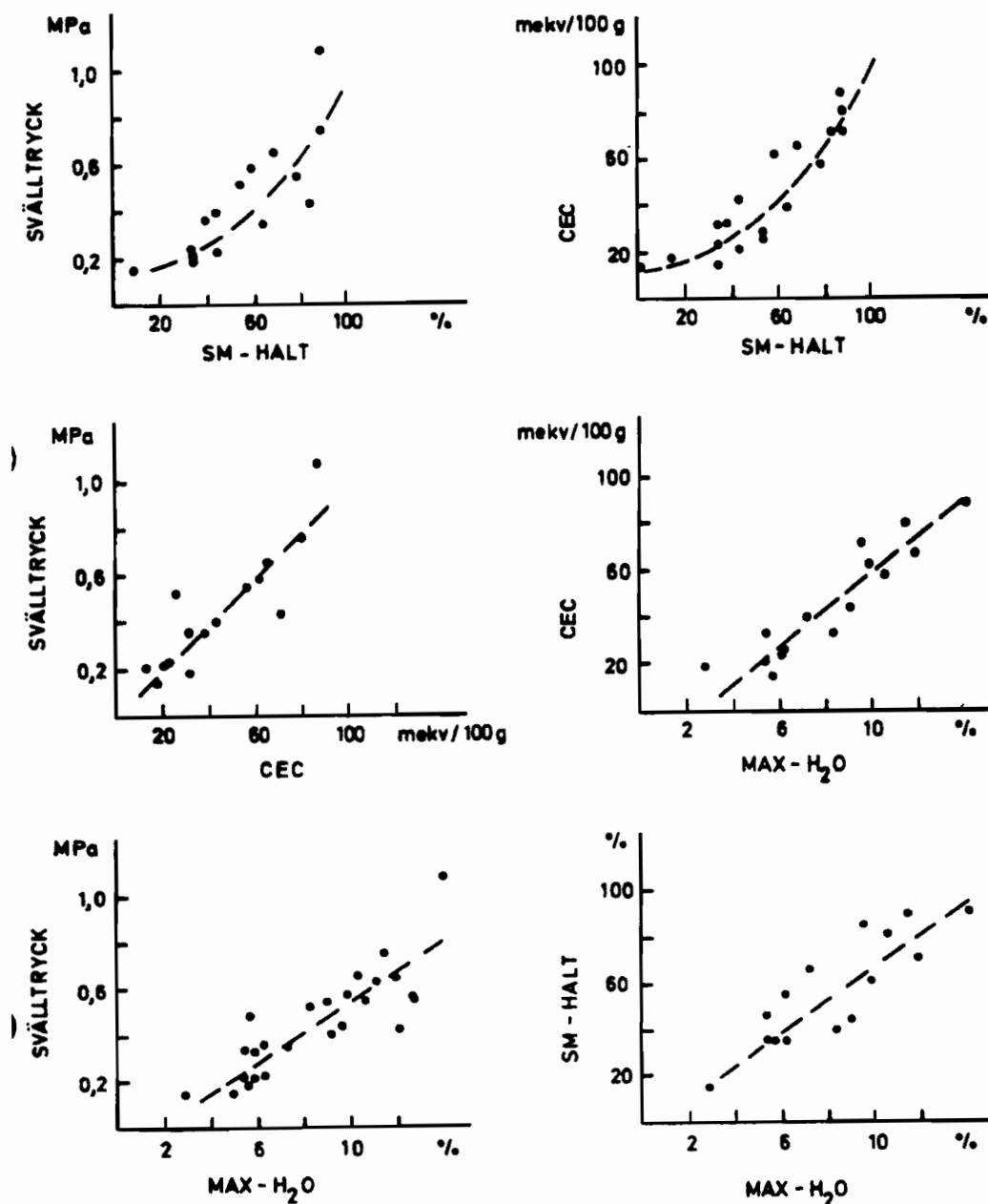
Savinäytteiden mineralogisen koostumuksen selvittämisellä pyritään määrittämään, kuinka paljonnäyte sisältää smektiittiryhmän mineraaleja, joita esiintyy em. montmorilloniitissa. Smektiitin paisumisominaisuudet riippuvat mm. siitä, mitä kationeja kidehilaan on absorboitunut. Esimerkiksi kaliumioneilla kyllästetty smektiitti paisuu vain vähän. Sen sijaan natriumioneiden kohdalla paisuminen voi olla voimakasta. Maalajeissa on tavallisesti kalsium- ja magnesium-smektiittejä, joiden vedenottokyky on kalium- ja natrium-smektiittien välissä. Smektiitin tarkempi kemiallinen tutkimus voisi tämän vuoksi antaa tärkeää tietoa paisumisominaisuuksista. (Løset et al, 1985)



Kuva 3.1. Paisuvien mineraalien osuuden ja paisumispaineen välinen yhteys (Løset et al, 1985).

Mineraloginen määrittäminen liittyy läheisesti myös paisumisominaisuuksien määrittämiseen, sillä

mitä enemmän savi sisältää paisuvia mineraaleja sitä suurempi on sen paisuntapaine (kuvat 3.1 ja 3.2). Voidaankin siis ajatella, että ko. testit voisivat olla toisiaan korvaavia. Paisuntapaineen määrittämisellä puolestaan selvitetään kuinka suuren paineen paisuva savi aiheuttaa, jos sen paisuminen on estetty. Viimeksi mainittu on erittäin tärkeätä tietää lujituksen kannalta, sillä ruiskubetonilla estetään saven muodonmuutos. Saven paisumisprosessi lähtee käyntiin, kun savi tavalla tai toisella pääsee kosketuksiin veden kanssa. Tällöin ruiskubetoniin saattaa aiheutua yllättävänkin suuria kuormituksia.



Kuva 3.2. Paisuntaominaisuuksien suhde minerologisiin ja fysikaalisiin ominaisuuksiin.

SVÄLL-TRYCK = maksimaalinen paisuntapaine ödometrin perusteella. SM-HALT = smektiittipitoisuus, CEC = kationinvaihtokapasiteetti mekv/100 g, MAX-H₂O = vesipitoisuus 4 vuorokauden eksikaattorikuivatuksen jälkeen. (Ahlberg ym. 1978).

Kokeita varten tulisi saada mahdollisimman edustava näyte. Koska savea sisältävät kallioraot ovat usein melko ohuita, häiriintymättömän näytteen saaminen on usein käytännössä mahdotonta.

3.2 MINERALOGISET TESTIT

3.2.1 Värianalyysi

Värianalyysi on saven minerogisen koostumuksen nopeaa kenttäarviota varten kehitetty suuntaa-antava menetelmä. Tulosten tulkinta ei ole aina yksiselitteinen, erityisesti jos saven oma väri on voimakas. Yleisimmin käytetyt väriaineet ovat bentsidiini ja malakiittivihreä. Myös metyyliinsinistä ja voinkeltaista on käytetty. Värit ovat jauheita, joten ne on sekoitettava tislattuun veteen. Liuoksen valmistamiseksi 0,2 grammaa väriainetta ja 15 ml tislattua vettä sekoitetaan hyvin.

Ennen varsinaista koetta selvitetään saven oma väri tiputtamalla koemateriaaliin muutama tippa tislattua vettä ja sekoitetaan hyvin. Tämän jälkeen tehdään varsinainen värikoe seuraavasti:

Malakiittivihreä:

Aluksi yksi gramma koemateriaalia käsitellään 6%:n suolahappoliuoksella kalkkisälvän poistamiseksi, siten että veden pH-arvo pienempi kuin 2. Tämän jälkeen koemateriaaliin tiputetaan 3-4 tippaa malakiittivihreäliuosta ja sekoitetaan hyvin. Malakiittivihreä värjää montmorilloniittisaven punaiseksi ja kaoliinin siniseksi.

Bentsidiini:

Yhteen grammaan koemateriaalia tiputetaan 3-4 tippaa bentsidiiniliuosta ja sekoitetaan hyvin.

Bentsidiini värjää monmorilloniittisaven keltaiseksi.

Näistä aineista malakiittivihreä on selvästi yleisemmin käytetty, koska se ilmaisee myös kalliinin. Lisäksi bentsidiini on syöpää aiheuttava myrkky, joka vaikeuttaa sen käyttämistä. Tehtaässä koe bentsidiinillä se suoritetaan vetokaapissa käyttäen suojakäsineitä ja hengityssuojainta. Bentsidiinillä käsitelty savi toimitetaan ongelmajätelaitokselle.

3.2.2 Differentiaaliterminen analyysi ja röntgendiffraktioanalyysi

Tavallisimmat mineralogiset testit, joiden avulla saven mineraalikoostumus määritetään ovat differentiaaliterminen analyysi DTA ja röntgendiffraktioanalyysi. Molemmat kokeet ovat lähinnä kvalitatiivisia, joskin niiden avulla voidaan määrittää karkeasti aineiden mineraalipitoisuuksia. Kokeissa tarvitaan vain hyvin pieniä määriä näytettä. Jos mahdollista pitää testeihin kuitenkin varata materiaalia noin 100 g, jotta vertailumateriaali voidaan säilyttää (Broms & Heiner, 1979).

DTA-kokeessa rekisteröidään ne reaktiot, jotka tapahtuvat, kun näytettä lämmitetään. Useimmat mineraalit vapauttavat tai sitovat lämpöä määrätyissä lämpötiloissa. Vertailemalla näytteen lämpökäyriä tunnettujen mineraalien lämpökäyriin, voidaan näytteen koostumus määrittää (Broms & Heiner, 1979). Röntgendiffraktioanalyysissä verrataan näytteen diffraktiolinjojen intensiteettejä standardiaineiden intensiteetteihin. Jokaisessa analyysissä tehdään kolme röntgenkoetta, joissa jokaisessa näyte on käsitelty eri tavalla: yksi koe käsittelemättömälle näytteelle, yksi glykolikäsitellylle näytteelle ja yksi lämpökäsitellylle näytteelle. Glykoli- ja lämpökäsittelyt ovat standardimenettelyjä, jotka helpottavat paisuvien mineraalien määrittämistä. (Løset et al, 1985)

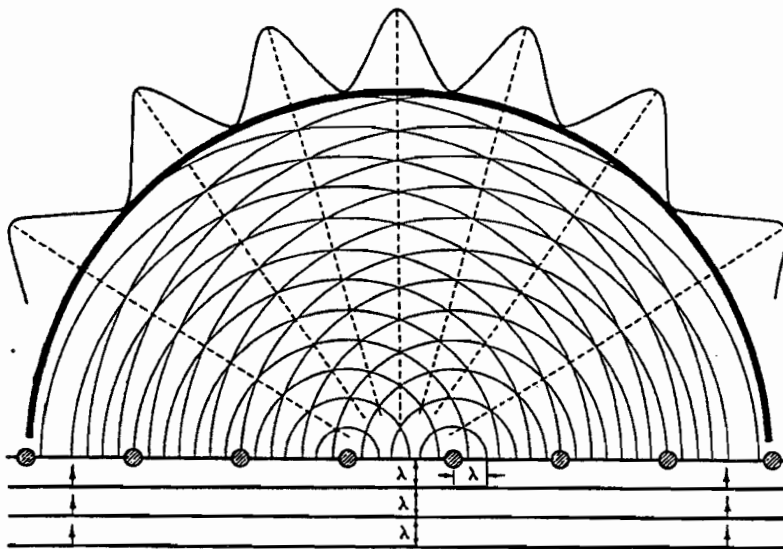
Röntgendiffraktometrissa röntgenputkesta tuleva säteily osuu näytteeseen ja heijastuu Braggin lain mukaan. Detektori liikkuu isoa puoliympyrää ja mittaa tulevan säteilyn intensiteettiä. Tietyillä kulmilla esiintyy maksimeita ja detektoriin elektroniikan kautta liitetty piirturi rekisteröi piikkejä. Koska röntgenputki lähettää säteilyä vakiokulmalla, näyte kääntyy akselinsa ympäri kulmalla θ (n. 0° - 45°), jotta eri tasojoukot tulisivat Braggin lain ehtoja täyttävään kulmaan. Mitattavissa oleva sironnut röntgensäde koostuu lukemattomista vahvistavasti interferoivista säteistä. Tämä tilanne syntyy tasojoukossa, kun Braggin lain ehdot ovat täyttyneet. (Lindqvist 1993).

Braggin laki: $n\lambda = 2d\sin\theta$

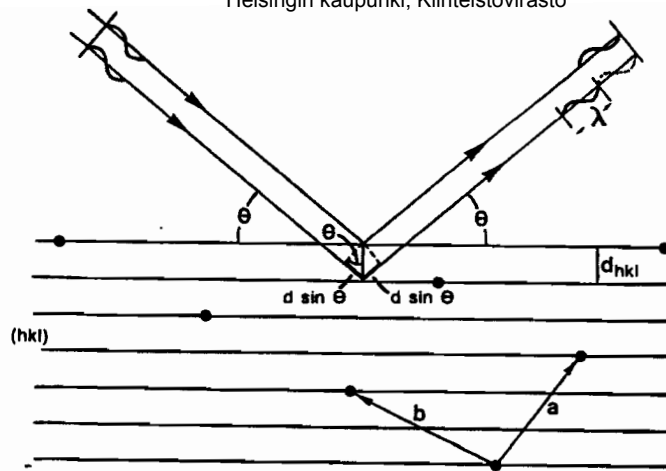
jossa

n	on kerroin (1,2,...)
λ	röntgensäteilyn aallonpituus
d	tasojen välinen etäisyys
$\sin\theta$	säteilyn tulokulman (ja heijastuskulman) sini

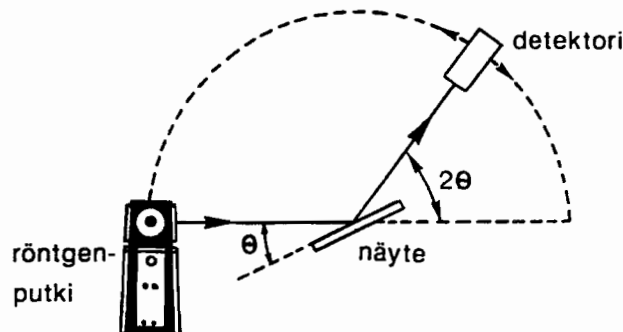
Braggin lain avulla voidaan laskea heijastavan tasojoukon d -arvo kun säteilyn tulokulma ja aallonpituus tiedetään. Tietyn aallonpituuden (λ) omaavan röntgensäteilyn osuessa säännöllisesti järjestäytyneeseen atomiriviin, syntyy interferenssistä johtuen atomien värähtelyssä aaltohuippuja niihin suuntiin missä aallot ovat samassa vaiheessa. Aaltojen ollessa vastakkaisissa vaiheissa intensiteetti on nolla. Interferenssi on maksimissaan silloin, kun säteiden kulkema matkaero on yksi tai useampia kokonaisia aallonpituuksia ($n\lambda$).



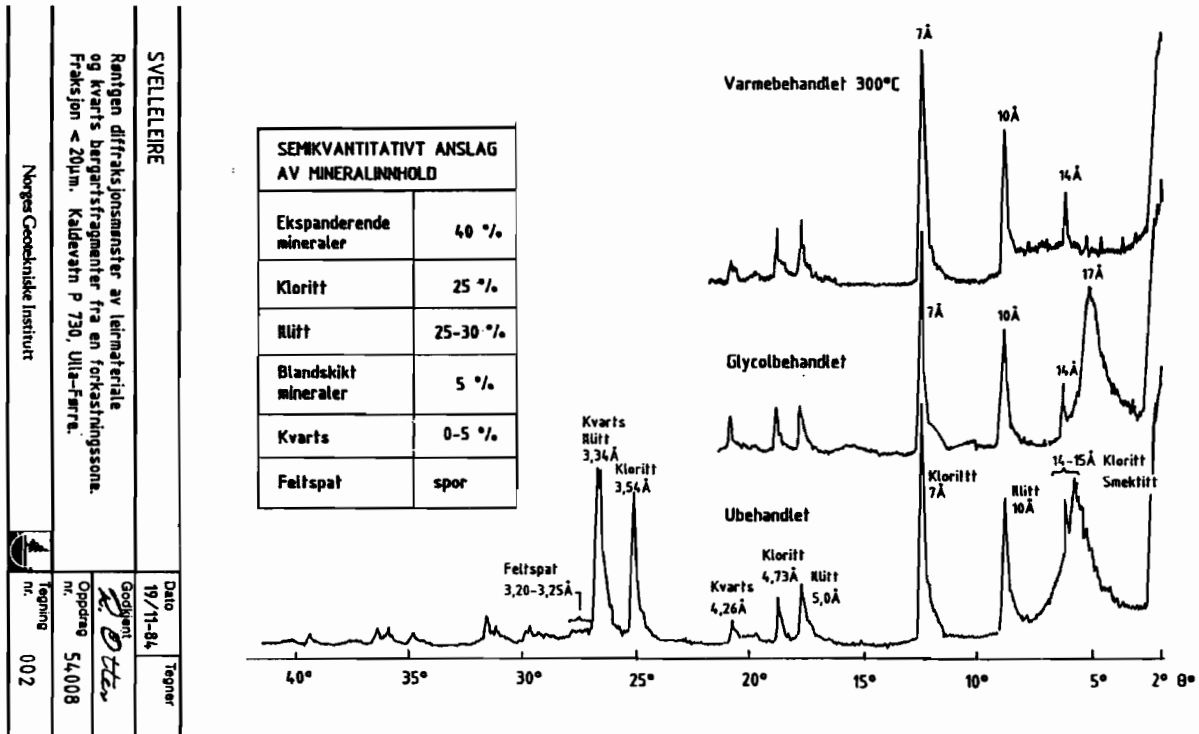
Kuva 3.3. Tietyn aallonpituuden (λ) omaavan röntgensäteilyn osuessa säännöllisesti järjestäytyneeseen atomiriviin, syntyy interferenssistä johtuen atomien värähtelyssä aaltohuippuja tiet-tiyhin suuntiin. Tämä tapahtuu niissä suunnissa, missä aallot ovat samassa vaiheessa. Niissä suunnissa missä aalloilla on vastakkaiset vaiheet ne mitätöivät toisensa ja tulosaallon intensiteetti on nolla (Lindqvist 1993).



Kuva 3.4. Kun röntgensäde osuu mineraalin hilassa tasojoukkoon (hkl), interferoivia säteitä syntyy eri suuntiin. Interferenssi on maksimissaan silloin, kun säteiden kulkema matkaero on yksi tai useampia kokonaisia aallonpituuksia ($n\lambda$). Tämä matkaero on $d \sin \theta$, missä d on tasojen välinen etäisyys ja θ säteen tulokulma. Tästä saadaan röntgendiffraktion perusehto, Braggin laki, $n\lambda = 2d \sin \theta$ (Lindqvist 1993).



Kuva 3.5. Röntgendiffraktometrin periaate. Röntgenputkesta tuleva säteily osuu näytteeseen ja heijastuu Braggin lain mukaan. Detektori liikkuu isoa puoliympyrää ja mittaa tulevan säteilyn intensiteettiä. Tietyillä kulmilla esiintyy maksimeita ja detektoriin, elektroniikan kautta, liitetty piirturi rekisteröi piikkejä. Koska röntgenputki lähettää säteilyä vakiokulmalla, näyte kääntyy akselinsa ympäri kulmalla 2 ($n. 0^\circ - 45^\circ$), jotta eri tasojoukot tulisivat Braggin lain ehtoja täyttävään kulmaan. (Lindqvist 1993).



Kuva 3.6. Esimerkkitulostus röntgendiffraktioanalyysista (Løset 1985).

3.3 PAISUMISOMINAISUUKSIEN MÄÄRITTÄMINEN

3.3.1 Atterbergin rajat

Seed et al (1962) ovat määrittäneet seuraavan yhteyden paisumispotentiaalin ja plastisuusindeksin välille:

$$S = k * I_p^{2.44} * \frac{C^{3.44}}{(C - n)^{2.44}}$$

jossa,

S on paisumispotentiaali

k $3.6 * 10^{-5}$

I_p plastisuusindeksi

C savipitoisuus, %

n vakio, 5 häiriintymättömälle näytteelle ja 10 sullotulle näytteelle

Kun kokeen savipitoisuus on 15 - 70 %:n välillä, sievenee yhtälö sullotulla näytteellä seuraavaan muotoon (Eurenius, 1972):

$$S = I_p^{2.44} * 3.6 * 10^{-3}$$

Paisumispotentialiaali määritellään tässä yhteydessä näytteen prosentuaaliseksi paisumiseksi kun maksimaaliseen kuivatiheyteen sullottu näyte kyllästetään optimaaliseen vesipitoisuuden standardi proctor-kokeessa 7 kPa:n kuormituksella.

Chen (1975) on puolestaan määrittänyt taulukossa 3.1 esitetyt yhteydet paisumispotentialiin ja plastisuusindeksin välille.

Taulukko 3.1. Paisumispotentialin ja plastisuusindeksin välinen yhteys (Chen 1975).

Paisumispotentialiaali	Plastisuusindeksi (%)
Matala	0 - 15
Keskinkertainen	10 - 20
Korkea	20 - 35
Erittäin korkea	> 35

Määritettäessä paisumispotentialiaalia plastisuusindeksin avulla pitää kuitenkin olla varovainen, sillä korkean paisumispotentialin omaavalla näytteellä on aina korkea plastisuusindeksi, mutta korkean plastisuusindeksin omaavat näytteet eivät aina paisu voimakkaasti (Broms & Heiner, 1979).

3.3.2 Näytteen käsittely

Sedimentaatiomenetelmä (Otter 1981 ja NTH 1978):

Sedimentaatiomenetelmän avulla voidaan tuoreesta näytteestä erottaa alle 0,02 mm raekoko. Menetelmä ei ole toistaiseksi Helsingin geoteknisen osaston käytössä.

Menetelmässä näyte asetetaan muoviseulaan, jossa on noin 2 mm:n reiät. Näytettä huuhdellaan laskuhanalla varustetun sedimentaatiotsylinterin yläpuolella tislattulla vedellä. Näytteen kokkareet rikotaan sormin. Tämän jälkeen kiintoaines ja vesi sekoitetaan sekoitussauvalla sedimentaatiotsylinterissä. Tietyn ajan kuluttua veden ja alle 0,02 mm hienoaineksen seos lasketaan astian alaosassa olevasta hanasta ulos. Tällöin karkeampi ainesosa jää astian pohjalle. Jos veden korkeus on 25 cm lasketaan seos ulos 12 minuuttia sekoituksen jälkeen ja 30 cm korkeudella aika on 12,5 minuuttia. 10 cm:n veden korkeudella riittää 4 minuuttia.

Veden laskua ja sekoitusta jatketaan kunnes suurin osa alle 0,02 mm:n aineksesta on kerätty talteen. Tällöin sylinterissä oleva vesi on lähes kirkasta ennen kuin se lasketaan ulos. Samaa vettä voidaan kierrättää, jolloin vesimenekki pienenee.

Saatu seos suodatetaan suppilossa olevan paperisuodattimen läpi, jolloin hieno kiintoaines jää suodattimeen veden läpäistessä sen. Paperisuodattimena voidaan käyttää tavallisia kahvinkeitin suodatinpapereita. Karkeampi yli 0,02 mm:n raekoko kerrostuu astian pohjalle. Sekoitus tehdään useampaan kertaan jolloin näytteestä saadaan kerättyä riittävä määrä hienoa ainesta.

Näyte kuivataan uunissa 105°C:n lämpötilassa. Kuivaus kestää 24 tuntia. Kuivattu näyte murskataan jauhoksi joko käsin huhmarissa tai koneellisesti. Murskauksessa näyte hienonnetaan niin pieneksi, ettei sormien välissä tunnu erillisiä partikkeleita. Lopuksi kuivattu ja murskattu kuiva näyte seulotaan 0,074 mm:n seulan läpi esimerkiksi sivellintä apuna käyttäen. Näytettä on syytä tehdä niin suuri määrä, että sitä voidaan käyttää sekä vapaan paisunnan että paisuntapaineen määrittämisessä.

Kokeet voidaan tarvittaessa suorittaa myös ilman sedimentaatiomenetelmää. Tällöin uunissa

kuivattu savi murskataan ja seulotaan 0,074 mm:n seulan läpi. Yksinkertaistus ei yleensä heikennä tulosten tarkkuutta olennaisesti.

Parempaan tulokseen päästään mikäli paperisuodattimen sijasta kaikki sedimentaatiotsylintristä kerätty liuos lasketaan 10 litran astiaan joka laitetaan kuivatusuuniin ja kuivataan 100°C:n lämpötilassa. Tällöin vesi haihtuu pois ja hienoaaines jää astian pohjalle.

Menetelmästä on eri käyttäjillä useita erilaisia sovellutuksia, eikä yhtenäistä standardimenetelmää ole käytössä.

Kuivaseulonta:

Tuore savinäyte levitetään pellille. Jäljelle jäävä osuus savesta kuivataan kuivatusuunissa 105°C:n lämpötilassa. Kuivatusaika on 24 tuntia.

Näytettä on oltava riittävä määrä, koska kalliosavet sisältävät usein suuren määrän karkeita fraktioita ja näytteestä voidaan hyödyntää vain tietty osa.

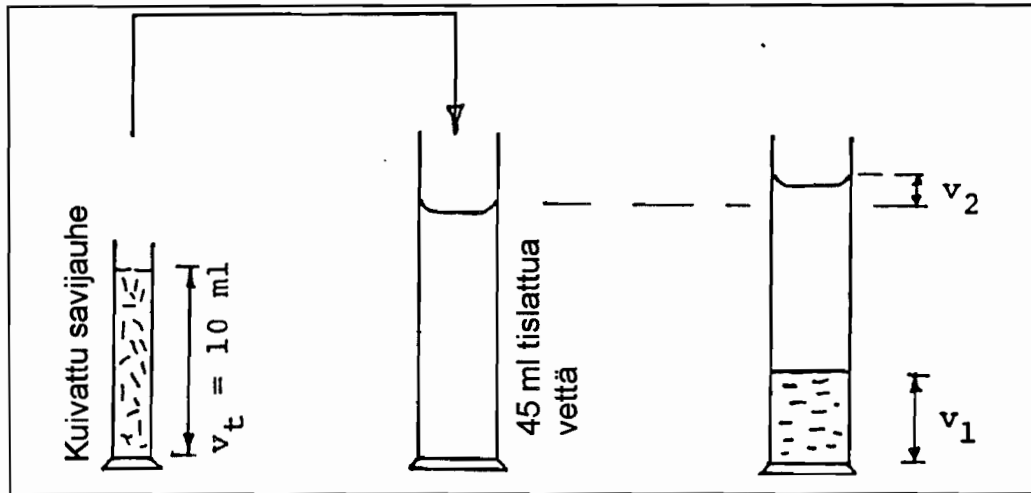
Kuivattu savinäyte murskataan teräsupokkaassa tai vastaavassa. Murskatusta savinäytteestä kuivaseulotaan 0,074 mm seulalla näytettä riittävä määrä kokeita varten. 50 grammaa 0,074 mm seulan läpäissyttä näytettä riittää hyvin tehtäviin kokeisiin. Jos tehdään pelkkä vapaa paisuntakoe, riittää 10 ml löyhää 0,074 mm seulan läpäissyttä savijauhetta.

Seulonnassa käytetään apuna esim. sivellintä tai harjaa. Esiseulonta tehdään 2 mm:n kuivaseulan avulla jolloin 0,074 mm:n seula ei tukkeennu niin helposti. Seulat asetetaan päällekkäin ja seulonta tehdään uunipellin päällä. Kun hienoaaines on läpäissyt 2 mm:n seulan poistetaan se ja siveltimen avulla seulotaan näyte 0,074 mm:n seulan läpi.

3.3.3 Vapaa paisuminen

Vapaa paisuminen määritetään yleensä Selmer-Olsenin menetelmällä. Kokeessa mittalasiin laitetaan tislattua vettä 45 ml, jonka jälkeen mittalasiin kaadetaan kohdan 3.3.2 mukaisesti valmistettua näytettä 10 millilitraa. Materiaalijauhe karistetaan löyhästi 10 ml mittalasiin,

josta se kaadetaan tislatun veden joukkoon. Materiaali voidaan sekoittaa esim. lasipuikolla niin ettei se jää kellumaan. Materiaali pääsee paisumaan vapaasti, koska näytettä ei kuormiteta. Näytteen tilavuus mitataan paisumisen jälkeen suoraan mitta-asteikolta ja sitä verrataan alkuperäiseen kuivan näytteen tilavuuteen.



Kuva 3.7. Paisuvahilaisen saven vapaan paisumisen määrittäminen.

Vapaa paisuminen savimineraalille on se tilavuus, minkä materiaali täyttää, kun se on saanut paisua vapaasti vedessä sedimentaatioissa ilmaistuna prosentteina suhteessa alkuperäiseen 10 ml kuivaa löyhästi sullottua materiaaliainetta (<0,02 mm).

$$FS = \frac{V_1}{V_t} 100\%$$

jossa,

V_1 on materiaalin tilavuus sedimentaation jälkeen,

V_t kuivatun materiaalin tilavuus = 10 ml.

Toinen parametri, **vapaa paisuntatilavuus**, ilmaisee vedenmäärän tilavuusyksikössä. Tätä arvoa käytetään vain harvoin, koska se ei oleellisesti paranna saven arviointia. Tämä saadaan kaavalla:

$$FSV = \frac{V_1 - V_2}{V_2} 100\%$$

jossa,

V_1 on materiaalin tilavuus sedimentaation jälkeen,

V_2 vedenpinnan nousu

V_t kuivatun materiaalin tilavuus = 10 ml.

Vapaa paisuntatilavuus ilmaisee paisumisominaisuuksia periaatteessa paremmin kuin vapaa paisuminen. Käytännössä kuitenkin täsmälliset rajat saadaan vapaan paisumisen avulla.

Ei-aktiivisten savien vapaa paisuminen on tavallisesti 40 - 70 %. Paisuvien savien vapaa paisuminen on tavallisesti 100 - 170 %, joskus jopa 250 %. Saven aktiviteetti voidaan päätellä vapaan paisumisen perusteella käyttäen hyväksi taulukon 3.2 mukaista luokittelua:

Taulukko 3.2. Saven aktiviteetin luokitus (NTH, 1978).

Tilavuuden muutos (%)	Saven aktiviteetti
< 80	Ei aktiivinen savi
80 - 120	Vähän aktiivinen savi
>120	Aktiivinen savi

Paisuminen tapahtuu yleensä jo muutamassa minuutissa, mutta lopullinen paisuminen voidaan todeta vasta noin 24 tunnin kuluessa.

Selvempiä tuloksia paisumisominaisuuksien olemassaolosta saadaan kun vedessä kyllästetyn näytteen paisumista verrataan samanlaisen, paloöljyssä kyllästetyn näytteen paisumiseen (Broms & Heiner, 1979).

3.3.4 Aktiviteettiluku

Seed et al:n (1962) mukaan aktiviteettiluku määritetään yhtälöllä:

$$a_v = \frac{I_p}{C - n}$$

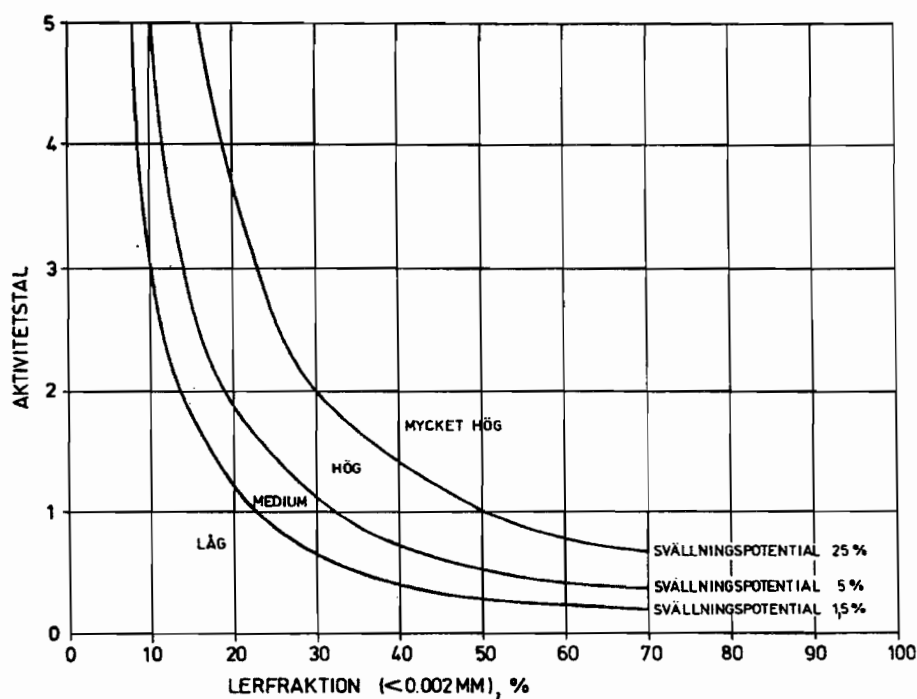
jossa,

- C on savipitoisuus kun raekoko on pienempi kuin 0.002 mm
 n vakio, joka vaihtelee välillä 0 - 10. Sopiva arvo luonnonsavilla on yleensä 5 häiriintymättömälle näytteelle ja 10 sullotulle näytteelle
 I_p plastisuusindeksi.

Skempton on esittänyt, että savet voitaisiin jakaa aktiviteetin mukaan kolmeen ryhmään: aktiivisiin, normaaleihin ja ei-aktiivisiin. Nämä ryhmät voitaisiin edelleen jakaa viiteen alaryhmään seuraavasti (Bell, 1983):

1. Ei-aktiivinen, $a_v < 0.5$
2. Ei-aktiivinen, $0.5 < a_v < 0.75$
3. Normaali, $0.75 < a_v < 1.25$
4. Aktiivinen, $1.25 < a_v < 2$
5. Aktiivinen, $a_v > 2$

Seed et al (1962) ovat esittäneet kuvan 4 mukaista luokitusta paisumispotentialin, aktiviteettiluvun ja savipitoisuuden välille.



Kuva 3.8. Saven luokitus aktiviteettiluvun, savipitoisuuden ja paisuntapotentiaalin perusteella (Seed et al 1962).

3.4 PAISUNTAPAIINEEN MÄÄRITTÄMINEN

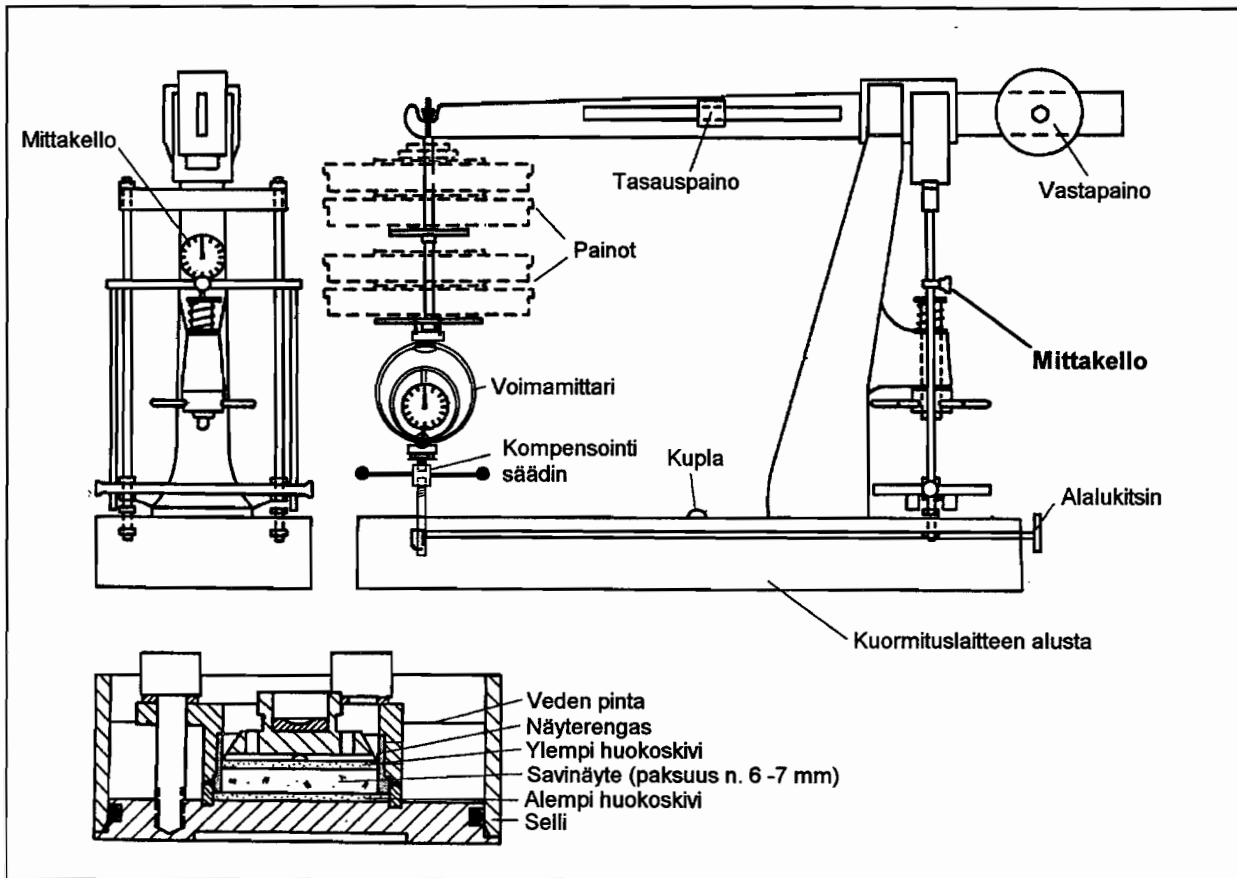
3.4.1 Yksinkertainen paisuntapaineen määrittäminen

Paisuntapaineen määrittämistä varten materiaali kuivataan ja jauhetaan samoin kuin vapaan paisumisen yhteydessä. Näytettä konsolidoidaan 2 MPa kuormalla 24 tunnin ajan, minkä jälkeen kuorma poistetaan ja näytteen annetaan laajentua kunnes tilavuus pysyy vakiona. Tämän jälkeen näyte kastellaan ja tilavuus pidetään vakiona kuormituksen avulla. Materiaalin paisuntapaine on se paine, joka kehittyy kun näytteen tilavuus pidetään vakiona 24 tunnin ajan. Paisuntapaine voidaan luokitella seuraavasti taulukon 3.3 mukaisesti. (Broms & Heiner, 1979)

Taulukko 3.3. Paisuntapaineen luokitus

Paisuntapaine (kPa)	Saven aktiviteetti
< 100	Ei-aktiivinen savi
100 - 200	Matala-aktiivinen savi
200 - 500	Normaaliaktiivinen savi
> 500	Korkea-aktiivinen savi

Koe tehdään erityisesti tarkoitusta varten kehitetyllä ödometrilla. Esimerkiksi NGI:n käyttämä laite on tyyppiä Geonor h-200. Laite perustuu tavalliseen painokuormitteiseen ödometriin, jota on modifioitu siten, että voimavarsi on yhdistetty laitteen runkoon säädettävällä yhdystangolla, jossa on kuormitusmittari. Tällöin voidaan mitata saven paisuntapaine vakiotilavuudessa. Näytteen tilavuus pidetään vakiona säätämällä yhdystangon pituutta paisunnan aikana siten että näytteen korkeus ei muutu.



Kuva 3.9. Helsingin geoteknisen osaston saven paisuntapaineen määrittämisessä käytettävä ödometri.

Geotekninen osasto käyttää paisuntapaineen määrittämisessä tavallisesta painokuormitteisesta ödometrasta modifioitua ödometriä ja tavallista ödometriselliä 20 cm²:n ödometrisella renkaalla.

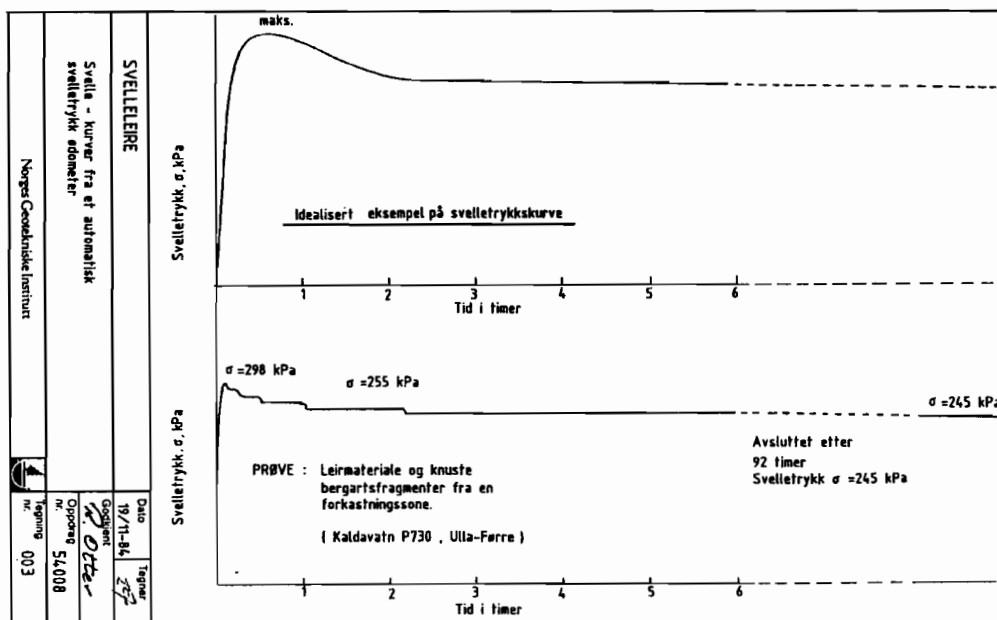
Esim. Geonor valmistaa erityisesti tarkoitusta varten tehtyjä ödometreja, sekä manuaalisia että tietokoneohjattuja. Näissä laitteissa käytetään erityisesti tarkoitusta varten kehitettyjä ödometrisellejä, joiden poikkipinta-ala on 20 cm². Sellin alareunaan on liitetty kaksi putkea, joiden avulla näyte kyllästetään vedellä. Putkista syötetään vettä selliin kyllästämävaiheen aikana.

Paisuntapainekokeessa 20 grammaa kuivaa seulottua näytettä laitetaan ödometriselliin. Tällöin näytteen paksuus renkaassa on noin 6-7 mm.

Tässä kokeessa käytetään materiaalia, jonka raekoko on pienempi kuin 0.02 mm. Tarvittaessa koe voidaan suorittaa myös karkeammalla 0,074 mm:n seulan läpäisseellä aineksella.

Kuivattamisen ja jauhamisen jälkeen 20 g materiaalia ripotellaan ödometrirenkaan sisään. Näytettä konsolidoidaan 2 MPa:in kuormalla n. 24 tuntia, minkä jälkeen kuorma poistetaan ja näytteen annetaan laajentua 3–4 tuntia. Tämän jälkeen näyte kyllästetään vedellä altapäin ja tilavuus pidetään vakiona kuormituksen avulla. Kuormitusmittarin ja ödometrin muodonmuutos on kompensoitava mittauksen aikana niin, että näytteen tilavuus pysyy vakiona. Ödometrin voimamittari näyttää paisuntakuorman. Paisuntakuorma rekisteröidään määrääjain. Voimamittari voi olla tietokoneeseen kytketty, jolloin rekisteröinti tarkentuu ja helpottuu. Paisuntakuorma tasaantuu tavallisesti yhden tai kahden vuorokauden kuluessa, jonka jälkeen koe puretaan. Ennen kokeen purkamista voidaan määrittää myös saven kokonaispaisuminen.

Koemenettelyt eri laitoksilla eivät ole täysin yhtenäisiä. Esim. NGI käyttää $< 0,02$ mm raekokoa ja 16 tunnin esikuormitusta 2 MPa:in kuormituksella. Koetta on tehty myös niin, että näytteestä erotellaan yli 1 mm:n rakeet. Jotkut laitokset käyttävät 4 MPa esikuormitusta. Helsingin geotekninen osasto käyttää kokeessa kuivaseulottua $< 0,074$ mm raekokoa ja 2 MPa esikuormitusta 16 tunnin ajan.



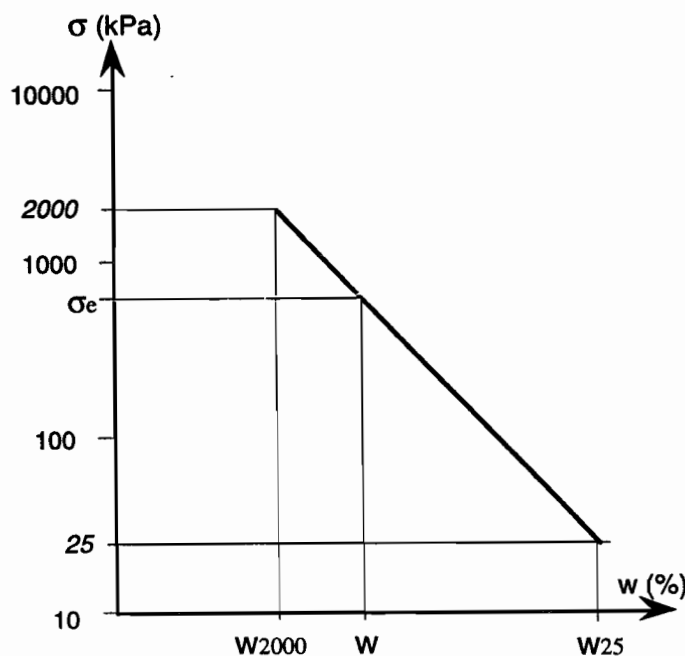
Kuva 3.10 Tyypillinen tulostus paisuntapainekokeesta (Løset ym 1978).

Kokonaispaisuminen voidaan määrittää paisuntakokeen yhteydessä. Kun paisuntapaine on määritetty vapautetaan näytteen kuormitus ja näytteen mitattu suhteellinen kuormittamaton paisuminen ilmaistaan kokonaispaisumisena. Kokonaispaisuminen ilmaistaan tilavuuden

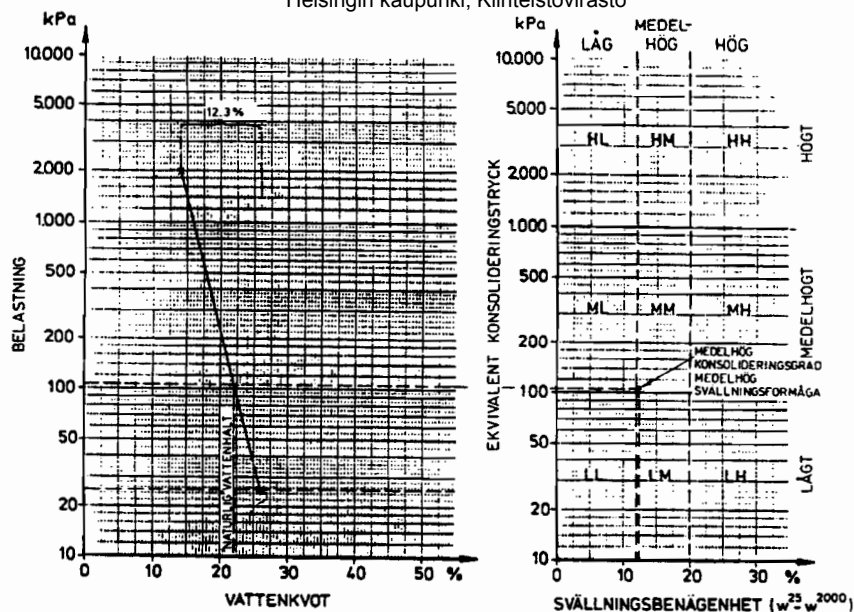
prosentuaalisena kasvuna alkuperäiseen esikonsolidoidun näytteen tilavuuteen verrattuna.

3.4.2 NTH-menetelmä

Selmer-Olsenin ja Rokoengen NTH:ssa kehittämä menetelmä on koe, joka antaa hyvän käsityksen siitä, minkälaisia kuormituksia lujitukselle tulee kehittymään. Kokeessa määritetään raon tai savialueen materiaalin luonnollinen vesipitoisuus mahdollisimman nopeasti. Kokeessa poistetaan suuret ($> 1 - 4$ mm) rakeet näytteestä. Tämän jälkeen näytteeseen lisätään tislattua vettä ja sekoitetaan tasaiseksi. Näytteestä otetaan kaksi osanäytettä, jotka sullotaan eri ödometreihin. Koemateriaalia kuormitetaan portaittain 3 tunnin ajan. Toinen näyte kuormitetaan 25 kPa:lla ja toinen 2000 kPa:lla. Kun muodonmuutos on loppunut, ei kuitenkaan ennen 24 tuntia, näytteet otetaan ulos ja niiden vesipitoisuus määritetään (w_{25} ja w_{2000}). Arvot piirretään diagrammiin jossa on vesipitoisuus ja kuormitus logaritmisella asteikolla. Ekvivalentti konsolidaatiopaine F_e , joka kuvaa kuinka paljon kuormitusta lujituksiin kohdistuu, määritetään interpoloimalla luonnollisen vesipitoisuuden avulla (kuva 3.11). Paisumistaipumukset määritetään kokeiden vesipitoisuuksien erona ($w_{25} - w_{2000}$).



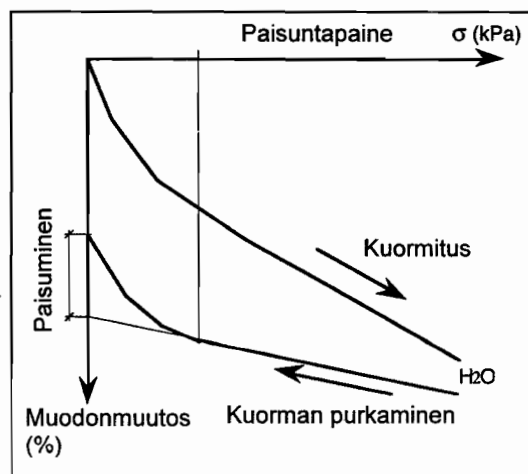
Kuva 3.11 NTH-menetelmän periaate.



Kuva 3.12 Paisumisominaisuuksien määrittäminen NTH-menetelmällä (Selmer-Olsen & Roekoengen 1974).

3.4.3 ISRM:n menetelmän tulkinta kalliosavien tutkimiseksi

Menetelmä on alunperin tarkoitettu paisuvien kallioiden tutkimiseen. KTH on tehnyt menetelmästä sovellutuksen, jota se käyttää paisuvahilaisten savien tutkimiseen. Kokeessa mahdollisimman häiriintymätön näytteen annetaan konsolidoitua portaittain aina 500 kPa:n asti. Koe voidaan tehdä myös häiriintyneellä näytteellä. Kuormitusportaat ovat 10, 20, 40, 80, 160, 240, 320, 400 ja 500 kPa. Tämän jälkeen kyllästetään näyte vedellä ja vähennetään kuormitusta portaittain ja annetaan näytteen paisua täysin jokaisessa kuormitusportaassa. Kun kuormitus laskee paisuntapainetta pienemmäksi, alkaa näyte paisua. Elastisen kuormituksen palautuksen ja käyrän osan välinen ero vastaa paisumista ja paisuntapainetta.



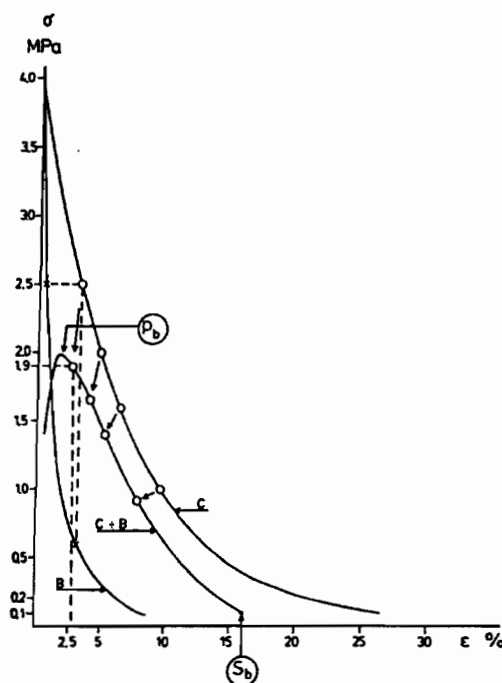
Kuva 3.13 ISRM-menetelmän periaate.

3.4.4 Maksimaalisen paisumispaineen määrittäminen

Selmer-Olsen (1985) on kehittänyt menetelmän, jolla maksimaalinen paisumispaine voidaan määrittää. Mahdollisimman tiiviin sullomisen saavuttamiseksi menetelmässä kuivataan noin 20 g materiaalia ($< 20 \mu\text{m}$) noin 100°C :ssa ja mahdollisen jauhamisen jälkeen puristetaan kokoon, ennen kuin sen annetaan samassa kuormituksessa imeä itseensä vettä pohjasuodattimen läpi. Tällä toimenpiteellä vähennetään mm. laajan adsorptiivisen vesivaraston synty- mistä rakeiden väliin. Tällainen vesivarasto voi ajan myötä muutoin syntyä ja myöhemmin hajota konsolidoimisen yhteydessä.

Konsolidoinnin jälkeen kuormitus puretaan asteittain jotta jännitys/muodonmuutuskäyrä voidaan valitun esikonsolidoinnin avulla määrittää. Toisin sanoen toimenpiteellä yritetään mahdollisimman tarkasti mallintaa tunnelissa vallitsevaa kuormitustilaa.

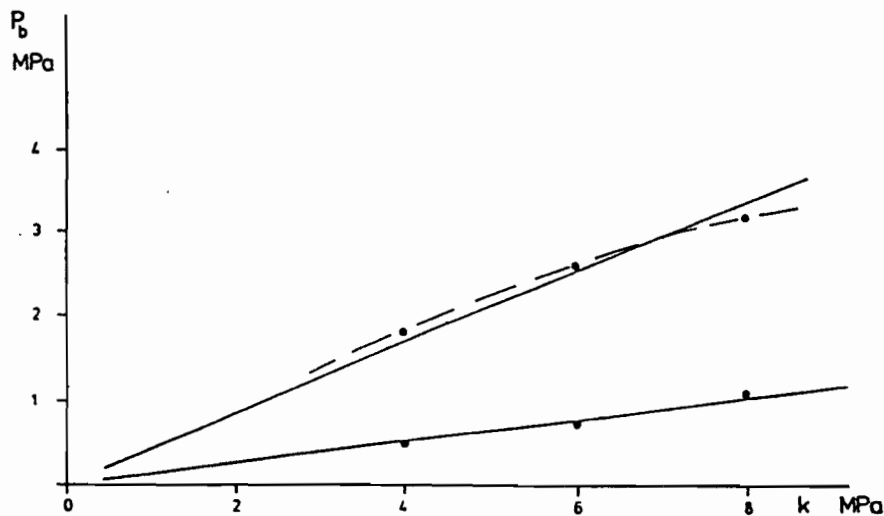
Kalliossa saattavat myös keskinkertaisen jännitystilän aiheuttamat pienet muodonmuutokset ylittää ruiskubetonille lasketun lujuuden ja paisuminen saattaa saada hieman oletettua suuremman laajuuden. Toisin sanoen paisumaton savialue saattaa keskinkertaisessa jännitystilassa nopealla muodonmuutoksella kuormittaa ruiskubetonia. Paisuva savi voi samanaikaisesti kuormittaa ruiskubetonia olennaisella osalla paisumispaineestaan.



Kuva 3.14 Maksimaalisen paisumispaineen määrittäminen kuormitus / muodonmuutuskäyrien vähentämisen avulla (Selmer-Olsen, 1985).

Jotta edellä mainittu paisumispaine voidaan löytää, täytyy edellä määritetystä kuormituskäyrästä vähentää sellainen kuormituskäyrä, jossa paisumisprosessi on estetty. Tällainen käyrä saadaan kun näytteen annetaan veden sijasta imeä CCl_4 itseensä. Tällöin savi menettää laajenemisominaisuudet ja kitkan vähentymisen, jotka tapahtuvat, kun vettä kertyy rakeiden ympärille. Kuvassa 3.14 on esitetty esimerkki vähennyskäyrästä, jonka maksimi paisuntapaine (P_b) ja lineaarinen muodonmuutos (S_b) saadaan 0.1 MPa:in vastapaineella ja 4 MPa:in konsolidoinnilla.

Konsolidaatiokuormituksen ja maksimipaisuntapaineen suhteen voidaan katsoa olevan 8 MPa:iin asti lineaarinen (kuva 3.15).



Kuva 3.15. Maksimaalinen paisumispaine konsolidaation funktiona (Selmer-Olsen, 1985).

Tällöin P_b voidaan määrittää seuraavasti, kun konsolidaatiojännitys k_x tunnetaan:

$$P_{bx} = P_{b4} * \frac{k_x}{k_4}$$

jossa,

P_{bx} on ödometrikokeen perusteella laskettu paisuntapaine
 P_{4x} suurin paisuntapaine 4 MPa konsolidaatiopaineella
 k_x vyöhykkeen konsolidaatiokuorma
 k_4 laboratoriossa käytetty konsolidaatiokuorma (4 MPa)

Valmisteluvaiheessa ödometrikokeessa häviää yleensä näyttemateriaalia. Kokemuksen perusteella ko. materiaali ei kuitenkaan ole paisuvaa. Tästä syystä edellä saatu paisuntapaine on c % koko näytteen paisuntapaineesta, joka saa arvon:

$$P_b = \frac{c}{100}$$

jossa,

P_b on korjattu paisuntapaine

c näytteen hienoaineksen ($< 20 \mu\text{m}$) osuus prosentteina.

Tämä paine on se mikä esiintyy kallion savirikkaassa osassa. Kun tämä sijoitetaan edellä esitettyyn ödometrikokeen perusteella lasketun P_{bx} :n kaavaan saadaan kalliossa vallitseva paisumispaine määriteltäessä ödometrikokeen ($< 20 \mu\text{m}$) perusteella seuraavasti (Selmer-Olsen, 1985):

$$P_s = P_{b4} * \frac{k_x}{k_4} * \frac{c}{100}$$

3.5 RAPAUTUMISKOE

Rapautumiskokeella voidaan tutkia, kuinka nopeasti kivi hajoaa joutuessaan tekemisiin veden kanssa. Koe voidaan suorittaa seuraavasti :

- upotetaan näyte kokonaan vesiastiaan joksikin aikaa
- koetta voidaan nopeuttaa kuormittamalla näytettä s.o. laitetaan paino näytteen päälle

Kun näyte upotetaan vesiastiaan, saattaa kokeen kesto vaihdella huomattavasti kiviaineksesta riippuen. Ruotsissa on suoritettu kokeita, joissa kivi on hajonnut muutamassa minuutissa, kun taas esimerkiksi geoteknisellä osastolla vuonna 1996 suoritettu koe kesti viisi kuukautta.

4 LUJITUSRATKAISUT PAISUVIEN SAVIEN YHTEYDESSÄ

4.1 JOHDANTO

Tässä yhteydessä esitetään tavallisimmat paisuvien savien yhteydessä Suomessa, Ruotsissa ja Norjassa käytetyt lujitusratkaisut. Seuraavassa tarkastellaan sekä lujitusratkaisuja, joita kirjallisuus suosittaa käytettäväksi ennen kuin sortumia on tapahtunut, että todellisuudessa käytettyjä ratkaisuja, kun sortuma on jo päässyt tapahtumaan.

Ruiskubetonia voidaan käyttää lujituksena jopa suurissa voimakkaasti ylikonsolidoituneissa ja vettä vuotavissa savivyöhykkeissä, mutta paisuvien savien kohdalla esiintyy usein ongelmia ruiskubetonin kanssa. Kun betoni ruiskutetaan välittömästi louhinnan jälkeen, savella ei ole aikaa paisua ennen betonin kovettumista ja yleensä ruiskubetoni ei kutistu kuten tavallinen betoni. Tämän johdosta ruiskubetoni voi kuormittua täydellä paisuntapaineella ja murtua. Ruiskubetonin etu on sen hyvä kyky sitoa irtonaiset lohkat useisiin holviin muotoon. Jos ruiskubetonia ruiskutetaan saveen sen täytyy yksin kantaa holviin kohdistuvat paisuntakuormat.

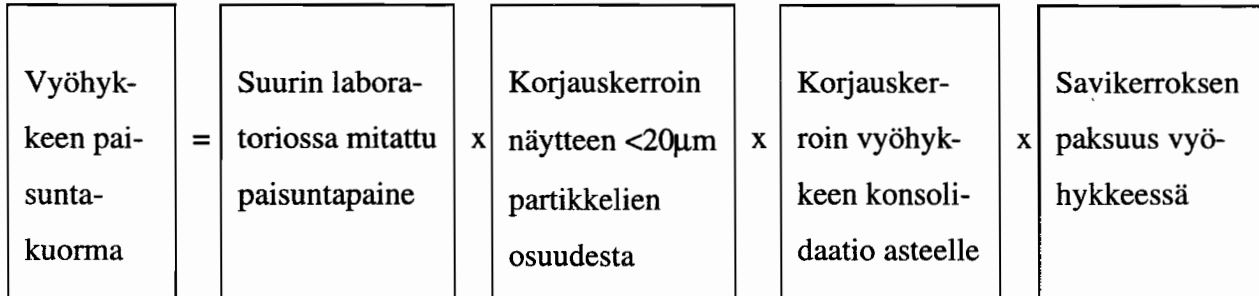
Tavallisesti valubetonivuorauksella on huono kontakti kallioon, jolloin sitä vasten ei kehity täyttä paisuntakuormaa. Betonimuottia ei saada aivan täyteen, betoni kutistuu kovettuessaan ja kallio on jonkin verran löyhää. Paisuminen joka on jo alle 5% montmorilloniitin tilavuudesta pienentää paisuntapaineen minimiin.

Lujituksen arviointiin tarvitaan tietoa sekä lujitukseen kohdistuvasta kuormituksesta, että lujitusratkaisujen kuormituskyvystä. Paisuntakuormat ovat usein hyvin vaikeasti arvioitavissa siihen liittyvien monien tekijöiden johdosta. Arviot perustuvat siksi vain tärkeimpien tekijöiden perusteella tehtyihin yksinkertaistuksiin.

Paisuvan vyöhykkeen aiheuttama kuormitus on paisuntapaineen, painovoiman aiheuttamien kuormien ja mahdollisten kokoonpuristumisvoimien summa. Vastaavissa ulkoisissa olosuhteissa savi, jolla on suurimmat paisuntaominaisuudet aiheuttaa suurimman paisuntapaineen. Vyöhykkeen konsolidaatioaste on kuitenkin tärkeä ulkoinen tekijä, joka voi yhtäältä aiheut-

taa korkean paisuntapaineen ja toisaalta kasvattaa painovoiman aiheuttamaa kuormaa.

Vyöhykkeen suurimman paisuntakuorman laskentaperiaatteet esitetään seuraavassa (Selmer-Olsen 1990):



Kuva 4.1. Vyöhykkeen paisuntakuorman laskentaperiaate.

Eri tekijöiden välinen riippuvuus saadaan kaavalla:

$$P_B = P_1 \times \frac{c}{100} \times \frac{K}{k_1} \times B_1$$

jossa,

- P_1 on suurin laboratoriossa mitattu paisuntapaine 4 MPa:in konsolidaatiopaineella (korjattuna elastisella paisumisella).
- c näytteen hienoaineksen (< 20 µm) osuus prosentteina.
- K vyöhykkeen konsolidaatiokuorma MPa.
- k laboratoriossa käytetty konsolidaatiokuorma (4 MPa).
- B_1 Savikerroksen paksuus. Kerroksen paksuuteen lasketaan mukaan kaikki vyöhykkeessä olevat savikerrokset.

Kuvassa 4.2 on esitetty paksuuden määrittämisessä käytettävät periaatteet. Jos vyöhykkeen savikerrosten kokonaispaksuus on suurempi kuin tunnelin jänneväli, käytetään jänneväliä savien paksuutena laskuissa.

Suhteellisen tasaisessa maastossa suurinta konsolidaatiota voidaan karkeasti arvioida syvyyden avulla. Jännitys vastaa likimäärin yläpuolisen kalliomassan painoa. Alueella olevat suuret vaakajännitykset ja niiden suunnat eivät ole kovin tärkeitä karkeissa arvioissa, koska sa-

vivöhykkeet usein painuvat kokoon ja deformoituvat leikkausjännitysten seurauksena.

Jos huokosvedenpaineita ja kalliojännityksiä on mitattu, vyöhykkeen tehokas in-situ jännitystila



Kuva 4.2. Savikerroksen paksuuden määrittäminen kenttäolosuhteissa. Jos paisuvaa savea on vain rakotäytteissä, $B_t = a + b + d$. Jos esiintyy kahden tyyppistä paisuvaa savea, B_t on $a + b + d$ ja $c - d$ vastaavasti. B_t on vyöhykkeen kokonaispaksuus (Selmer-Olsen 1990).

huomioidaan tarkemmin. Syvissä laaksoissa saven jännitystila saattaa olla hyvin korkea tapauksissa, joissa vyöhykkeen kulku on laakson suuntainen ja kaade laaksosta poispäin. Taisaisessa maastossa korrelaatiota voidaan karkeasti arvioida kaavalla:

$$K = h * (\gamma_R - \gamma_w)$$

jossa,

γ_R on kalliomassan tilavuuspaino

γ_w veden tilavuuspaino

h kalliokaton paksuus (m)

Kuvassa 4.2 on esitetty kuinka saven paksuus B_t on määritetty. Jos kahden erityyppisen sa-

ven välillä on suuri ero paisuntapaineissa, mitataan kummankin tyyppin paksuus B_t ja paisuntakuorma saadaan laskemalla molempien tyyppien summa.

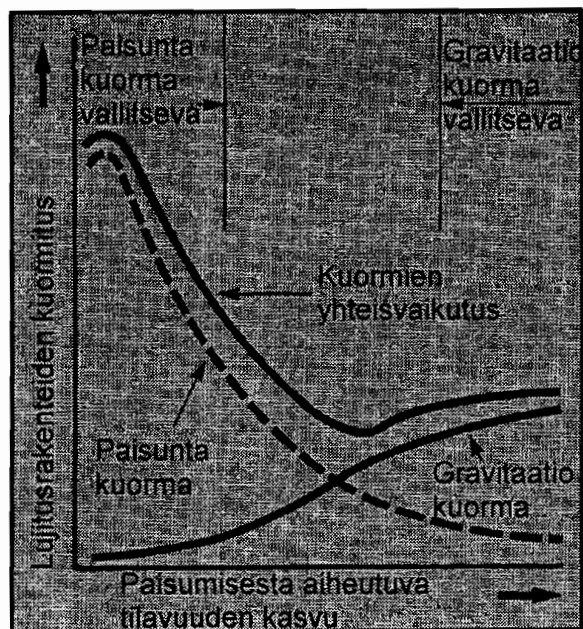
Monissa suuremmissa paisuvissa vyöhykkeissä gravitaatiokuormat vaikuttavat kallion lujitukseen erityisesti, jos rakotäytteissä on hieman paisuvia komponentteja. Tämä johtuu materiaalin laajenemisen ja pehmenemisen aiheuttamasta sisäisen kitkan pienenemisestä.

Ajan myötä gravitaatiokuormia voi esiintyä myös vyöhykkeissä, joissa vesivuodot liuottavat kalsiittijuonia, riippumatta siitä, onko vyöhykkeessä paisuvia materiaaleja vai ei.

Gravitaatiokuorma

Paisuvan savivyöhykkeen gravitaatiokuorma aiheutuu monista tekijöistä, joista tärkeimmät ovat:

- Vyöhykkeen koko ja suunta tunnelissa.
- Pehmeiden pienen leikkauslujuuden omaavien materiaalien rakenne ja sisältö (savi, kloriitti ja talkki).
- Pehmeän materiaalin konsolidaatioaste.
- Tunnelin aiheuttama suuri tangentiaalijännitys vyöhykkeen poikki.
- Tunnelin louhintamenetelmä ja louhinnan ja lujituksen välinen aika.
- Veden pääsy louhinnan ja käytön aikana.
- Liukenevien mineraalien määrä.
- Viereisen kalliomassan rakoilu ja sen suuntautuminen tunneliin nähden. (Jos pulttitusta ei ole käytetty, tämä saattaa olla vallitseva kuormitus.)



Kuva 4.3 Kuormitusten yhdistäminen suuressa paisuvassa vyöhykkeessä (Selmer-Olsen 1990).

Gravitaatiokuorma on yleensä alhainen, jos paisuvia materiaaleja on vain vähän tai paisuminen on vähäistä. Kuvassa 4.3 on esitetty tapaus jossa lujituksena on käytetty ruiskubetonia. Tapauksissa, joissa on korkeita gravitaatiokuormia, käytetään lujituksena yleensä valubetonivuorausta. On suositeltavaa, että tyhjä tila valubetonin ja kalliokaton välillä osittain injektoidaan sementillä. Tämän injektoinnin tarkoituksena on tarvittaessa pienentää kuormitusta. Vesivuotoja ei tarvitse kuitenkaan estää.

Kun tunnelissa havaitaan ylikuormituksesta aiheutuvaa deformaatiota, on mielenkiintoista tietää sortuuko tunneli. Jos olosuhteet ovat märät ja huuhtoutumista tai liukenemista ei tapahdu kohtuullisissa syvyyksissä kovassa kalliossa, paine vyöhykkeessä ei nouse ja paisuminen loppuu, jolloin sortumaa ei todennäköisesti tapahdu.

Lujitus paisuvan vyöhykkeen läpäisyssä

Paisuvia savia sisältävät vyöhykkeet käyttäytyvät eri lailla märissä ja kuivissa olosuhteissa. Kuivissa olosuhteissa paisumista ei tapahdu. Tärkeintä on havaita paisuvien savien läsnäolo vyöhykkeessä ja hankkia riittävästi tietoa lopullisen lujituksen mitoittamiseksi tunnelin tulevat käyttöolosuhteet huomioiden.

Jos vettä pääsee paisuvaan saveen louhinnan aikana tai jälkeen, paisuminen havaitaan yleensä melko pian. Nopea katkon räjäytyksen jälkeinen lujitus on tärkeää kalliomassoissa joilla on lyhyet pysyvyysajat ja sortumavaara. Ruiskubetonin käyttö välittömään lujitukseen lienee paras vaihtoehto. Tällöin on kuitenkin kartoitettava ja tutkittava kalliomassa sekä otettava mahdolliset näytteet ennen pinnan peittämistä ruiskubetonilla, koska näitä tietoja tarvitaan lopullisen lujituksen määrittämiseen.

Norjassa ruiskubetoni on rikkoutunut useita kertoja paisuntavoimien vaikutuksesta. Yhtään rikkoutumista ei ole tapahtunut, kun raudoittamatonta betonivuorausta on käytetty välittömänä lujituksena katossa ja seinissä. Tällöin vuorauksen paksuus on vähintään 5 % tunnelin jännevälistä, kuitenkin vähintään 300 mm. Osuuden koko profiili on vuorattava kauttaaltaan korkealaatuisella betonilla. Korkeat tasomaiset seinät tehdään paksummiksi. Betonivuorauksen hyvät kokemukset perustuvat holvivaikutukseen ja siihen, että menetelmä sallii jonkin verran alkupaisumista, mikä vähentää huomattavasti rakenteisiin kohdistuvaa kuormaa.

Ruiskubetoni sopii parhaiten pysyvyysajan pidentämiseen tilanteissa, joissa on erittäin huono pysyvyys. Ruiskubetonilla estetään sortumat betonin valun aikana.

Tunnelin rakentamisessa on tärkeää estää progressiivisen sortumisen tapahtuminen ja kehittyminen. Parhaimmiksi menetelmiksi epävakaisissa paisuvissa vyöhykkeissä sortumien estämiseksi ovat osoittautuneet huokospaineen pienentäminen ja vaiheittainen louhinta lyhyin katkoin sekä kallion lujitus aluksi ruiskubetonilla ja lopullinen lujitus valubetonilla.

Sortuneen massan poisto niissä tapauksissa, joissa sortuma on aiheutunut paisuvasta savesta, on usein hyvin vaarallista työtä. Suuremman etenevän sortuman jo tapahduttua paisuvassa vyöhykkeessä, tapahtuu vyöhykkeessä yksittäisiä eri kokoisia sortumia ennalta arvaamattomien väliajoin.

Tapauksissa, missä sortunut tila on peittynyt sortuneella materiaalilla, on usein mahdotonta tietää, kuinka sortuma on kehittynyt. Yritykset sortuneen massan stabiloimiseksi injektoidulla ja pultittamalla eivät ole olleet kovin onnistuneita. Stabilointi jäädyttämällä vaatii vedellä kyllästetyn, tiukasti sulloutuneen materiaalin, eikä veden virtaus saa olla liian voimakasta. Ennen louhintamenetelmän valintaa tilanne on tutkittava huolellisesti ja tarkasteltava sitä kokonaisuudessaan.

Monissa tapauksissa paras tapa voi olla ohitustunnelin louhinta vuorottain louhien ja lujittaminen.

Paisuntapaineen vaikutus lujitusrakenteisiin

On huomioitava, että laboratoriossa mitattu paisuntapaine ei vastaa tunnelissa olevaa tilannetta. Laboratorionäyte on aina häiritty. Saven vedensaanti tunnelissa riippuu olosuhteista. Monissa rakenteissa voidaan sallia pientä paisumista. Jo viiden prosentin paisuminen pienentää paisumispaineen puoleen.

Paisuntapaineen on oltava riittävä, jotta se saa aikaan vaurioita. Mitoituksessa ei lasketa koko paisuntapainetta. Huomioitava paisuntapaine riippuu saven koostumuksesta, veden pääsystä saviruhjeeseen, ruhjealueen mittasuhteista yms. Eräiden suullisesti esitettyjen käsitysten mukaan paisuntapaineen vaikutus on huomioitava rakenteiden mitoituksessa vasta jos se ylittää 150 kPa. Tätä pienempien paisuntapaineiden ei katsota aiheuttavan erityistä lisälujitusarvetta. Edustavan näytteenoton vaikeudesta ym. seikoista johtuen lienee jo 100 kPa paisuntapaineella syytä varautua lisälujituksiin.

Norjassa käytetty Q-luokitusjärjestelmä huomioi lähtöparametrien määrittäksessä myös paisuvahilaiset savet ja paisuvat kalliot.

Kirjoittajan (A. Wegelius) vieraillessa Norjassa ja Ruotsissa keväällä 1996 ei Norjan tielaitos eikä NGI antaneet yksikäsitteisiä ohjeita paisuvahilaisten ruhjealueiden mitoitukseseen. NGI suositteli myös näiden alueiden lujitusmäärittästen pohjaksi Q-luokituksen lujitussuosituksia. Q-luokituksen avulla voidaan huomioida lähtöparametrien valinnassa myös paisuvahilaiset rakotäytteet. Tällöin lujitusrakenteena käytetään järjestelmäpulttitusta ja ruiskubetonia vahvistettuina lujitetuilla ruiskubetonikaarilla tai valubetonivuorausta.

Norjan tielaitos suositteli käyttämään paisuvahilaista savea sisältävien heikkousvyöhykkeiden lujitusrakenteiden mitoituksessa NATM-menetelmän mukaista konvergenssimittausta. Tällöin tunneliin valitaan yleensä melko kevyt lujitusratkaisu, jonka jälkeen tunneliin kattoon ja seiniin asennetaan kiinteät mittapistet. Viisi mittapistettä leikkausta kohti on sopiva määrä. Tarkkojen mittausten avulla tarkastellaan kalliomassan liikkeitä tunnelin ympärillä.

Kun liikkeet tasaantuvat, voidaan lujituksen katsoa olevan riittävä. Jos kallioliikkeet jatkuvat, lisätään lujitusta ja jatketaan tarkkailua. Sopiva tarkkailujakso on usein noin puoli vuotta.

Tukholman tekninen korkeakoulu KTH piti konvergenssimittauksia tärkeinä. Arlandan lentoaseman maanalaisen rautatieaseman yhteydessä suoritetaan laajoja työnaikaisia mittauksia. Siellä tehdään konvergenssimittauksia ja seurataan kalliomassan liikkeitä ekstensometripulttien avulla. Asemasta tehdään tutkimustyönä diplomityö, jossa käsitellään konvergenssimittauksia. KTH (Pär Delin) suositteli mittauksiin tutustumista seuraavien raporttien avulla: BeFo 83:1/84 ja BeFo 48:1/81, joissa on käsitelty mm. 30 metrin suurhallin konvergenssimittauksia Ruotsissa.

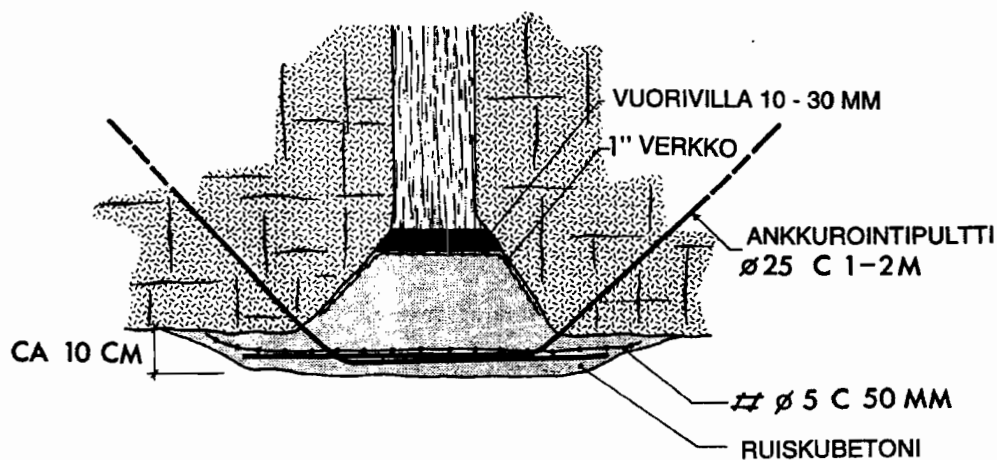
Tavallisesti valubetonivuorauksella on huono kontakti kallioon, jolloin sitä vasten ei kehity täyttä paisuntakuormaa. Betonimuottia ei saada aivan täyteen, betoni kutistuu kovettuessaan ja kallio on jonkin verran löyhää.

4.2 EURENIUKSEN LUJITUSSUOSITUKSET

Eurenius (1972) on ehdottanut puolestaan seuraavaksi esitettäviä alueiden leveyksistä ja geometrioista riippuvia lujitussuosituksia. Suositukset on esitetty jo vuonna 1972 eivätkä enää kaikilta osin vastaa nykyisiä lujituskäsityksiä. Ne ovat kuitenkin yksityiskohtaisimmat saatavissa olevat paisuvien vyöhykkeiden lujitusohjeet.

4.2.1 Yksinäinen jyrkkä rako, kaade 60 - 90°, leveys < 200 mm

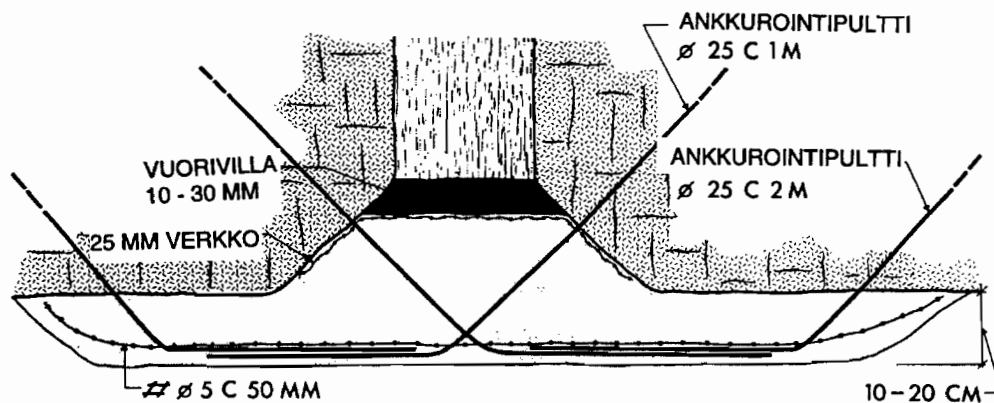
Yksittäisenä rakoa voi pitää silloin, kun rakojen välimatka on suurempi kuin 1.5 - 2 kertaa tunnelin jänneväli. Tällöin sivukallio lujitetaan kaksinkertaisella pultituksella (ϕ 25 mm) 1 m² ruutuihin. Pultin päät taitetaan kuvan 8 mukaisesti. Kallion pinnan lähellä oleva savi kivitetaan pois ja raon päälle asennetaan 1-3 cm:n paksuinen mineraalivilla ja 25 mm:n teräsverkko. Tämän jälkeen katto peitetään 10 cm:n raudoitettulla ruiskubetonilla (kuva 4.4). Mikäli rakoleveys on pienempi kuin 1-2 cm ja kallio on muuten hyvälaatuista, ei raoille tarvitse tehdä erityistoimenpiteitä.



Kuva 4.4 Yksinäisen, jyrkän, paisuvaa savea sisältävän, kapean raon lujitus (Eurenius, 1972).

4.2.2 Yksinäinen jyrkkä rako, kaade 60 - 90°, leveys 200-500 mm

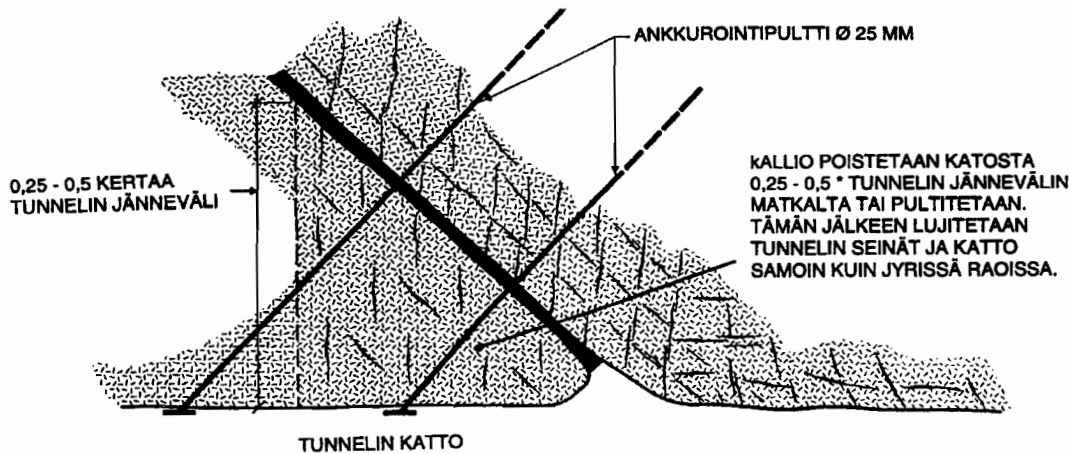
Sivukallio lujitetaan nelinkertaisella pultituksella (ϕ 25 mm), eikä sisempien pulttirivien väli saa nousta suuremmaksi kuin 1 m. Ulommalle pulttiriville voidaan hyväksyä 2 m:n väli. Rako peitetään tämän jälkeen 2-5 cm:n paksuisella vuorivillalla ja 25 mm:n verkolla. Tämän jälkeen seiniin ja kattoon asennetaan 20 cm:n paksuinen raudoitettu ruiskubetoni (kuva 4.5).



Kuva 4.5 Yksinäisen, jyrkän, paisuvaa savea sisältävän raon lujitus (Eurenius, 1972).

4.2.3 Yksinäinen keskijyrkkä rako, kaade $30 - 60^\circ$

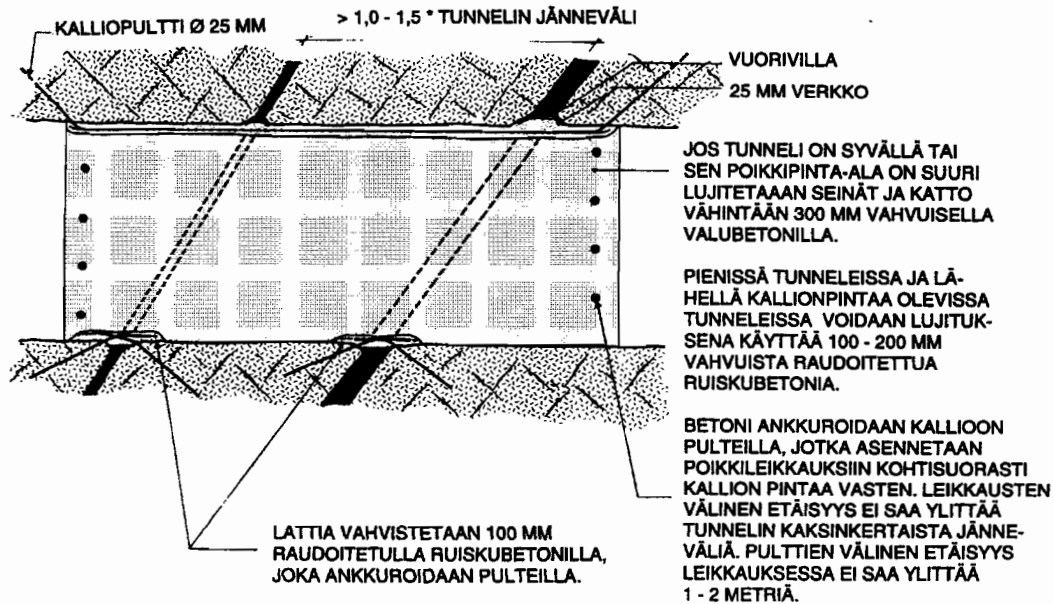
Tällaiset raot vahvistetaan kuten jyrkät raot, mutta kattoa poistetaan $0.25-0.5 \cdot$ jännevälin syvyydeltä tai se pulttitetaan (kuva 4.6).



Kuva 4.6 Yksinäisen, keskijyrkän, paisuvaa savea sisältävän raon lujiutus (Eurenus, 1972).

4.2.4 Tiheä rakoilu tai keskijyrkät raot

Tiheänä rakoilua voidaan pitää silloin kuin rakojen välimatka on pienempi kuin $1 - 1.5$ kertaa tunnelin jänneväli. Tällöin puhdistamisen ja rusnauksen jälkeen asennetaan joustava mineraalivillakerros rakoilualueelle. Jos kalliotilan jänneväli on suuri tai se sijaitsee syvällä lujiutetaan katto ja seinät vähintään 30 cm:n paksuisella paikalla valetulla betonilla. Mikäli tunnelilla on pieni poikkipinta-ala ja se sijaitsee matalalla on $10-20 \text{ cm:n}$ raudoitettu ruiskubetonikerros yleensä riittävä. Betoni ankkuroidaan pulteilla, jotka asennetaan tunnelin poikki kulkeviin vyöhykkeisiin. Vyöhykkeiden välimatka ei saa olla suurempi kuin kaksi kertaa tunnelin jänneväli. Pultit asennetaan $1-2 \text{ m}^2$ ruutuihin. Lattia vahvistetaan rakojen kohdalta 10 cm:n raudoitettulla betonilla, joka ankkuroidaan pulteilla (kuva 4.7).



Kuva 4.7 Tiheän, paisuvaa savea sisältävän rakoilun lujitus (Eurenius, 1972).

4.2.5 Vaakarakoilu

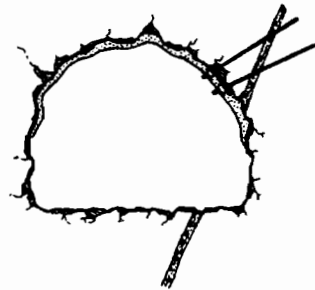
Yleensä tällainen kallion osa kannattaa rusnata heti kun raot tulevat esiin tunnelin seinästä. Jäljellejäävä kallio pulttitetaan ja vahvistetaan paikalla valetulla tai ruiskubetonoidulla kaarella, riippuen tunnelin leveydestä ja savikerroksen paksuudesta. Savikerros peitetään aluksi joustavalla mineraalivillakerroksella.

4.2.6 Laajat savialueet

Laajat savialueet vahvistetaan pulteilla ankkuroidulla paikalla valetulla betonilla, joka mitoitetaan lasketulle paisuntapaineelle. Laskelmissa täytyy ottaa huomioon, että paisuntapaineessa tapahtuu pientä laskua maksimiarvosta, sillä savi pääsee vapaasti paisumaan räjäytystyön ja valun välisenä aikana. Onkin arvioitu, että 5 % paisuminen vähentää paisumispainetta noin 50 % (Eurenius, 1972).

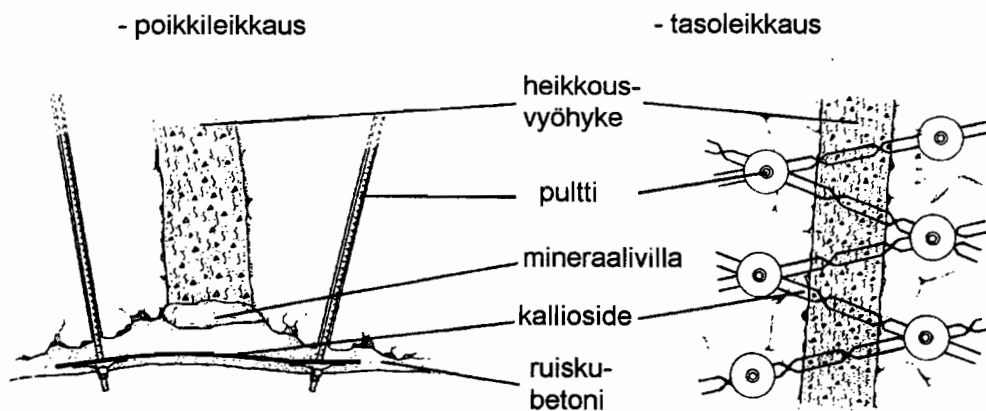
4.3 MUITA LUJITUSSUOSITUKSIA JA LUJITUSTAPOJA

4.3.1 Rakojen ja heikkousvyöhykkeiden lujitus



Raon lujitus pultituksella

Esimerkki pienen heikkousvyöhykkeen lujituksesta



Kuva 4.8 Norjan tielaitoksen heikkousvyöhykkeen lujitussuositus.

Tähän ryhmään luetaan erilaiset heikkousvyöhykkeet ja raot joiden rakotäytteen paksuus on 2 -3 cm tai enemmän.

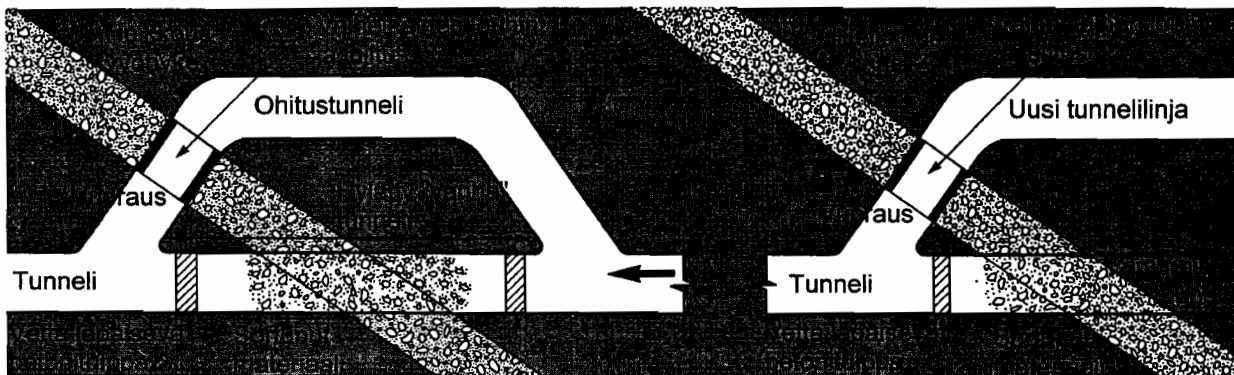
Norjan tielaitos on esittänyt alle 1 metrin levyisten heikkousvyöhykkeiden lujitusten tekemistä kuvan 4.8 mukaisesti. Ratkaisussa käytetään kalliositeitä, pulttusta, mineraalivillaa tai teräskuituvahvisteista ruiskubetonia. Jos savi on voimakkaasti aktiivista käytetään suurten ruhjevyyöhykkeiden lujituksena tavallisesti raudoitettuja ruiskubetonikaaria tai valubetonivuorausta. Pultituksena käytetään yleensä juotettuja harjateräspultteja, joskin voimakkaasti paisuvissa vyöhykkeissä ne voivat olla liian jäykkiä.

4.3.2 Ohitustunnelin louhinta

Selmer-Olsen et al (1990) ovat suositelleet erittäin vaikeisiin olosuhteisiin sortumakohdan ohittavaa tunnelia. Sortumisjätteen poistaminen saattaa olla erittäin vaarallista puuhaa, mikäli sortuminen on edelleen käynnissä. Tästä syystä sortumakohdan ohittaminen kuvan 4.9 mukaisella tavalla saattaa olla parempi ratkaisu varsinkin, jos irtonaisten lohkkareiden stabilointi ei onnistu pulteilla ja ruiskubetonoinnilla. Usein ohituslouhinnalla päästään myös kohtaamaan heikkousvyöhyke paremmassa kulmassa.

Ohituslouhinta on käyttökelpoisimmillaan vesitunneleissa, joissa suoran linjan muuttamisesta ei ole haittaa. Usein paisuva savi on ongelma juuri vesitunneleissa. Selmer-Olsen et al (1990) suosittavat pitkien kuivausreikien tekemistä ohitustunnelissa ennen kuin louhinta etenee heikkousvyöhykkeelle. Heikkousvyöhykkeellä edetään askel askeleelta vuoroin louhien ja lujittaen. Norjalaisten kokemusten mukaan paras lujitusmenetelmä on paikalla valettu, seinän ja katon kattava yhtenäinen, hevosenkengän muotoinen kaari. Kaaren vähimmäispaksuutena tulisi käyttää 5 % tunnelin jännevälistä, kuitenkin vähintään 300 mm. Ruiskubetoni on parhaimmillaan työnaikaisena lujituksena. Sortunut tunnelin osa tulisi eristää betonitulilla.

Suomessa sortuman ohituslouhintaa on käytetty mm. Mäntän jätevesitunnelin sortuman (v. 1972) ja Kymijärven voimalaitoksen jäähdytysvesitunnelin sortuman (v. 1974) yhteyksissä (Puskala 1974). Mäntän jätevesitunnelissa tapahtui louhinnan aikana sortuma tiheärakoisessa 1,5 m leveässä saviruhjeessa ja Kymijärven voimalaitoksen jäähdytysvesitunneli sortui moreeniruhjeessa, jossa oli ohut kalliokatto. Sortumien yhteydessä ei ole selvitetty mahdollisten paisuvahilaisten savien osuutta sortumiin.



Kuva 4.9. Esimerkit ohituslouhinnan käyttämisestä vesitunneleissa, joissa on suuret etenevät sortumat. Kohta a) esittää tapausta jossa sortuma on sattunut louhinnan jälkeen. Kohdassa b) sortuma on tapahtunut louhinnan aikana. (Selmer-Olsen et al, 1990).

4.3.3 Saven ja lujitusten ominaisuuksien välinen suhde

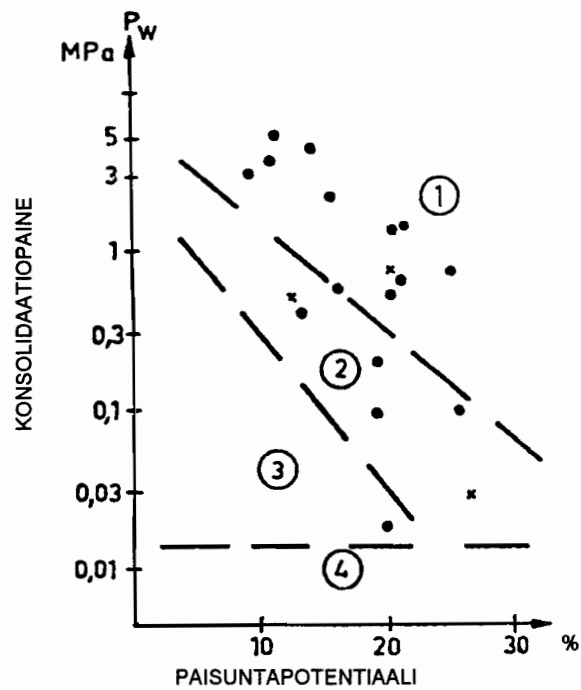
NTH-menetelmällä määritettävän saven paisumispotentiaalin ja vastaavan konsolidaatiopaineen välistä suhdetta on tutkittu määrittämällä nämä erilaisista sortumakohteista (Selmer-Olsen ja Rokoengen 1974). Arvot on esitetty kuvan 4.10 diagrammissa.

Paisumispotentiaali määritetään vesipitoisuuden erona konsolidaation jälkeen häiriintymättömällä näytteellä, jonka raekoko on $< 0,5$ mm. Näytteet konsolidoidaan $0,025$ MPa ja $2,0$ MPa konsolidaatiopaineilla.

Kuvan 4.10 alueella 1 vyöhyke on lujitettava paikallavaletuilla betonikaarilla joiden minipaksuus on vähintään 300 mm.

Alueella 2 monet lujittamattomat vyöhykkeet ovat sortuneet $2...3$ päivän aikana. Osassa savivyöhykkeistä, jotka on lujitettu $5 - 10$ cm paksulla ruiskubetonilla, on ruiskubetoni murtunut jos ruiskutus on suoritettu välittömästi räjäytyksen jälkeen. Sensijaan osa savivyöhykkeistä on tarvinnut lujittaa valubetonikaarilla.

Alueella 3 paisuntapaine jää niin pieneksi, että lujitukseen riittää pultitus ja raudoitettu ruiskubetoni.



Kuva 4.10 Ekvivalentin konsolidaatiopaineen ja paisuntapotentiaalin välinen suhde. Kiilteiden suuri osuus näytteissä on merkitty x:llä. (Selmer-Olsen ja Rokoengen 1974).

Alueella 4 on savella niin korkea vesipitoisuus ja pieni leikkauslujuus, että se valuu ulos jo räjäytyksen aikana tai välittömästi sen jälkeen.

5 ESIMERKKITAPAUKSIA

5.1 YLEISTÄ

Tähän on koottu esimerkkitapauksia Suomesta, Ruotsista ja Norjasta. Esimerkkien avulla pyritään kiinnittämään huomiota tunnelien lujituksen yhteydessä tehtyihin virheisiin sekä ongelmien syihin että onnistuneisiin ratkaisuihin. Monissa tapauksissa, joissa on tapahtunut sortuma, paisuvahilaisten savien esiintyminen on tiedetty jo louhinnan aikana. Tapauksissa on kuitenkin käytetty riittämätöntä lujitusta paisumisominaisuuksien aliarviomisen vuoksi. Usein on vaikea kuvitella, kuinka tunnelissa silminnähdessä luja kallio voi hajota ja muodostaa suuria paisuntapaineita saadessaan vettä. Myös muut heikkousvyöhykkeen materiaalit vaikuttavat voimakkaasti näiden esimerkkien pysyvyyteen.

Tunneleiden sortumia on tapahtunut seuraavista syistä:

- Korkea paisuntakuorma murtaa ruiskubetonin.
- Paisumisen aiheuttaman kitkan ja leikkauslujuuden pientymisen aiheuttama suuri kalliomateriaalin painovoimakuorma.
- Korkea muodostunut vedenpaine.

Tapahtuneet sortumat ovat kuitenkin paras tapa oppia ymmärtämään näitä ilmiöitä. Paisuvis-
sa vyöhykkeissä tapahtuneista tunnelisortumista kerätty aineisto on antanut arvokasta tietoa savien tutkimusmenetelmien ja paisuvien vyöhykkeiden lujituskuormien laskentamenetelmien kehittämiseksi.

Sortumat ovat myös osoittaneet paisuvien vyöhykkeiden vaikutusten aliarvioimisen seuraukset. Paisuviin vyöhykkeisiin on sen vuoksi suhtauduttava vakavasti sekä kartoituksessa, tutkimuksissa että lujituskuormien arvioinnissa. Tämä on erityisen tärkeää käytettäessä ruiskubetonia.

Norjalaisten kokemusten mukaan käytönaikaisista lisälujituskustannuksista noin 75 % aiheutuu paisuvahilaisista savista. Aiheutuneet ongelmat ovat johtuneet lähinnä kokemusten puutteesta ja suurten paisumispaineiden aliarvioimisesta.

Tähän kappaleeseen on koottu kirjallisuudesta löytyneitä esimerkkitapauksia pohjoismaista, joissa on havaittu paisuvahilaista savea. Monissa esimerkkikohteissa on tapahtunut sortuma joko käytön aikana tai louhinnan aikana. Tapahtuneet sortumat osaltaan auttavat välttämään vastaavia tapauksia muissa kohteissa. Nykyisin louhittavien tunneleiden mitoitus paisuvissa vyöhykkeissä perustuu paljolti sortumista saatuihin kokemuksiin.

Tähän mennessä Suomessa on tapahtunut kaksi sortumaa, joiden on varmuudella todettu johtuneen paisuvista mineraaleista. Lisäksi pohjoismaiden ulkopuolella on useita kokemuksia paisuvista kallioista. Tällöin puhutaan usein kuitenkin eri ilmiöistä.

Lisäksi Suomessa on tapahtunut lukuisia sortumia kaivosteollisuudessa. Näitä sortumia on kuvailtu mm. kalliomekaniikan päivä 1978 julkaisussa. Teoksessa ei esitetä mahdollisten paisuvien mineraalien osuutta sortumissa, mutta on varsin todennäköistä että joissakin näistä paisuvat mineraalit ovat osaltaan vaikuttaneet sortuman syntyyn.

Sortumien mahdollisen laajuuden ennakointi perustuu oletukseen, että sortuminen jatkuu niin pitkään, kunnes louhoksen tyhjä tila on kokonaan täyttynyt. Tähän perustuu mm. norjalaisen R.M. Brunin kaava. Poikkeamia tästä tapahtuu mm. kalliomassan epäjatkuvuuskohdista johtuen.

Niissä tapauksissa, joissa sortumat ovat johtuneet paisuvista savista edellä mainittu oletamus ei usein pidä paikkaansa. Käytönaikaisissa sortumissa vedellä täytetyissä tunneleissa virtaava vesi usein huuhtelee hienoainesta mukanaan. Tällöin on vaikeaa ennakoida sortuman laajuutta. Sortuva lohkar voi tippua yhtenäisenä kappaleena, jolloin se ei löyhdy. Monissa esimerkeissä sortuma on edennyt piippumaisena maanpinnalle asti jopa louhinnan aikaisissa sortumissa. Esimerkiksi Rörvikskaret-tietunnelin sortuma ulottui maanpinnalle 100 metrin kalliokaton läpi. Tällöin sortuman löyhtyminen oli hyvin vähäistä.

Paisuvat savet kallioraoissa voivat aiheuttaa yksittäisten lohkaroiden sortumia ja liukumisia katossa tai seinillä.

Taulukko 5.1. Havainnot paisuvista savista Helsingissä.

Helsingin kaupunki/GEO A. Wegelius

Kohde	Paikkakunta	Käyttötarkoitus	Pituus [km]	Poikkipinta [m ²]	Tapahtuma	Paisun- tapaine	Vapaa paisu- minen	Huomautukset
Kyläsaari- Viikinmäki	Helsinki	Viemäritunneli	4,5	13	Työnai- kainen sortuma	-	-	Nopeiden korjaustoimen- piteiden avulla estettiin sortuman eteneminen.
Munkkisaari- Viikinmäki	Helsinki	Puhdistetun jäteveden poisto- tunneli	-	18	Käytön- aikainen sor- tuma	550 / (810*)	160	Paisuvat mineraalit seostu- neena rapautuneeseen ki- veen, joka vaikuttaa kuiva- na lujalta. Absorboi vettä hyvin hitaasti, jolloin pai- suintaominaisuuksien ha- vaitseminen työnaikana lä- hes mahdotonta. Na- smektiitti aiheutti suuren paisuntapaineen.
Kaisaniemi, Liisankatu	Helsinki	Metro- tunneli	-	25	Havainto	-	310	
Töölö-Alppila	Helsinki	Vesijoh- totunneli	-	16	Havainto	180	110	Kuivassa tunnelissa saven paisumisen vaikutus vähäi- nen.
Kaupunginteat- terin kalliosuoja	Helsinki	VSS	-		Lohkon putoaminen	-	-	Väestösuojan painesulun sijaintia täytyi muuttaa
Vuosaaren B-voimala	Helsinki	Öljysäiliö	100	400	Havainto	-	-	Smektiittiä ja paisuvaa kloriittia (corrensiittia) tavattu useista kohdista, jopa yli 50%-n-pitoisuuksia
		Ottotunneli	2,1	16	Havainto			
		Purku- tunneli	2,1	16	Havainto			

*kokeessa on käytetty normaalikäytäntöä suurempaa konsolidaatiopainetta.

Taulukko 5.2. Havaintoja paisuvista savista Ruotsissa.

Helsingin kaupunki/GEO A. Wegelius

Kohde	Paikka-kunta	Käyttö-tarkoitus	Pituus [km]	Poikki-pinta	Tapahtuma	Pai-sunta-paine	Vapaa-paisu-minen	Huomautukset / Lujitus
Sällsjö-vesivoimalaitos	Häcker-strömmen	poistotunneli	7,0	64	Käytönaikainen sortuma	230	120	bet. kaaret, rb, pult
Stensjöfallet-vesivoimalaitos	Härkan	tulotunneli	7,7	25	Käytönaikainen sortuma	180	137	bet. kaaret, rb, pult
Norränge-vesivoimalaitos	Ljusnan	tulotunneli	2,0	180	Käytönaikainen sortuma	155 - 397	135 - 150	raudoitettu ruiskubetoni, pultitus
Gidbøle-vesivoimalaitos	Ljusnan	poistotunneli	2,55	40	Käytönaikainen sortuma	160 - 390	120 - 170	pult, rb, raudoitettu betonivuoraus
Bolmen	Skåne	raakavesi	80	-	Käytönaikainen sortuma	-	-	pultitus, raudoitettu ruiskubetoni
Braviken-raaka-vesitunneli	Norrköping	raakavesi	-	-	Käytönaikainen sortuma	-	-	pult, kuitu-rb. Sortuman jälkeen laitos pidettiin toiminnassa pintapumppuaseman ja maanpinnalta tunneliin porattujen reikien avulla (halk. 400 mm).
Järnvägsforsen-vesivoimalaitos	Ljungan	tulotunneli			Havainto	-	-	12 metrin paisuvan vyöhykkeen läpäisy. Ruiskubetoni, pultitus, valubetoni. Vaiheittainen ruiskubetonointi ja konvergenssimittaus.
Höljes-vesivoimalaitos	Klaraälven	poistotunneli	4	140	Louhinnan-aikainen sortuma	-	-	660 m matkalla tunneli vuorattu kokonaan, betonikaaret ja ruiskubetoni. Osuuden poikki-pinta-ala pienennetty.
Långå-vesivoimalaitos	Ljungan	tulotunneli	10,7	48	tunneleissa 15 huomattavaa savivyöhykettä	410	197	rb, pult, rb-kaaret
		keskitunneli	6,5	38		90	160	rb, pult
		poistotunneli	3	75		180	112	rb, pult
Bergvattnes-vesivoimalaitos	Sjougdälven	tulotunneli	6,2	21		-	-	rb, pult.
Bergvattnes-vesivoimalaitos	Sjougdälven	poistotunneli	5,9	30,3		-	-	rb, pult, bet.-kaaret.
Dabbsjö-vesivoimalaitos	Saxälven	tulotunneli	4,5	16,5		197	-	rb, pult
Flåsjön-vesivoimalaitos	Ljungan	ajotunneli	-	-		180	147	rb
Hällby-vesivoimalaitos	Ångermanälven	poistokanaali	1,0	-	Työnaikainen sortuma	240	-	valubetoni vuor. Tunnelin suuaukossa louhinnan-aikainen sortuma
Trångfors-vesivoimalaitos Värö	Ljungan	poistotunneli	-	-	Havainto	180	92,5	rb, pult
		poistotunneli	-	-	Havainto	720	165	pult
Ådalstunnlarna	Ångermanälven	raakavesi	7,2	10	Havainto	-	-	rb, valubet., pult.
			1,2	8				rb, valubet., pult.
			0,5	4				rb, valubet., pult.
Oldens-vesivoimalaitos	Långan	tulotunneli	11,0	26	Havainto	150	80	rb
Rätans-vesivoimalaitos	Ljungan	poistotunneli	3,5	80	Havainto	260	-	seinissä ja lattiassa valubet.

Taulukko 5.3. Havaintoja paisuvista savista Norjassa

Helsingin kaupunki/GEO A. Wegelius

Kohde	Paikkakunta	Käyttö-tarkoitus	Pituus [km]	Poikki-pinta	Tapahtuma	Paisunta-paine	Vapaa paisu-minen	Huomautukset / Lujitus
Rörvikskaret	Svolvär	tietunneli	0,74	-	Työnaikai-nen sortuma	-	-	Sortuma 100 m kalliokaton läpi. Pult, verkko, kalliositeet.
Hemsil-vesivoimalaitos		tulotunneli	14,0	12	Käytönaikai-nen sortuma	-	-	Ruiskubetoni murtui.
Tunnsjoedal-vesivoimalaitos		poistotunneli	-	35	Käytönaikai-nen sortuma	-	-	paisuvat mineraalit liittyvät rapautuneeseen graniittiin, joka vaikuttaa kuivana lujalta, mutta saadessaan vettä muuttuu saviseksi mudaksi.
Kvineshei		rautatietunneli	8,0	-	Käytönaikai-nen sortuma	-	-	Vuotovedet liuottivat kalsiitin, joka tukki veden virtauksen. Tällöin äkillinen paineen nousu aiheutti sortuman.
Lieråsen		rautatietunneli			Työnaikai-nen sortuma			Sortuma tunnelin katossa tapahtui muutama päivä räjäytyksen jälkeen. Sortuma aiheutui yhdessä paksusta vettävuotavasta montmorillonitiittijuonesta ja suuresta kallion jännitystilasta.
Rafnes		raakavesitunneli	-	16	Käytönaikai-nen sortuma	-	-	Ruiskubetonissa 30 murtumaa. Tunneli sortunut neljästä kohtaa.
Sandvika-Lysaker	Bjerkå	viemäritunneli	-	10	Työnaikai-nen sortuma	100	-	Sortuma pysähtyi TBM-koneeseen. Tunnelista 15 savinäytettä.
Tofte		raakavesitunneli	3,0	-	Havainto	kesk. 180, max 250	-	8 analysoitua savinäytettä. Savi esiintyi epäselvissä juonissa, joiden lujuus voidaan kuivana helposti yliarvioida, koska kivi on säilyttänyt alkuperäisen rakenteensa.
Ulla-Førre-vesivoimalaitos	Rogaland		-	135 / 170	Havainto	kesk. 420 maks. 1500	-	58 analysoitua savinäytettä. 23 paisuntapaineen mittausta. Na-smektiitti aiheutti suuren paisuntapaineen.
Eidfjord-vesivoimalaitos	Hardanger		-	-	Havainto	kesk. 280 maks. 1350	-	32 analysoitua savinäytettä. 8 paisuntapaineen mittausta.
Skjomenan-vesivoimalaitos	Pohj. Norja		-	-	Havainto	-	-	18 analysoitua savinäytettä. 12 % smektiittiä ei aiheuttanut ongelmia louhinnan aikana.
Alta-vesivoimalaitos	Alta-joki		-	-	Havainto	175	-	6 analysoitua savinäytettä. Na-smektiittiä vain 5 %, pais. paine kuitenkin 175 kPa.
Skogn	Trondheimin pohj. Puoli	Raakavesitunneli	4,0		Työnaikai-nen sortuma			Noin 1 viikko louhinnan jälkeen useat sortumat lähes täyttivät tunnelin 40 metrin matkalla. Kalliokaton paksuus 30 m.
Vrenga-vesivoimalaitos	Oslo itäpuoli			5,0	Työnaikai-nen sortuma			Sortuma alkoi 10 kk louhinnan jälkeen ja päättyi 7 kk myöhemmin, kun sortuma taivoitti maanpinnan. Kalliokaton paksuus oli 17 m. Sortuman synä olivat sekä rakojen kloriittitäytteen pieni leikkauslujuus että paisuva montmorillonitti.
Matre-vesivoimalaitos	Hordaland			24	Käytönaikai-nen sortuma			<0,5 m savivyöhyke aiheutti 2000 m ³ sortuman joka levisi tunnelissa 90 metrin matkalle. Kattoon jäi vapaaksi 4 m ² .
Skogn	Trøndelag			6	Työnaikai-nen sortuma			Sortuma tapahtui n. 1 viikko räjäytyksen jälkeen.

5.2 ESIMERKKITAPAUKSIA HELSINGISTÄ

5.2.1 Sortuma Kyläsaari-Viikinmäki-viemäritunnelissa

Viemäritunneli Kyläsaari-Viikinmäki kuljettaa jäteveden kaupungin etelä- ja länsiosista keskuspuhdistamolle. Tunnelin pituus on noin 5,5 km ja sen poikkileikkausala on 13,0 m². Tunnelin korkeus on 4,7 m ja leveys 3,3 m. Työn rakennuttaja oli kaupungin vesi- ja viemärlaitos ja sitä urakoi Kalliorakennus Oy.

Tammikuussa 1993 lähestyttäessä kalliopainannetta, ns. Vallilan ruhjetta, kallion laatu huononi (kuvat 5.1 ja 5.2). Noin 100 m matkalla syntyi pienehköjä ryöstäytymiä, mutta tilanne pysyi vakaana pulttien ja ruiskubetonoinnin avulla.

Kallio koostui tiheästä rakoilusta, jossa rakotäyteenä oli ohuita, enimmillään sentin paksuusluokkaa olevia savikerroksia. Kastuessaan kallio muuttui paikoin tunnelin seinämällä lähes käsin kaivettavaksi. Myöhemmin kalliosavi analysoitiin Geologian tutkimuskeskuksessa ja sen todettiin sisältävän paisuvahilaisia mineraaleja.

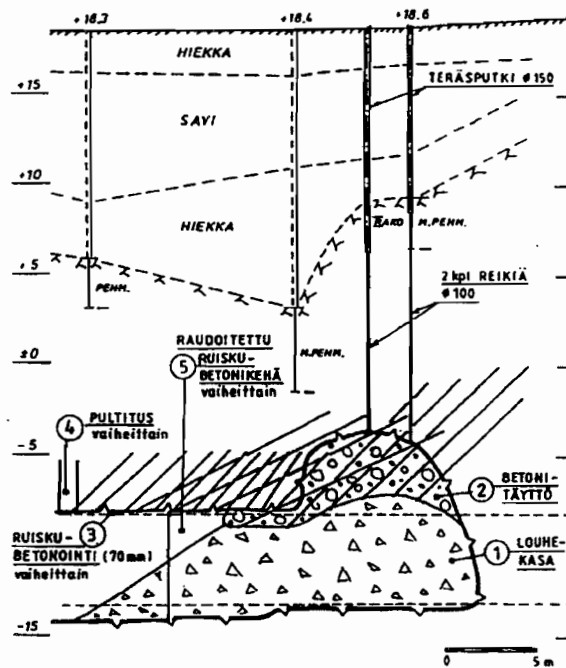
Varsinainen sortuma tapahtui suhteellisen nopeasti. Sortumakohdassa oli kalliota vähimmillään 7 m ja maata enimmillään 15 m. Kyseinen kohta oli puistoalueella, mutta välittömässä läheisyydessä sijaitsi paaluilla perustettu koulurakennus.

Välittömänä toimenpiteenä perä täytettiin louheella ja tyhjä tila betonoitiin. Betonointi tehtiin maanpinnalta porattujen reikien kautta. Louhetäytössä käytettiin apuna kurottajaa, jolla tunneli saatiin lähes kattotasoa myöten täyteen. Mainittakoon, että louhepenkan yläpuolelle asetettiin pitkiä vaakateräksiä ennen valua. Koko toimenpide tehtiin yhtenä viikonloppuna. Betonimennekki oli 160 m³.

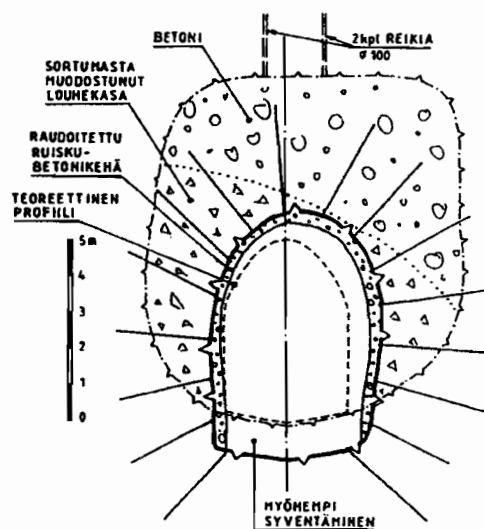
Tässä tapauksessa louhintaa ei voitu jatkaa vastakkaisesta suunnasta, vaan vaihtoehtoina oli joko kiertäminen tai tunnelin jatkaminen väliaikaisen tukipenkan läpi. Valittiin viimein vaihtoehto.

Aluksi vahvistettiin tunnelia heikkousvyöhykkeellä noin 25 m ennen sortumakohtaa. Tämän jälkeen louhekasaa injektoitiin ja lujitettua tunnelia rakennettiin paloissa käyttäen vuorottain kaivua ja lujitusta. Lujituksena käytettiin pultteja, ruiskubetonia ja d 25 mm harjateräksestä tehtyä verkkoa. Kymmenkunta metriä sortuman jälkeen kalliolaatu parani normaaliksi.

Kaikenkaikkiaan "Vallilan ruhjeen" lävistämiseen meni kymmenen viikkoa. Onnistumiseen kuvatussa erikoistilanteessa vaikutti olennaisesti eri osapuolten - rakennuttajan, urakoitsijan ja suunnittelijan - hyvä yhteistyö ja vastuunottaminen. Tarvittavat päätökset tehtiin ripeästi.



Kuva 5.1 "Vallilan ruhje", pituusleikkaus.



Kuva 5.2 "Vallilan ruhje", poikkileikkaus.

5.2.2 Puhdistetun jäteveden poistotunnelin sortuma Helsingissä

Helsingin puhdistetun jäteveden poistotunnelin todettiin 6.10.1995 olevan tukossa. Tunneli suljettiin ja puhdistetut jätevedet johdettiin pintaajaa myöten Vanhankaupungin lahteen. Aluksi tukkeuman syyksi epäiltiin hiekan ja orgaanisen aineen kasaamaa tunnelin alkupäässä. Kun tällaista ei kuitenkaan löytynyt alettiin tunnelia pumpata tyhjäksi. Pumpausta hidasti tunnelissa oleva liete, jota ei voitu johtaa Viikinmäen keskuspuhdistamoon kuin rajallinen määrä laitoksen kapasiteetista johtuen. Kun veden pinta oli laskenut päästiin tunneliin etsimään tukoksen aiheuttajaa.

Tunnelissa havaittiin pl 3625 kohdalla sortuma, joka oli tukkinut koko tunnelin. Havainto tehtiin sortuman eteläpuolelta eli alajuoksulta. Sortuma ei kuitenkaan ollut edennyt pintaan asti. Tässä kohtaa tunnelissa kivilajiltaan graniittisessa kalliossa on lamprofyyrijuoni. Tunnelin kalliokaton paksuus on noin 70 metriä. Heikkousvyöhykkeen lujituksena oli tunnelissa käytetty 70 mm teräsverkkovahvisteista ruiskubetonia. Sortuminen oli tapahtunut siten, että vyöhykkeen paisuntapaine oli rikkonut ruiskubetonin saadessaan vettä käytön aikana. Kun sortumakohdassa esiintyvä lamprofyysi saa vettä se muuttuu erittäin heikoksi ja hajoaa pieniksi kappaleiksi ja mustaksi savimaiseksi aineeksi.

Sortuman kartoittamiseksi porattiin sen yläpuolelta maanpinnalta käsin tarkastusreikä, jonka perusteella kartoitettiin heikkousvyöhykkeen sijainti. Reikää tutkittiin myös videoimalla. Yritettäessä tutkia sortumaa geofysikaalisin menetelmin kolme päivää myöhemmin reikä oli sortunut umpeen noin 50 metrin syvyydessä saven paisumisen johdosta. Reiästä tarkkailtiin pohjavedenpinnan tasoa. Tason selvä lasku olisi ollut merkki sortuman laajentumisesta. Jonkin ajan kuluttua reikä kuitenkin täytettiin betonilla, koska reiän kautta sortumaan johtuva ylimääräinen vesi olisi voinut edesauttaa sortuman etenemistä.

Tunnelista saadulle kalliosavelle tehtiin röntgendiffraktioanalyysi Geologisessa tutkimuskeskuksessa. Lisäksi määritettiin paisuntapaine Valtion teknillisessä tutkimuskeskuksessa. Röntgendiffraktioanalyysi osoitti saven sisältävän runsaasti paisuvahilaista smektiittiä. Paisuntapainekoe tehtiin kahdella eri konsolidaatiokuormituksella (2 MPa ja 5 MPa). Kahden MPan konsolidaatiokuormalla paisuntapaineeksi saatiin n. 550 kPa ja viiden MPan konsoli-

daatiokuormalla paisuntapaineeksi saatiin 800 kPa. Myös vapaa paisunta ja väräilyanalyysi osoittivat saven sisältävän paisuvia komponentteja.

Tammikuussa 1996 sortuma päästiin näkemään myös pohjoispuolelta. Tällöin varmistui myös sortuneen alueen laajuus ja näin voitiin suunnitella tunnelin korjaustapa ja käydä urakkakilpailu. Urakkakilpailun jälkeen tammikuun loppupuolella aloitettiin varsinainen sortuman korjaus poraamalla tunnustelureikiä sortuneen kohdan ympärille sortuman laajuuden tarkentamiseksi. Maanpinnalta porattiin kaksi reikää tunnelin yläpuoliseen tyhjään tilaan, joka täytettiin betonilla reikien kautta. Betonia saatiin yläkautta menemään 40 m³ sortuneeseen tilaan. Lisäksi sortunut massa injektointiin sementtilaastilla tunnelista. Injektointisementtiä käytettiin kaikkiaan n. 100 tonnia.

Injektoinnin jälkeen aloitettiin sortuman pultitus pitkiä 12 metrin ennakkopultteja käyttäen. Sortunutta massaa poistettiin vuoroin pultituksen kanssa. Koska pulttien asentaminen sortuneeseen kalliomassaan oli vaikeaa jouduttiin sortumassa käyttämään suuri määrä Ischebeck-porapultteja.

Kun pultitus, injektointi ja betonivalu oli lujittanut sortumaa riittävästi poistettiin loppu sortunut massa ja jatkettiin sortuman lujittamista altapäin. Sortunut alue ja tämän ympäristö lujitettiin 300 mm vahvuisella kuituruiskubetonilla ja lattiaan valettiin 600 mm vahvuinen raudoitettu betonilaatta.

Tämän tyyppiset sortumat on vaikeasti ennustettavia, koska nämä vyöhykkeet on hankalia havaita. Tässä tapauksessa heikkousvyöhyke oli havaittu louhinnan yhteydessä, mutta sen erikoinen luonne ei ollut tullut esille. Tällaiset onnettomuudet olisivat kokonaan vältettävissä vain hyvin laajoilla ja kalliilla tutkimuksilla sekä kiviainesten systemaattisella analysoinnilla.

5.2.3 Töölö-Alppila-vesijohtotunneli

Töölö-Alppila-vesijohtotunnelin louhinnan yhteydessä havaittiin epäilyttäviä savia useissa kohdin tunnelia. Savista otettiin näytteet pl 17 ja pl 431 kohdalta. Näytteistä tutkittiin saven mineraalikoostumukset röntgendiffraktiometrimenetelmällä Geologisessa tutkimuskeskuksessa. Pl 17 kohdalla smektiitin/kloriitin osuus oli n. 10 % ja pl 431 kohdalla osuus oli

20-50%. Pl 431 kohdalta tutkittiin myös paisuntapaine Valtion teknillisessä tutkimuskeskuksessa. Tutkimuksen mukaan paisuntapaine oli noin 180 kPa. Paisuntapaineen kehittyminen näytteessä oli melko hidasta. Maksimipaineen (270 kPa) kehittyminen veden lisäyksen jälkeen kesti melkein kolme tuntia. Koska tunneli on kuiva, kokeen tulos ei ole huolestuttava, joskin lujitukseen tulee kiinnittää normaalia suurempi huomio. Vastaava savi märissä olosuhteissa, esim. raakavesitunnelissa olisi huomattavasti vaarallisempi.

Pl. 431 savelle määritetty vapaa paisuminen oli 136 %, minkä perusteella savea pidettiin aktiivisena. Savelle tehty värikoe malakiittivihreän avulla indikoi näytteen sisältävän montmorillonittisavea. Verrattaessa Töölö-Alppilan ja viemäritunnelin sortuman savia voidaan havaita, ettei pelkkä yksi koe anna riittävää tulosta. Vasta paisuntapaineen mittausta antaa riittävän kuvan saven luonteesta pysyvyyden kannalta.

Heikkousvyöhykkeen läpäisy tehtiin erittäin varovaisesti ja heikkousvyöhykkeen lujitus on tietoisesti ylimitoitettu, koska vyöhyke sijaitsee kriittisessä kohdassa Helsingin pääradan alla. Tunnelin kalliokatto on ohut kyseisessä kohdassa.

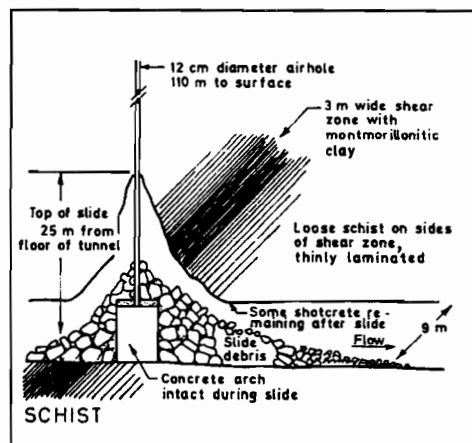
Heikkousvyöhykkeen kohdassa oli tehty ennen louhintaa loiva-asentoinen kallionäytekairaus, joka kertoi kallion rakenteen varsin hyvin. Joskin ohuen kairasydämen ongelmana oli rakotäytteiden poikkeuksellisen runsas poishuhtoutuminen. Haluttaessa häiriintymätön kairasydännäyte, tarvitaan erityis menetelmiä, jotka lisäävät kairauskustannuksia.

Louhinta eteni vuoroin lujittaen vuoroin louhien. Vyöhykkeen läpäisyssä käytettiin runsaasti pitkää 12 metrin ennakkopulttitusta ja työnaikaista ruiskubetonointia. Lopulliseksi lujitukseksi määritettiin vahvasti raudoitettu paksu ruiskubetonointi sekä järjestelmäpultitus. Lisäksi tunneliin on asennettu seiniin konvergenssipultit mahdollisen muodonmuutoksen tutkimiseksi.

5.3 ESIMERKKITAPAUKSIA RUOTSISTA

5.3.1 Sortuma Sällsjö-vesivoimalaitoksen poistotunnelissa

Toisen maailmansodan jälkeen on Ruotsissa rakennettu toista sataa vesivoimalaa, joissa VBB on vastannut rakentamisesta ja suunnittelusta. Paisuvahilainen savi on aiheuttanut näissä joitakin sortumia näistä käyttöönoton jälkeen. Esiintyneissä tapauksissa sortuneiden heikkousvyöhykkeiden lujituksena oli käytetty ruiskubetonia.



Kuva 5.3. Sortuma Sällsjön-vesivoimalaitoksen poistotunnelissa (Cecil 1970).

Sällsjö-voimalan ensimmäinen vaihe otettiin käyttöön joulukuussa 1966 ja toinen vaihe tammikuussa 1967. Jo keväällä huomattiin, että painehäviö poistotunnelissa oli kasvanut. Kun poistotunneli tyhjennettiin huomattiin, että 4000-5000 tonnia kalliota oli sortunut tunnelin korkeimmassa kohdassa, johon aiemmin oli porattuna 150 mm tuuletusreikä. Porauksen aikana osa kalliosta sortui reiän ympäriltä, jonka vuoksi reiän ympäristö vahvistettiin valubetonikaarella. Lisäksi kallio ruiskubetonoitiin n. 80 metrin matkalta reiän ympäristöstä. Sortumakohdassa ruiskubetoni oli pettänyt, mutta betonikaari oli säilynyt ehjänä. Sortumamassojen poiston jälkeen tunneli lujitettiin 50 m pitkällä voimakkaasti raudoitettulla valubetonivuorauksella. Sortuman etenemisen estämiseksi ruiskutettiin sementin ja hiekan seosta vuorauksen yläpuolelle n. 4 metrin korkeudelle.

Sortuman todellinen syy selvisi vasta myöhemmin. Aluksi sortuman syynä pidettiin heikkousvyöhykkeen kallion huonoa laatua. Myöhemmin sortuman syyksi selvisi montmorillonittisavi.

5.3.2 Sortuma Stensjöfallet-vesivoimalaitoksen tulotunnelissa

Stensjöfallet-vesivoimalaitos sijaitsee Jämlandsfjällenissä Ruotsissa lähellä Norjan rajaa. Voimalan putouskorkeus on Ruotsin suurin, 315 metriä. Voimalaitoksen kalliotunnelien yhteenlaskettu pituus on noin 20 km. Tulotunnelin poikkipinta-ala on 25 m². Alueen kallio-perä on kivilajiltaan pääosin graniittia.

Kesäkuussa 1971 noin kaksi vuotta voimalaitoksen käyttöönoton jälkeen havaittiin, että virtausvastus oli kasvanut tulotunnelissa. Tämä johtui todennäköisesti sortumasta tulotunnelissa. Kun tunneli tyhjennettiin huomattiin, että noin 2500 m³ löyhtynyttä kalliota ja myös suuria lohkareita oli sortunut tunneliin ja levinnyt noin 100 metrin matkalle. Sortuma oli tapahtunut tulotunnelin alimmassa pisteessä, ja oli tehnyt tunnelin kattoon 15 m² reiän, jonka kautta sortunut massa oli levinnyt tunneliin.

Sortuneet massat lastattiin ulos, mutta sortuman alle jätettiin louhekasa estämään sortuman etenemistä. Sortunut massa sidottiin ja tyhjä tila täytettiin pumppaamalla betonia sortumaan. Sitä ennen porattiin tunnustelureikiä sortuman laajuuden ja korkeuden tutkimiseksi.

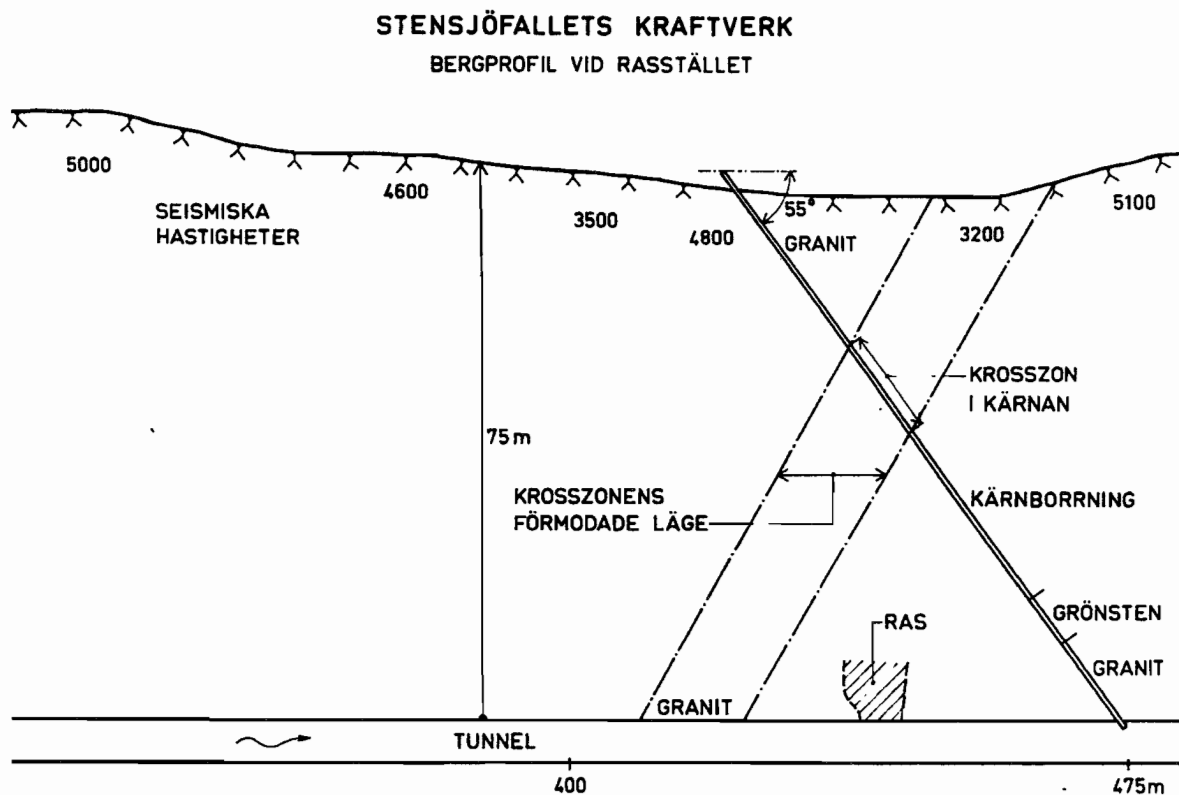
Betonin kovetuttua jatkettiin sortuneen massan varovaista poistoa vaiheittain. Lastauksen välillä sortuma sidottiin pultituksella ympäröivään kallioon. Lastausta ja pultitusta jatkettiin vuoronperään, kunnes oltiin päästy niin lähelle, että voitiin tunnusteluporata oikea seinä sortuman kartoittamiseksi. Tämän jälkeen poistettiin loput sortuneet massat tunnelista.

Heikkousvyöhyke rajoittui tunnelin oikeaan reunaan. Tunnelin vasemmassa reunassa ei ollut havaittavissa erityistä heikkousvyöhykettä. Heikkousvyöhyke oli muodoltaan tetraedrinen. Jos tunneli olisi sijainnut 5-10 metriä eri kohdassa mitään sortumaa ei olisi tapahtunut. Heikkousvyöhykkeen materiaali oli hienoksi jauhautunutta ja sisälsi myös kalliosavea.

Paisuvahilaisia savia esiintyi louhinnan aikana eri puolilla tunnelia, mutta sellaisissa paikoissa, että niiden aiheuttamat vauriot oli helposti estettävissä. Tunnelin sortuman jälkeen tehdyssä tarkastuksessa havaittiin, että tunneli oli muilta osin kunnossa.

Työnaikainen lujitus tehtiin ruiskubetonilla myös sortumakohdassa. Menetelmä on nopea ja joustava sekä helposti sovitettavissa louhintarytmiin, erityisesti moniperälouhinnassa. Menetelmän huonona puolena voidaan pitää sitä, että ruiskubetoni peittää kallionpinnat, ja määrittäessä myöhemmin lopullista lujitusta ei voida nähdä kallionpintaa.

Sortunut alue olisi vaatinut lujitukseksi riittävän valubetonivuorauksen. Sortuman syynä on ollut saven paisuntapaineen yhdessä tunnelin painevaihteluiden kanssa aikaansaama ruiskubetonin rikkoutuminen.

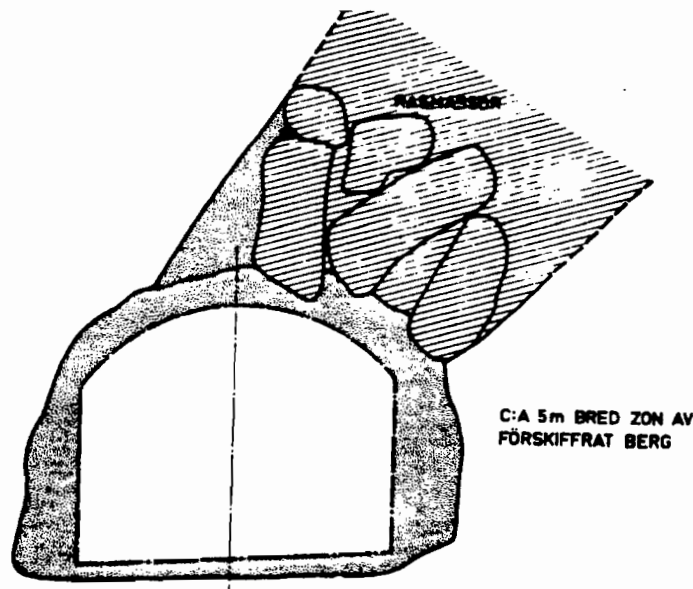


Kuva 5.4. Pituusleikkaus Stensjöfalletin sortuma-alueesta.

Melko hankalan louhimisen jälkeen lujitettiin sortuman alueen katto vähintään 300 mm:n ruiskubetonilla, seinät valettiin vähintään 500 mm paksulla valubetonilla ja lattiaan valettiin 300 mm paksu betonilaatta.

Rakennushankkeen aikaisten seismisten tutkimusten ja kairasydännäytteiden perusteella osattiin odottaa vaikeuksia tunnelin loppupäässä lähellä Lilla Stensjötä, mutta niiden ei pitänyt olla suuria. Tunneli oli lujitettu ruiskubetonilla alueella, missä sortuma myöhemmin ta-

pahtui. Paisuva savi särki ruiskubetonin ja yhdessä vedenpaineen muutosten kanssa aiheutti sortuman.



Kuva 5.5. Sortuman poikkileikkaus.

Sortuman johtopäätöksenä esitettiin, ettei kallion mekaanista käyttäytymistä ole mahdollista ennustaa pelkästään kalliotutkimusten perusteella kohtuullisella kustannustasolla. Se osoitti myös, että lujituksen määrittäminen on tehtävä tarkasti kalliomassan perusteella in-situ.

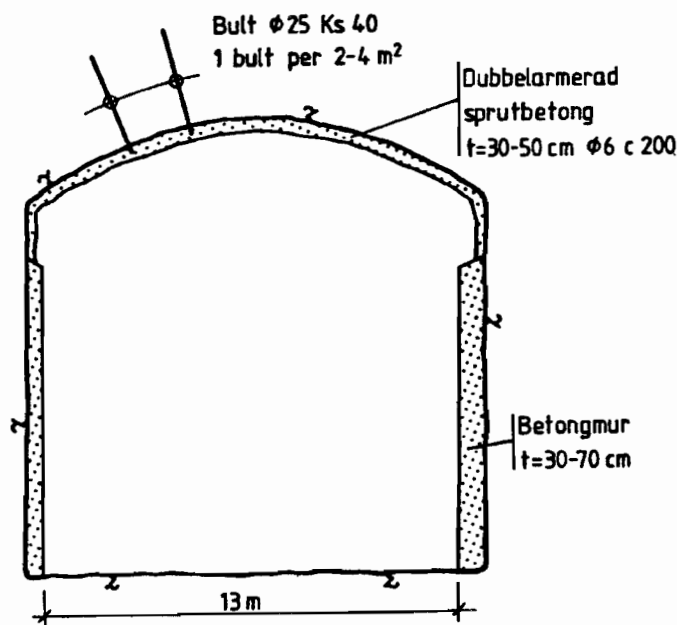
5.3.3 Sortuma voimalaitostunnelissa Norrängenissä

Arbråssa Ruotsissa sijaitseva Norrängenin voimalaitos käyttää hyväkseen 21 metrin korkeuseroa Kyrksjön ja Flästasjön välillä. Helsingekraftin omistamassa laitoksessa on kapasiteettia 50 MW:lle ja se otettiin käyttöön vuonna 1963. Voimalan poistotunneli on 14 metriä korkea ja sen jänneväli on 13 metriä, toisin sanoen sen poikkipinta-ala on noin 180 m². Tunnelin pituus on noin 2 km.

Elokuussa 1989 huomattiin maanpinnassa noin 2 m² reikä, joka kulki aivan tunnelin yläpuolella. Laskelmat osoittivat, että tunnelin poikkipinta-ala oli pienentynyt. Oli siis selvää, että tunnelissa oli sortuma.

Tunneli on louhittu karkeaan keskirakeiseen gneissigraniittiin, jota halkovat yksittäiset pegmatiittijuonet. Kalliokatto tunnelin yläpuolella on noin 20 metriä paksu. Kallio on sortuma-aluetta lukuun ottamatta kohtuullisesti rakoillutta ja hyvä laatuista. Dominoivan rakoilun kaade on P 40°.

Tunneli oli vahvistettu liittymäkohdasta sortuma-alueeseen, eli noin 30 metrin matkalta, järjestelmäpultituksella ja ruiskubetonoinnilla. Sortumakohdassa seinät oli vahvistettu noin 12 metriä pitkillä ja 9-10 metriä korkeilla paikalla valetuilla laatoilla, joiden paksuudet vaihtelivat 30-70 cm:n välillä (kuva 5.6). Muuten seinillä oli 20-50 cm:n ruiskubetoni, joka oli vahvistettu verkolla.



Kuva 5.6 Lujitus ennen sortumaa Norrängessä (Heiner & Stille 1990).

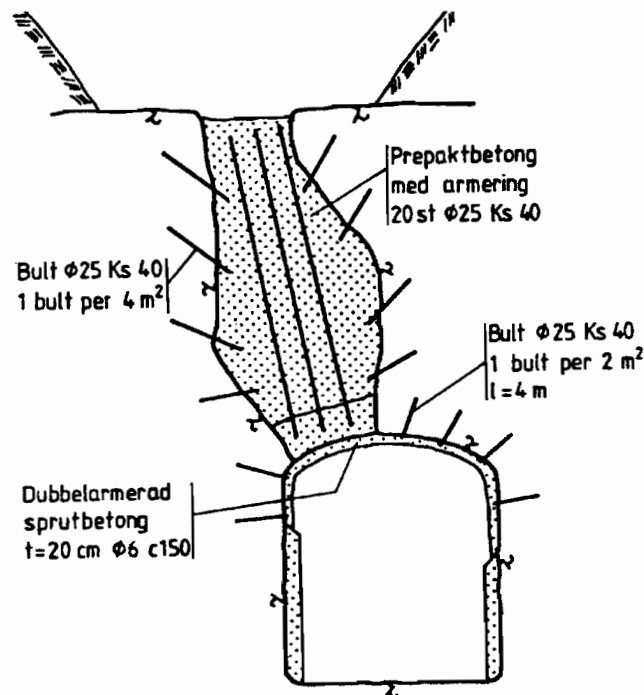
Sortuman lujitustyöt aloitettiin vahvistamalla reiän seinät. Rusnaus ja lujitus tehtiin alustalta maanpinnalta lähtien, täten työntekijöillä oli koko ajan vahvistettu kallio yläpuolella. Seinät vahvistettiin noin sadalla kolmen metrin pituisella juotetulla pultilla sekä ruiskubetonilla. Tunnelin katto järjestelmäpultitettiin juotetuilla pulteilla 1,5 metrin ruutuihin. Pultit porattiin kallioon neljän metrin syvyyteen ja jätettiin näkyviin noin 0.25 m, jotta ne jäisivät tulevan ruiskubetonin sisään. Reikä tunnelin katossa paikattiin 0.2 metriä paksulla betonilaatalla, joka sijaitsee noin 0.5 metriä tunnelin katon yläpuolella.

Reiän ympärillä katto vahvistettiin 7 metriä pitkillä harjateräspulteilla 1.5 metrin ruutuihin.

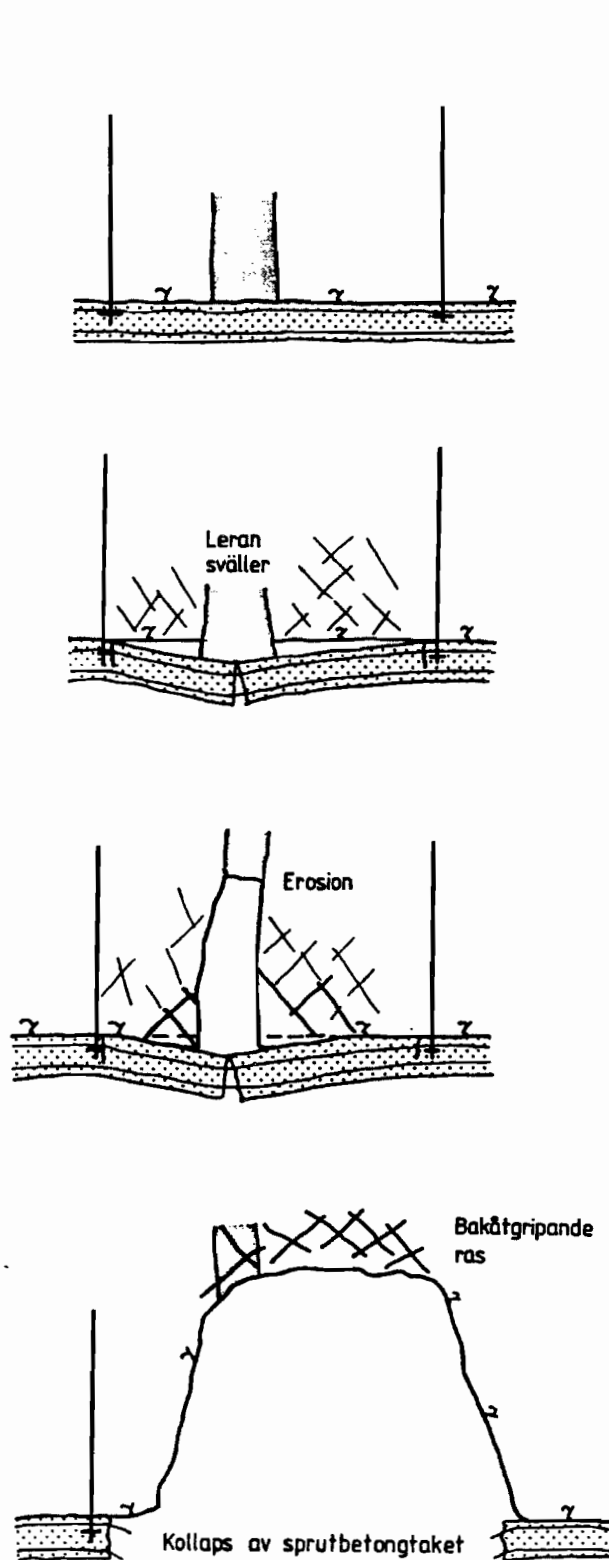
Pultit asennettiin siten, että 6 metriä jäi kallion sisälle ja metri ulkopuolelle ruiskubetonin alle. Ruiskutus tunnelista kuten myös betonitulpan yläpuolelta jatkui sen jälkeen kunnes saatiin aikaiseksi noin 2.5 metrin paksuinen tulppa.

Betonitulppaan juotettiin 20 pulttia jälkikäteen. Pultit jäivät tulppaan pystyyn reiän suuntaisesti. Reikä täytettiin tämän jälkeen betonilla maan pinnalta käsin. Tunneli vahvistettiin samanaikaisesti kaksoisverkotuksella ja 20 cm:n ruiskubetoniholvilla. Ruiskubetoni jatkettiin seinän alkuperäisiin betonilaattoihin, jotka ankkuroitiin seiniin systemaattisella pultituksella. Tunneli vahvistettiin tällä tavoin sortumakohdasta noin 15 metriä kumpaankin suuntaan. Noin 10 metrin matkalta kumpaankin suuntaan ruiskubetoni tehtiin kahtena kerroksena.

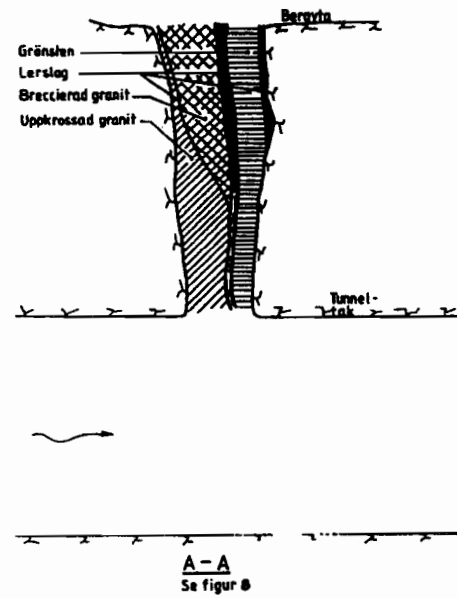
Edellä mainittujen lujitusratkaisujen lisäksi tunnelin ympärille injektointiin tiivistysseinä noin 10 metrin matkalle tunnelia ylöspäin. Myös betoniseinän takana olevat ontelot injektointiin (kuvat 5.7-5.10).



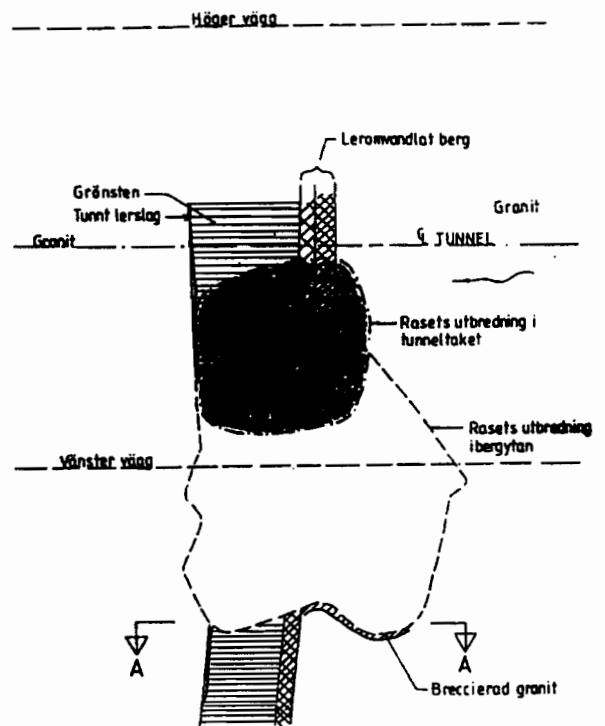
Kuva 5.7 Lujitus sortuman jälkeen Norrängessä (Heiner & Stille 1990).



Kuva 5.8. Sortuman kehittyminen (Heiner & Stille 1990)



Kuva 5.9. Sortuman geologia (Heiner & Stille 1990)



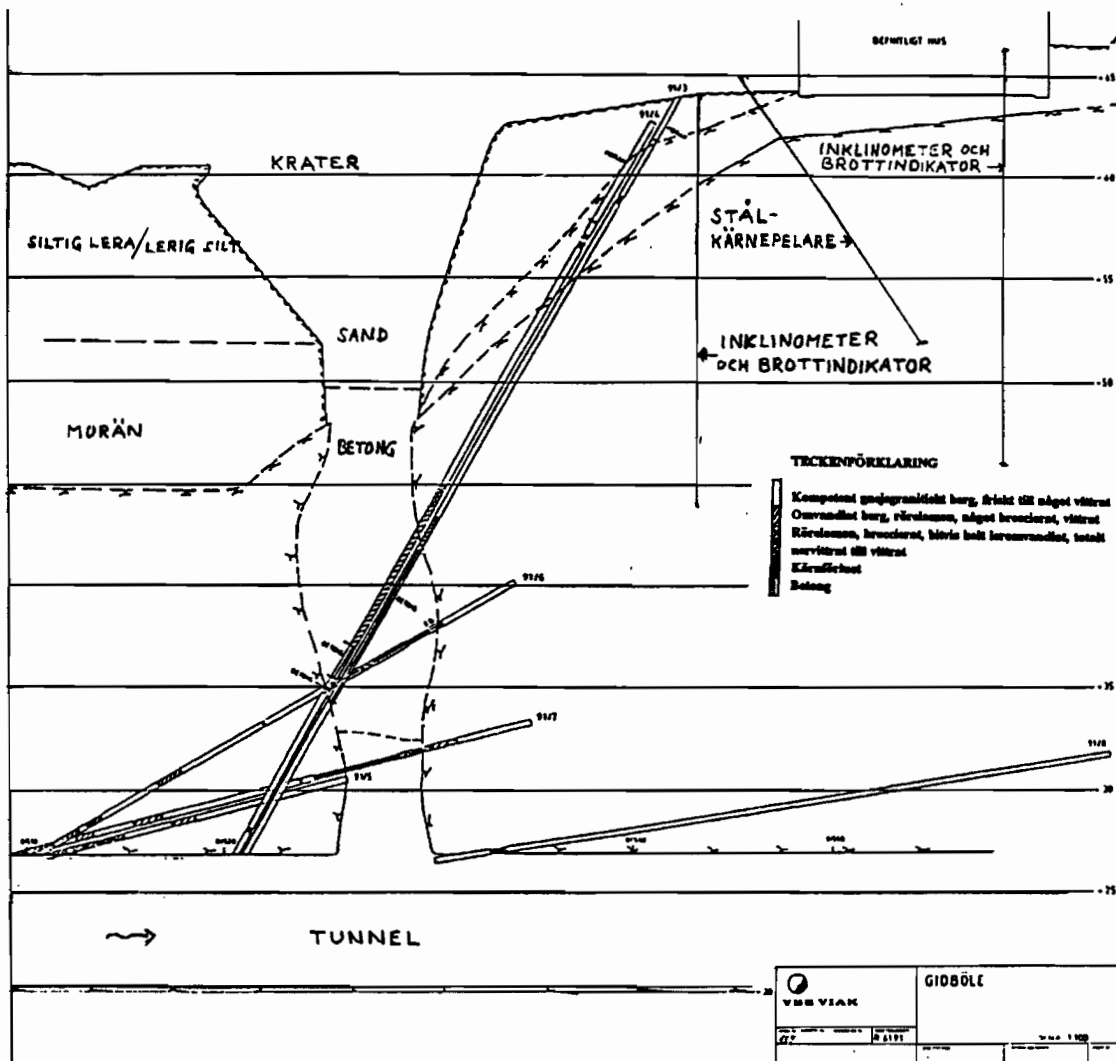
Kuva 5.10. Poikkileikkaus sortuman kohdalla (Heiner & Stille 1990)

5.3.4. Sortuma voimalaitostunnelissa Gidbölessä

Tämä teksti on käännösluonnos Hultmanin (1992) raportista Ras, Gidböle vattenkraft-verks utloppstunnetunnel.

Gideälvenissa sijaitseva Gidbölen voimalaitos käyttää hyväkseen 30 metrin korkeuseroa.. Gräningsverken AB:n omistamassa laitoksessa on kapasiteettia 15 MW:lle ja se otettiin käyttöön vuonna 1985. Voimalan poistotunnelin poikkipinta-ala on noin 40 m². Tunnelin pituus on noin 2.55 km.

Maaliskuussa 1991 havaittiin sortuma poistotunnelissa. Sortuma havaittiin kun tunnelin yläpuoliseen maakerrokseen kehittyi kraatteri. Kraatterin halkaisija kasvoi jatkuvasti aina 15 metriin asti. Lähin rakennus sijaitsi noin 25 metrin päässä reiän keskustasta.



Kuva 5.11. Gidbölen sortumakohdan geologia (Hultman, 1992).

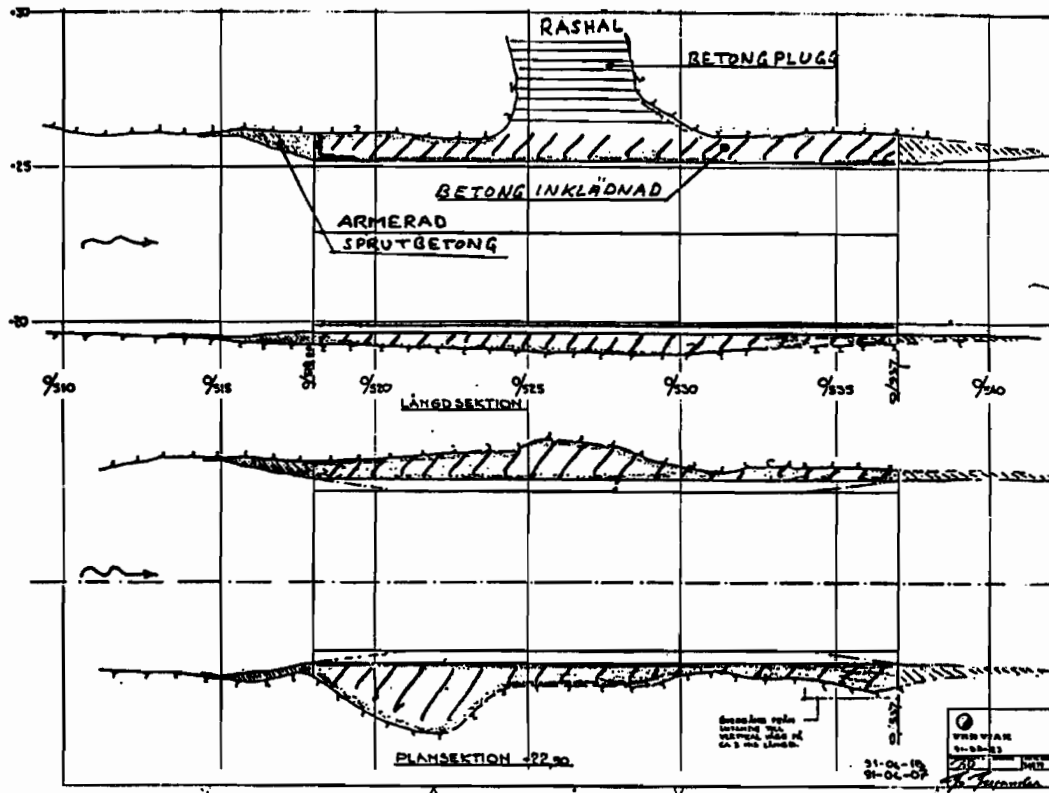
Kaksi lähintä rakennusta evakuoitiin ja rakennusten vuoksi maahan asennettiin inklinometreja ja murtumanilmaisimia. Näiden lisäksi lähimmän talon eteen valettiin neljä kallioon ulotettua pilaria, jotka olisivat myöhemmin toimineet tukimuurin osina, mikäli maan lisäliikkeitä olisi tapahtunut.

Syntynyt kuoppa oli noin 35 metriä syvä. Kuopan yläosassa oli noin 15 metriä maata eli savista silttiä ja moreenia. Avoimessa tilassa oli noin 20 metrin syvyydeltä kalliota, tosin kallion pinta oli viettävä, sortumakohdassa se vietti noin 45° (kuva 5.11).

Myöhemmin, kun tunneli oli pumpattu tyhjäsi, voitiin todeta, että sortunut kallio ja maaines täyttivät koko tunnelin. Kalliolaadun ja sortuman laajuuden selvittämiseksi tehtiin kuusi kallionäytekairausta tunnelista ja kaksi maanpinnalta.

Sortuma tapahtui noin 50 metriä leveässä diabaasin ja gneissin kontaktivyöhykkeessä, jossa oli useita heikkousvyöhykkeitä. Heikkousvyöhykkeiden paksuus vaihteli muutamasta desimetristä aina 4-6 metriin. Heikkousvyöhykkeiden välissä kivi oli suhteellisen tervettä. Sen sijaan heikkousvyöhykkeet koostuivat breksioituneesta, voimakkaasti rapautuneesta kivistä, jossa on suurempia ja pienempiä lohkaraita ympäröivästä kallioperästä.

Sortuman korjaaminen aloitettiin täyttämällä syntynyt kuoppa. Näin estettiin maaluisien lisäsortuminen varsinkin kun routa alkoi sulamaan. Täyttö aloitettiin kaatamalla pohjalle noin 150 m^3 tunnelilouhetta, joka toimi valulle muottina. Tämän jälkeen täytteen päälle laskettiin seitsemän raudoituskoria, joista kukin koostui viidestä 5 metrin pituisesta $\phi 25 \text{ mm:n}$ raudoitusteräksestä. Näiden lisäksi raudoitusta täydennettiin 10.5 metrin pituisella harjateräksellä. Tämän jälkeen valu tehtiin keskeytymättömänä, lukuun ottamatta muutamaa katkosta, joissa kolme 4 metrin pituista $\phi 20 \text{ mm:n}$ terästankoa laskettiin massan sekaan. Valu ulotettiin 1.5 metriä kallionpinnan yläpuolelle ja tehtiin shampanjapullon korkin muotoiseksi. Tässä osassa käytettiin voimakasta raudoitusta. Valun kokonaismenekki oli 565 m^3 . Betooniin porattiin ja asennettiin ekstensometri liikkeiden seuraamiseksi. Yläosa täytettiin maalla.



Kuva 5.12. Gidbölen sortumakohdan betonivuoraus (Hultman, 1992).

Noin viikon kuluttua valusta betonitulpan päällinen reiän yläosa täytettiin karkealla hiekalla, joka puolestaan peitettiin noin metrin kerroksella moreeni- ja multamaata.

Tunnelin lujitukset aloitettiin noin 25 metrin päästä sortumakohdasta ylävirtaan. Kyseiselle välille tehtiin järjestelmällinen pultitus seiniin ja kattoon 1.5 metrin ruutuihin, 4 metrin pituisilla ϕ 25 mm:n pulteilla. Noin 7 metrin päässä sortumasta pulttien pituus kasvatettiin 10 metriin.

Tämän jälkeen ko. osuuden seinät ja katto ruiskubetonoitiin pääasiassa kuitubetonilla. Tämän lisäksi tehtiin 5 kpl ruiskubetonikaaria, joiden leveys oli 2 metriä ja paksuus vähintään 150 mm. Kukin kaari osui kahden pulttirivin kohdalle. Pulttien päät oli jätetty 0.5 metriä kalliopinnan ulkopuolelle. Ne taivutettiin ruiskubetonikaaren sisään.

Tämän jälkeen tunnelista poistettiin sortunut materiaali ja sortuman alavirran puoleinen osuus ruiskubetonoitiin kuitubetonilla noin 10 metrin matkalta. Sortuman reunat vahvistettiin

300 mm:n ruiskubetonikaarilla.

Valetun betonitulpan alaosa sekä sortumakohdan seinät rusnattiin korkeapainepesurilla ($10\text{--}12\text{kp/cm}^2$), minkä jälkeen pinnat vahvistettiin ruiskubetonilla.

Sortumakohdan alapuoli ja molemmat sivut vahvistettiin 19 metriä pitkällä raudoitettulla betonivuorauksella (kuva 5.12), jonka vähimmäispaksuus oli 0.5 metriä. Ensiksi valettiin pohjalaatta, josta oli tartunnat seiniin. Seinien jälkeen valettiin katto siirrettävän 4 metriä pitkän teräsmuotin avulla. Lujitusten seurauksena tunnelin läpimitta pieneni 28 m^2 :iin.

Sortuman syyt

Sortumakohta oli lujitettu hehkutetulla verkolla (# 150, $\varnothing 4\text{ mm}$) vahvistetulla ruiskubetonilla; sortumasta löytyi 1 m^2 :n suuruinen ruiskubetonikappale, josta voitiin nähdä vanhaa raonmuodostusta ja että pääosa vaurioituneesta verkosta oli mennyt poikki vedolla. Todennäköinen tapahtumien kulku on ollut seuraava:

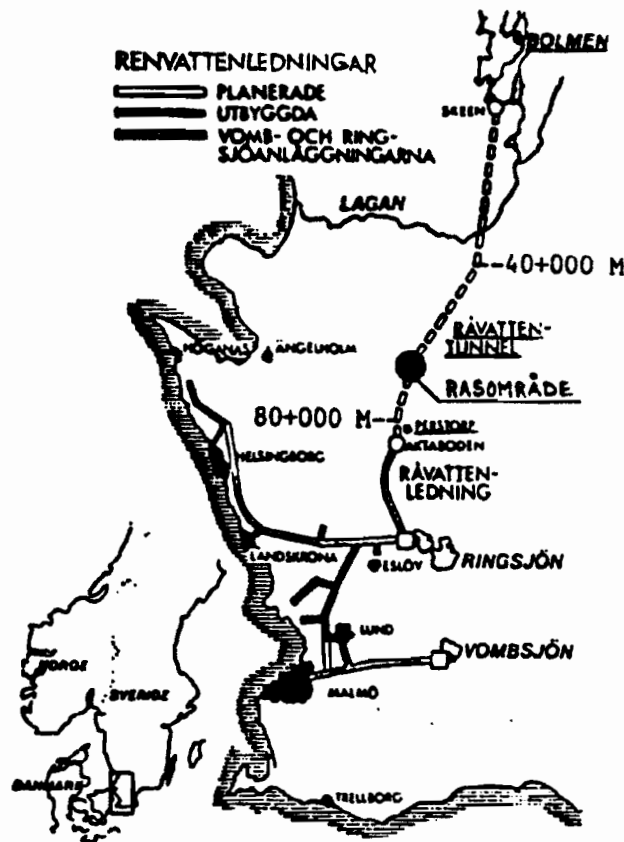
Paisuva savi on joutunut kosketuksiin tunneliveden kanssa ja paisunut, jolloin ruiskubetoniin on tullut muodonmuutoksia. Vähitellen eroosio on syönyt savipitoista kalliota ja ilmiö on edennyt ylöspäin. Breksioituneessa kalliossa on ollut suurempia rapautumattomia lohkareita, jotka ovat pudonneet ja murtaneet ruiskubetonivahvistukset. Näin voidaan olettaa alkaneen ne vetomurtumat, jotka löytyivät sortuma kasan ruiskubetonin verkosta. Eroosion todettiin jatkuneen pitkän aikaa ja muodostaneen suhteellisen suuria avoimia tiloja kallioon ruiskubetonin yläpuolelle, ennen kuin se sortui lopullisesti.

5.3.5 Sortuma Bolmen-vesitunnelissa

Bolmen-tunneli on paineinen raakavesitunneli Etelä-Ruotsissa, Skånessa. Sen kokonaispituus on 80 km. Tunnelin eteläosa rakennettiin vuosina 1976-1982 ja pohjoisosa vuosina 1979-1986.

Tunnelin koekäyttövaiheessa todettiin sortuma sen eteläosassa. Sortuma paikallistettiin 5 km:n osuudelle. Koko eteläinen osa (42 km) kuitenkin tarkastettiin. Suuremmasta osuudesta

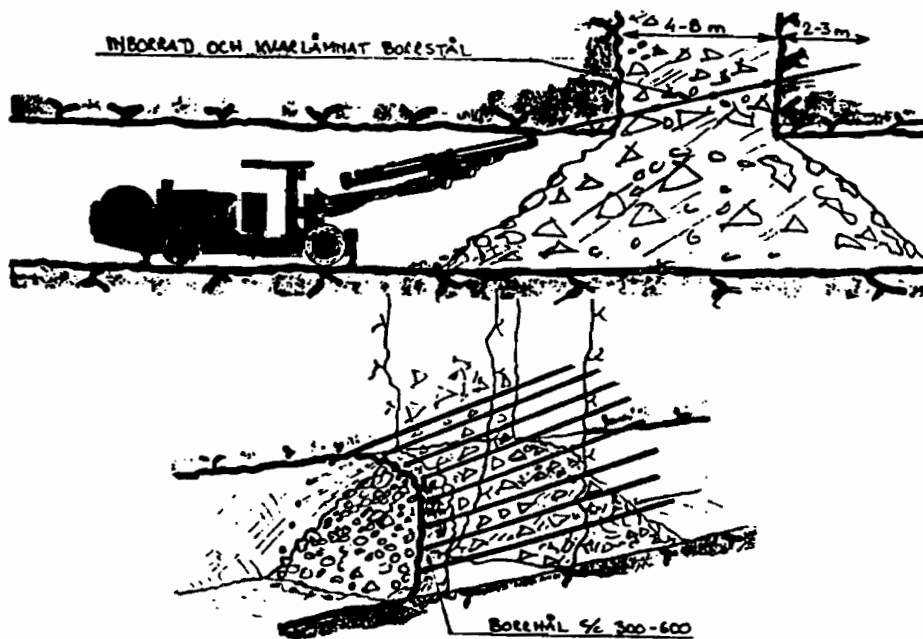
tarkastus tehtiin tyhjäksi pumpatusta tunnelista, mutta 5 km:n osuudella tarkastus tehtiin vesitäytteisessä tunnelissa kauko-ohjattavalla kulkuneuvolla. Vedenalainen kulkuneuvo TV-kuvasi osuutensa ja nauhat analysoitiin. Kaksi suurinta sortumaa oli tapahtunut diabaasijuonien ja gneissin vaihtumisvyöhykkeillä, joissa oli rapautumista. Sortumamassat olivat hienorakeista materiaalia, jossa oli seassa suurehkoja lohkareita. Rikkoutuneet osat vastasivat konsistenssiltaan (koostumukseltaan) pehmeätä savea. Aiemmin tehdyn kartoituksen mukaan diabaasijuonet olivat vain noin 4-8 m leveitä. Sortumamassojen tunneliin valumisen estämiseksi ja uusien lujituksien mahdollistamiseksi käytettiin vaakapultteja. Sortuman leveys oli 4-8 m. Lähes vaakasuorat pultit porattiin sortuman läpi 2-3 m "terveeseen kallioon". Poranreikien väli katossa ja seinissä oli 300...600 mm. Näin oli saatu tehdyksi "varjo", joka esti jatkosortuman. Sortuma vahvistettiin raudoitettulla ruiskubetonilla ja järjestelmällisellä pultituksella. Yhteensä havaittiin 4 suurehkoa sortumaa 3 500 m:n matkalla. Varustelulinjojen rakentamiseen kaikkien sortumien läpi kului aikaa noin kaksi viikkoa. Korjaustoimenpiteisiin kului kokonaisuutena 4 kk. Työtä tehtiin kahdessa vuorossa myös viikonloppuisin.



Kuva 5.13. Bolmen-tunnelin sijainti Etelä-Ruotsissa

Analyysit osoittavat, että oleellinen syy sortumiin oli kaikissa paikoissa paisuva savi. Kohdat, joissa sortumat tapahtuivat, olivat louhintavaiheessa kuivia. Näin ollen ne pääsivät veden kanssa kosketuksiin vasta tunnelin täytyttyä vedellä. Muissa kohdissa oli vesivuotoja paisuvien savien yhteydessä, joten paisumisominaisuudet paljastuivat jo rakennusaikana. Kaikki sortumakohdat oli lujitettu ruiskubetonilla, joka oli rikkoutunut saven paisuntapaineen seurauksena. Kaikki sortumakohdat lujitettiin 200 mm paksulla raudoitetulla ruiskubetonilla, järjestelmällisellä pultituksella sekä noin 400 mm paksulla raudoitetulla pohjalaatala. Sortumamassat ruiskubetonin yläpuolella injektointiin sementillä.

Koska Bolmen-tunnelin poikkipinta-ala on melko pieni, joissakin sortuneissa kohdissa riitti teräksisen putken tunkkaaminen sortumakasan läpi. Sortumakohdat olivat pitkiä, jopa 20 metrisiä. Sortuneen kohdan lujitusrakenteet olivat pääasiassa muodostuneet kalliopulttien ja ruiskubetonin liittorakenteesta. Ruiskubetonikerroksen paksuus oli vain 200...250 mm.



Kuva 5.14 Bolmen-tunnelin sortumakohdan pituusleikkaus.

Betonimassa sisälsi kuituja, mutta rakenneraudoitusta ei käytetty lainkaan.

Bolmen-tunnelista saatujen kokemusten perusteella painotetaan erityistä tarkkuutta lujitusten määrityksessä eri kalliolaatujen vaihtumisvyöhykkeissä. Lisäksi suositellaan lujitusten ulottamista selvästi heikkousvyöhykkeiden ulkopuolelle "terveeseen" kallioon.

Kertyneiden kokemusten valossa voidaan todeta että kohdissa, joissa louhintatyön aikana on jouduttu injektoimaan, sortumavaara on pienempi kuin injektoimattomilla osuuksilla.

5.3.6 Sortuma Braviken-tunnelissa

Motala-joesta Ruotsissa johtaa raakavesitunneli Bravikenin paperitehtaaseen. Tunneli louhittiin 70-luvun puolivälissä ja sortuma tapahtui vuoden 1985 alkupuolella.

Sortuman jälkeen porattiin maanpinnalta useita reikiä, joiden avulla paikallistettiin sortunut heikkousvyöhyke.

Tuotantoseisokin lyhentämiseksi perustettiin tilapäinen pumppausasema ja vesijohto sortuman ohittamiseksi. Maanpinnalta porattiin 400 mm:n reikä tunneliin sortuman etupuolelle ja vesi pumpattiin ohi sortumakohdan. Kun vanha paperitehdas Norrköpingin keskustassa suljettiin, voitiin Norrköpingin ja Bravikenin välistä tilapäistä vesijohtoa käyttää veden johtamiseen tunnelin korjauksen ajan.

Tunnelin tyhjentämisen jälkeen havaittiin, että sortunut massa tukki koko tunnelin alan. Holvin jänneväli oli sortuman yhteydessä kasvanut 10 metriin.

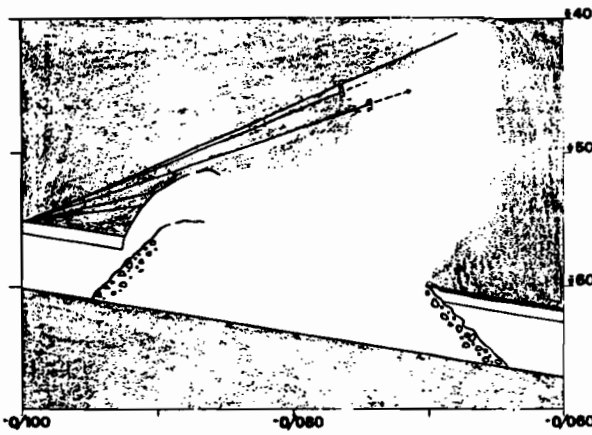
Kun ensimmäiset tutkimusreiät sortumaan oli porattu ja tutkittu videoimalla sekä reikätehystyksellä, päätettiin lävistää sortuma, vaikka ohitustunnelin louhiminen oli ollut ensisijainen vaihtoehto suunnittelun aikana.

Kun sortumaan laajuus saatiin selvitettyksi, oli selvää, että sortuman jatkumisen estäminen vaatisi suuria panoksia. Näin oli taloudellisempaa ja nopeampaa lävistää sortuma.

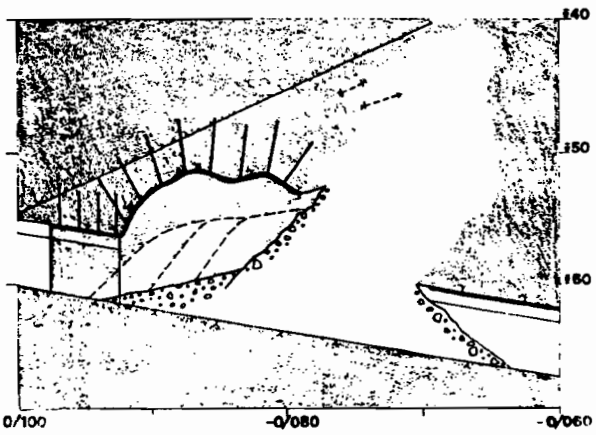
Aluksi kaivettiin sortuneet massat kuvan 5.15 mukaiselta alueelta pois ja lujitettiin holvi pultituksella ja kuituruiskubetonilla 12 metrin matkalla. Sortuman korkeudeksi mitattiin 24 metriä tunnelin pohjasta sortuman korkeimpaan kohtaan (kuva 5.16).

Sortuman suuresta korkeudesta johtuen pelkkä ruiskubetoni ei ole riittävä lujitus. Sortuman

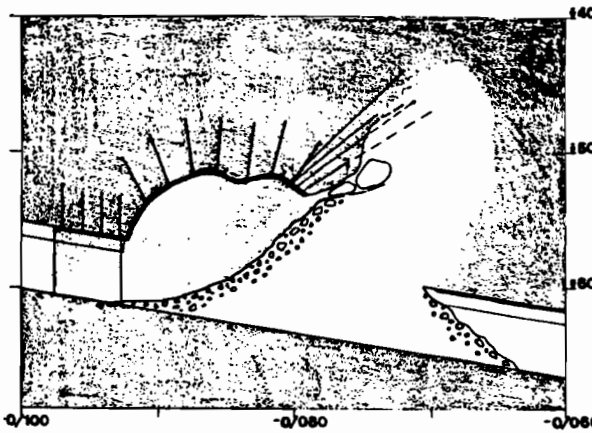
yläosa päätettiin täyttää pumppubetonilla. Sortumaan pumpattiin kaikkiaan 300 m³ betonia (kuva 5.17). Ruiskubetoni ja alla oleva louhe muodostivat valumuotin betonin varten.



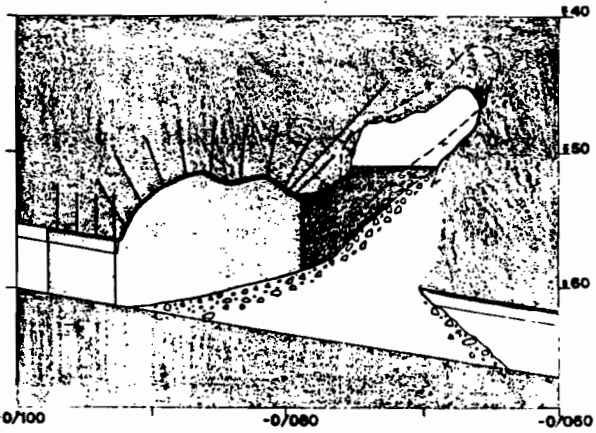
Kuva 5.15.



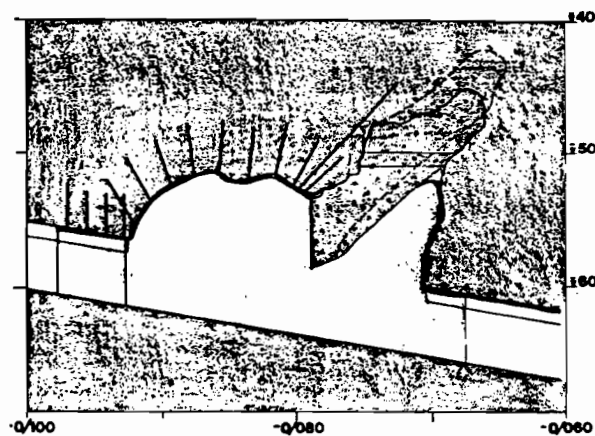
Kuva 5.16



Kuva 5.17.



Kuva 5.18.



Kuva 5.19.

Betonin kovettunutta sortunut massa kaivettiin pois. Seinät lujitettiin järjestelmäpultituksella ja raudoitetulla ruiskubetonilla. Jäljelle jäänyt ontelo täytettiin betonilla maanpinnalta porareian kautta. Sortuman kokonaistilavuus oli 1200 m³.

Sortuneen alueen pysyväksi lujitukseksi määritettiin järjestelmäpultitus 1 pultti / 4 m² neljän metrin pulttipituudella sekä kuituvahvisteinen ruiskubetoni, paksuus 200 - 300 mm.

Työt kestivät neljä kuukautta. Töitä tehtiin kahdessa vuorossa. Raportista ei ilmennyt oliko paisuvalla savella osuutta sortumaan.

5.3.7 Paisuvan heikkousvyöhykkeen läpäisy Järnvägsforsen-vesivoimalaitoksen tulotunnelissa

Järnvägsforsen-vesivoimalaitos sijaitsee Ruotsissa Ången lähellä Ljunganissa. Voimalan kalliotunneleiden yhteenlaskettu pituus on noin 11 km. Voimalan putouskorkeus on 87 m ja teho 105 MW. Voimalaitoksen tulotunneli lävistää useita diabaasivyöhykkeitä, joista useimmissa kallion laatu on huonoa. Yksi 12 metrin levyinen diabaasivyöhyke on täysin rapautunut ja muuttunut paisuvaksi kalliomassaksi.

Alueella tehdyt seismiset tutkimukset ja kolme kallionäytekairausta eivät antaneet viitteitä heikkousvyöhykkeestä (kuva 5.20).

Tulotunnelin poikkipinta-ala oli 100 m² ja se louhittiin kahdessa vaiheessa kattoperä-penger-menetelmällä. Louhittaessa kattoperää paisuvassa vyöhykkeessä lujitettiin holvi ja seinät teräskuituvahvistetulla ruiskubetonilla välittömästi jokaisen katkon jälkeen ilman minkäänlaista kallion vesipesua. Näin stabiiloitiin kallion pinta, joka oli täysin kuiva. Se oli kuitenkin muuttunut epästabiiliksi nopeasti ilman kosteuden vaikutuksesta. Tässä vaiheessa ruiskebetonointi tehtiin penkereen yläpinnasta alkaen ja ankkuroitiin lisäksi pulteilla alaosaan kallioseinaan.

Kun kattoperä oli sivuuttanut heikkousvyöhykkeen, ruiskubetonilujitusta täydennettiin kahdella lujitetulla ruiskubetonikaarella (RRS) ja seinien alaosien lisäruiskutuksella jolloin pult-

tien päät sidottiin rakenteellisesti ruiskubetoniin (kuva 5.22). Lisäksi seiniin asennettiin konvergenssipultit mittauksia varten. Näin voidaan tarkkailla tunnelin stabiliteettia.

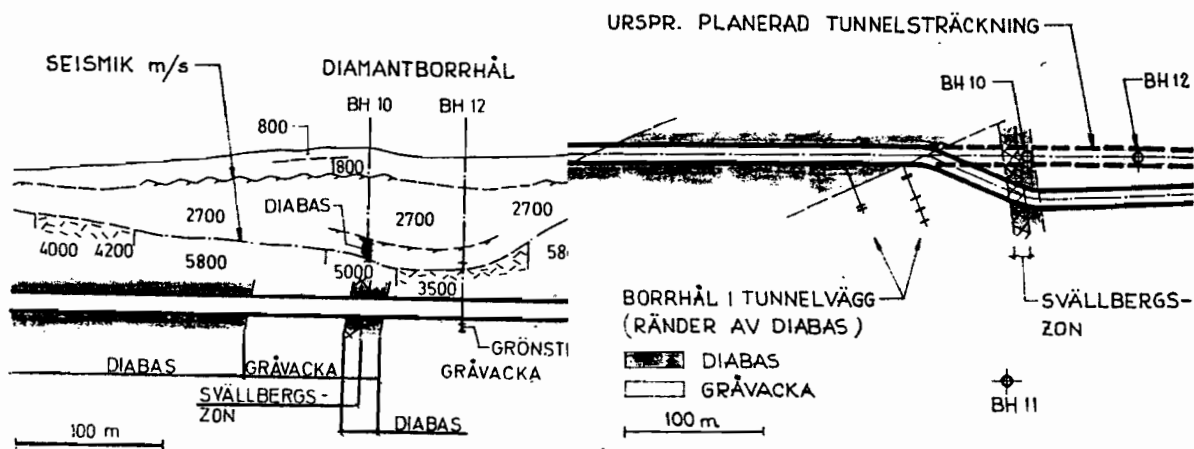
Louhintaa jatkettiin varovaisella pengelouhinnalla (kuva 5.23). Jokaisen katkon jälkeen seinät lujitettiin kuituvahvisteisella ruiskubetonilla. Paisuvan kalliomassan heikosta lujuudesta johtuen tapahtui kuitenkin selvästi aiottua enemmän ylilouhintaa. Myös seinien alaosiin asennettiin konvergenssipultit (kuva 5.24).

Noin 45 päivää penkereen louhinnan jälkeen seinien välinen etäisyys oli pienentynyt noin 10 mm (kuva 5.25). Tämän jälkeen tehtiin lopullinen lujitus mahdollisimman nopeasti (kuvat 5.26 ja 5.27).

Raudoitettu betonilattia valettiin 14 vrk myöhemmin, jossa ajassa penkereen seinien välinen etäisyys oli pienentynyt 8 mm (kuva 5.25). Kun pohjavalu oli tehty kallion liike pysähtyi.

Lopullinen lujitus esitetään kuvissa 5.26 ja 5.27. Kun tunneli täytettiin vedellä joulukuussa 1975, ei havaittu seikkoja, jotka ilmentävät epästabiliteettia (liikkeitä, halkeilua jne).

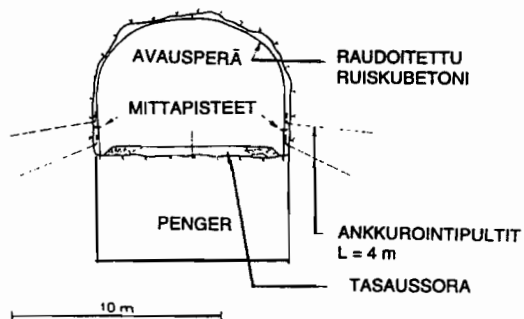
Kuvaillun menetelmän avulla on mahdollista ohittaa paisuva heikkousvyöhyke kohtuullisen nopeasti. Tunnelin yläpäässä, missä diabaasijuonet olivat melko yleisiä, kattoperän etenemä oli 25 m/viikko. Tunnelin alapäässä jossa kallion laatu oli melko hyvä, kattoperän etenemä oli 40-50 m/viikko. Heikkousvyöhykkeessä etenemä kattoperässä oli 8 m/viikko. Parhaimmillaan etenemä oli jopa 60 m/viikko.



Kuva 5.20 Tunneliosuuden pituusleikkaus.

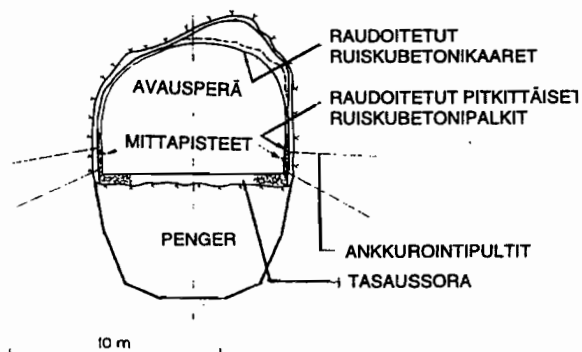
Kuvassa esitetty seismiset nopeudet,
kairaukset ja kivilajit.

Kuva 5.21 Tunneliosuuden kartta.



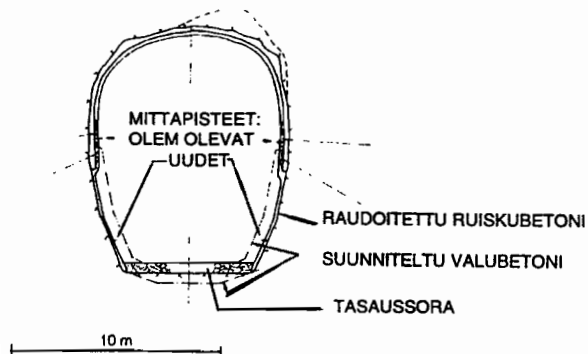
Kuva 5.22 Avausperän poikkileikkaus.

Louhinnanaikainen lujiitus kuituvahvisteisella
rilla ja ruiskubetonilla.

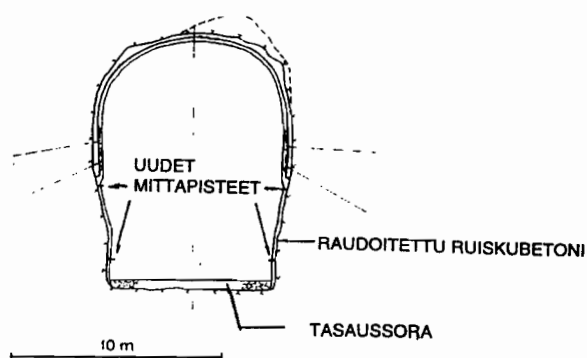


Kuva 5.23 Avausperän poikkileikkaus.

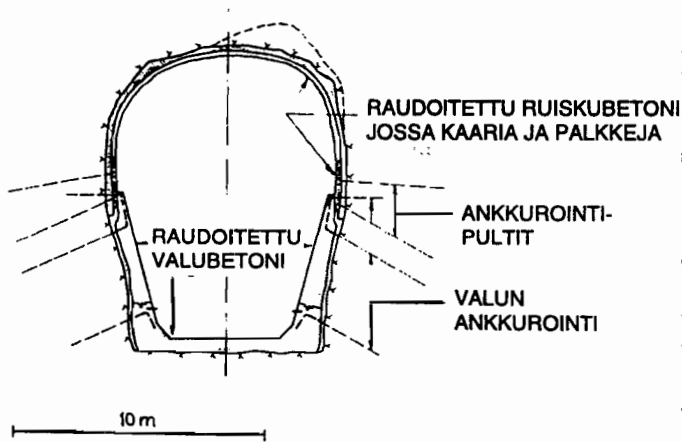
Täydentävä lujiitus ruiskubetonika-
pitkittäisillä palkeilla.



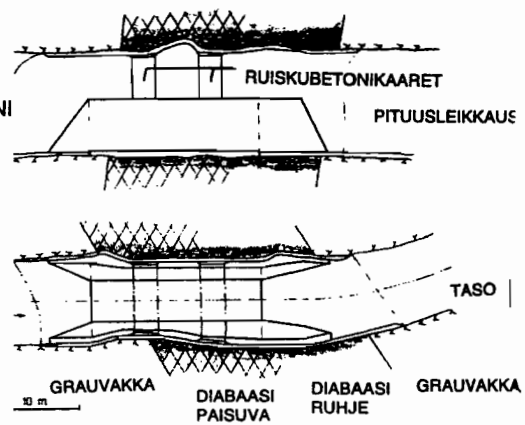
Kuva 5.24 Tunnelin poikkileikkaus. Penke-
reen suunniteltu louhinnanaikainen lujiitus.



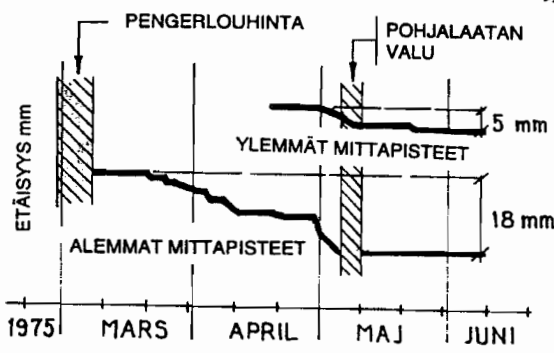
Kuva 5.25 Tunnelin poikkileikkaus. Penke-
reen suunniteltu louhinnanaikainen lujiitus.



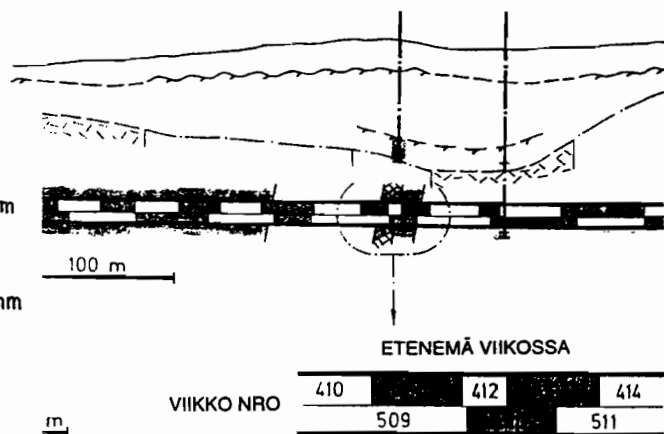
Kuva 5.26 Tunnelin poikkileikkaus.
Lopullinen lujuus.



Kuva 5.27 Tunnelin pituusleikkaus.
Lopullinen lujuus. (Grauvakka = savi-
nen kalkkikivi).



Kuva 5.28 Tunnelin konvergenssimittaukset.



Kuva 5.29 Tunnelin pituusleikkaus. Viikkoetenemä.

5.3.8 Höljes-vesivoimalaitos

Höljes-vesivoimalaitos sijaitsee Ruotsissa Klaraälven-joen varrella. Voimalaitoksen poistotunnelin pituus on 4 km ja poikkipinta-ala 145 m². Tunneli lävistää monia erilaisia kivilajeja pohjoisosan porfyyrasta eteläosan kvartsiittiin, gneissiin ja leptiittiin. Monin paikoin esiintyy rapautuneita kiviä joissa on serisiittiä, kiilteitä ja amfiboliittia.

Jyrkkäkaateinen amfiboliittijuoni rajoittuu heikkousvyöhykkeisiin, jotka muodostuvat klo-

riittipitoisista liuske- tai savimateriaaleista. Osassa joen suuntaisen heikkousvyöhykkeen rajoista on täytteenä hienoksi jauhautunutta kalliota ja osassa savea. Irtomateriaali on eroosion kuluttamaa. Esimerkkinä huonolaatuisesta kalliosta voidaan mainita, että padon alapuolisen kuivatustilan 8 metrin paksuinen kalliokatto romahti 2,2 metriä leveään tunneliin amfiboliittijuonen suuntaisesti ja teki 3 m² reiän kalliokattoon. Tila lujitettiin valubetonivuorauksella.

Poistotunnelin louhinta oli erittäin hankalaa ja vaati runsaasti lujituksia. Osalla matkaa tunnelin poikkipinta-alaa jouduttiin pienentämään 145 m²:stä 85 m²:iin sekä käyttämään järeää lujitusta. Kallioperän savi aiheutti ongelmia louhinnan aikana, mutta saven koostumuksesta ja paisuntapaineista ei ole tietoa.

Vaikeista olosuhteista johtuen lujituskustannukset nousivat louhintakustannuksia suuremmiksi (104% louhintakustannuksista). Lujitukseen käytettiin kaikkiaan 40 000 m³ valubetonia ja 10 000 m³ ruiskubetonia.

5.3.9 Långå-vesivoimalaitos

Långå-vesivoimalaitos sijaitsee Ljusnassa Härjedalen tunturialueella Ruotsissa. Tavallisimmat kivilajit alueella ovat gneissi, gneissigraniitti, sparagmiitti, kvartsiitti, vihreäkivi ja liuskeet. Sen tunneleiden yhteispituus on noin 24 km.

Voimalaitos käyttää kahta varastoallasta, joiden putouskorkeudet ovat keskenään erisuuret. Lossenmagazin-tekoaltaasta lähtevän Lossen-tunnelin lujituskustannukset on tutkittu tarkasti myöhemmin. Tunnelin pituus on 10,7 km ja poikkipinta-ala 48 m². Ruiskubetonia on käytetty tunnelin työnaikaisiin ja lopullisiin lujituksiin kaikkiaan 6300 m³. Kallion huonosta laadusta johtuen 70% ruiskubetonoinnista tehtiin työn aikana (4400 m³). Tunneli lävistää 15 suurta savivyöhykettä. Näistä 11 lujitettiin eri vahvuisilla ruiskubetonikerroksilla (60 - 400 mm), kaksi lujitettiin pelkästään pultitusta käyttämällä ja yksi jätettiin lujittamatta. Yhdessä kallion laatu oli niin huono, että lujituksena käytettiin valubetonivuorausta, holvi kuitenkin ruiskubetonoitin.

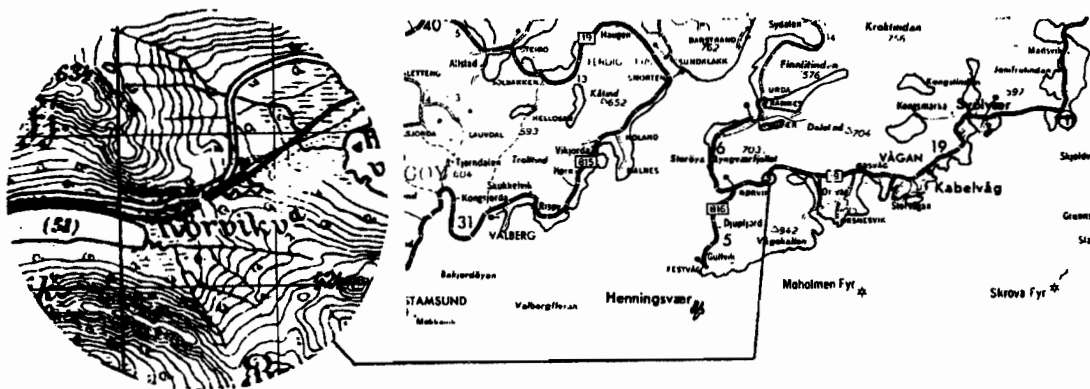
Yksittäisen heikkousvyöhykkeen lujituskustannukset olivat keskimäärin 760 000 SEK (v. 1973 hintataso), mikä vastaa 11 % osuutta lujitusten kokonaiskustannuksista.

Långå-voimalassa mitattiin savinäytteiden paisuntapaineita ja paisumisia. Lossen-tunnelissa paisuntapaine oli 410 kPa, vapaa paisuminen 197 % ja kokonaispaisuminen 15,2 %. Mittätunnelin pituus on 6500 m ja poikkipinta-ala 38 m². Mitattu paisuntapaine oli 360 kPa, vapaa paisuminen 160 % ja kokonaispaisuminen 10,9 %. Poistotunnelin pituus on 3000 m ja poikkipinta-ala 75 m². Mitattu paisuntapaine oli 90 kPa, vapaa paisuminen 112 % ja kokonaispaisuminen 4,6 %. Kokonaispaisuminen määritettiin paisuntapainekokeen yhteydessä. Kun paisuntapaine oli määritetty vapautettiin näytteen kuormitus ja näytteen mitattu suhteellinen kuormittamaton paisuminen ilmaistaan kokonaispaisumisena.

5.4 ESIMERKKITAPAUKSIA NORJASTA

5.4.1 Sortuma Rörvikskaret-tietunnelissa

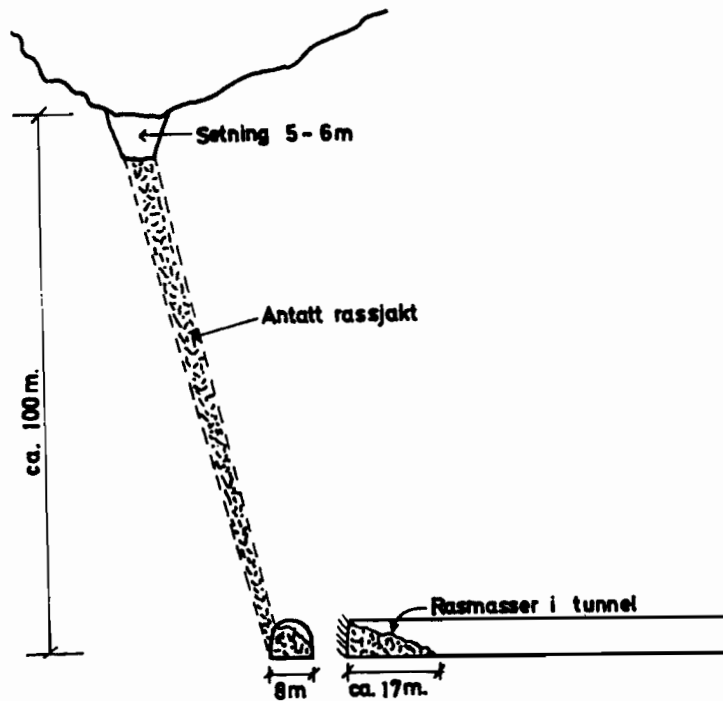
Rörvikskaret sijaitsee Lofoteilla Pohjois-Norjassa. Tunnelin pituus on 740 m. Geologisten tutkimusten yhteydessä vuonna 1964 todettiin, että tunneli lävistää heikkousvyöhykkeen, mikä voi aiheuttaa korkeita lujituskustannuksia. Maaliskuun 18. päivänä 1970 katkon räjäytyksen ja lastauksen edistyessä normaalisti työntekijät huomasivat palattuaan lounastauolta, että tunnelin perän eteläseinästä n. 200 metriä tunnelin itäpäästä oli sortunut kolme metriä pitkä ja metrin korkuinen kappale.



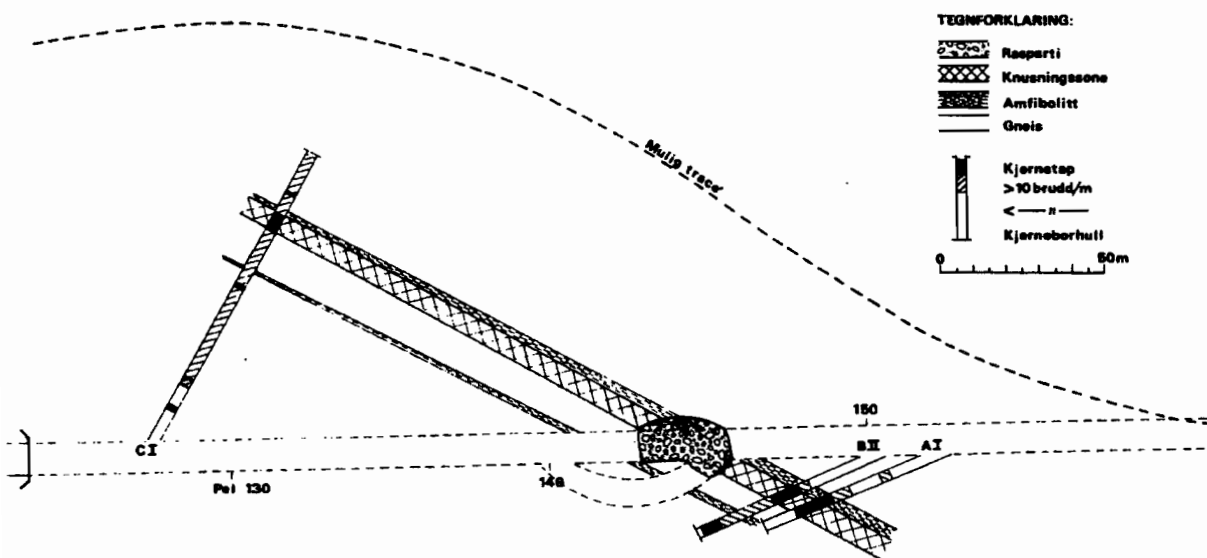
Kuva 5.30 Rörviksäretin tunnelin sijainti.

Ajan myötä sortuma laajeni ja oli 4.4.1970 kostea, ei kuitenkaan märkä. Materiaali täytti koko tunnelin leikkauksen 15 metrin matkalla ja lisäksi osan siitä 17 metrin matkalla. Saman-

aikaisesti huomattiin, että maanpinta oli vajonnut sortuman yläpuolella 5-6 metriä. Tunnelin kalliokaton paksuus oli n. 100 metriä.



Kuva 5.31 Sortuman poikkileikkaus. Sortuneen kalliokatonpaksuus on n. 100 metriä.



Kuva 5.32 Heikkousvyöhykkeen sijainti ja suoritettut kallionäytekairaukset.

Sortunut materiaali muodostuu liuske/grafiitti-kaltaisesta hienoaineksesta ja saippuamaisista kivistä ja lohkareista. Hienoaines koostuu pääosin liuskeista, montmorilloniitista ja talkista. Sinertävä kallio koostuu montmorilloniitista, talkista ja amfiboliitista sekä ruskea kallio pääosin liuskeista, montmorilloniitista ja talkista. Rapautunut vyöhyke vastaa todennäköisesti

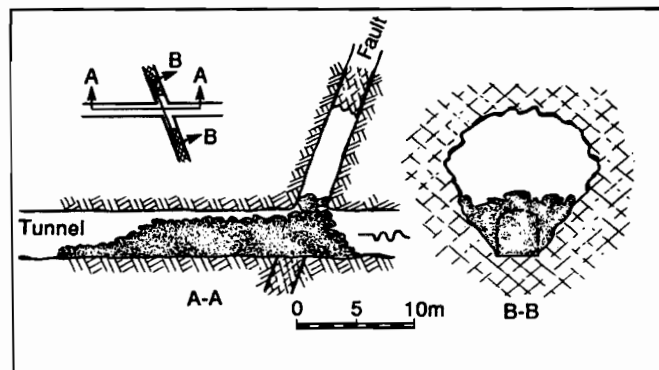
amfiboliittivyöhykettä.

Heikkousvyöhykkeen lujituksena on käytetty pulttusta, kalliositeitä ja verkkoa.

5.4.2 Sortuma Hemsil-vesivoimalaitoksen tulotunnelissa

Norjalaisen Hemsil-vesivoimalaitoksen tulotunneli on pituudeltaan 14 km ja sen poikkipinta-ala on 12 m². Kivilaji on pregambrista gneissia ja graniittia. Päärakosuunta on jyrkkäkaateinen, tunnelia lähes suorassa kulmassa leikkaava. Tunnelin heikkousvyöhykkeet ovat jopa 8 metriä leveitä, ja muodostuvat enimmäkseen murskaantuneesta kalliosta jossa on savijuonia. Heikkousvyöhykkeet on pääsääntöisesti lujitettu valubetonivuorauksella, mutta jotkut pienemmät heikkousvyöhykkeet on lujitettu ruiskubetonilla.

Kahdeksan vuoden käytön jälkeen tunneli tyhjennettiin tarkastusta varten kasvavasta painehäviöstä johtuen. Tunnelista löydettiin 200 m³:n sortuma alueelta, missä tunneli oli lujitettu pelkällä ruiskubetonilla. Sortuma oli aiheutunut 2,5 metriä paksusta karkeasta breksia-vyöhykkeestä, jossa oli useita kapeita paisuvahilaisia savijuonia. Kaikki heikkousvyöhykkeissä ollut ruiskubetoni rusnattiin pois (kuva 5.33).



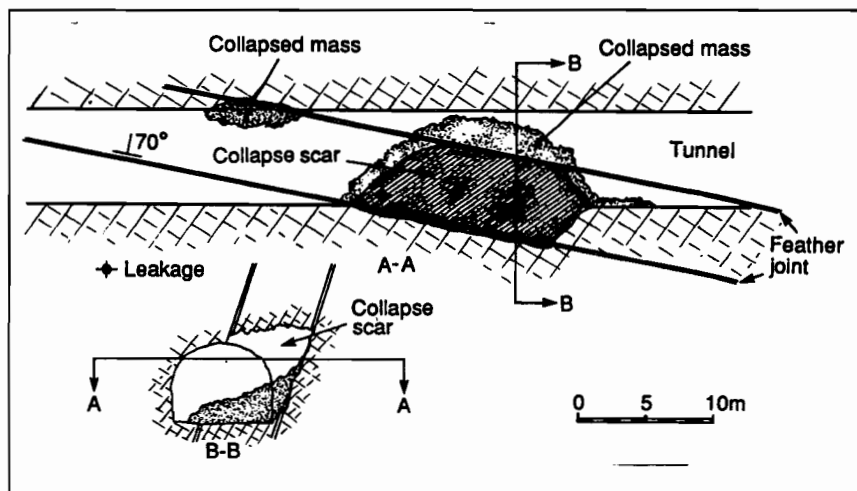
Kuva 5.33. Hemsil-vesivoimalaitoksen tunnelin tukkeutuminen.

5.4.3 Sortuma Tunnsjöedal-vesivoimalaitoksen poistotunnelissa

Tunnsjöedal-vesivoimalaitos sijaitsee myös Norjassa. Poistotunnelin poikkipinta-ala on 35 m² ja kallio on paleotsoonista graniitti-gneissia. Tässä tapauksessa sortuma tapahtui vähän

louhinnan jälkeen, kun savi joutui kosketuksiin veden kanssa. Tässä tunnelissa paisuvat savet eivät rajoitu vain rakotäytteisiin, vaan on pääasiassa liittynyt ehjään rapautuneeseen kallioon, missä maasälpä on muuntunut montmorilloniitiksi.

Louhinnan aikana tunnelissa havaittiin pieni lievä ruhjevyöhyke, joka ei kuitenkaan vaikuttanut tunnelin pysyvyyteen niin kauan kun se oli kuiva. Kuitenkin eräällä osuudella oli kaksi vuotavaa kalliorakoa joiden välinen alue kastui. Tällä alueella alkoi ilmetä sortumia noin kaksi viikkoa louhinnan jälkeen (kuva 5.34) noin 30 metrin matkalla. Sortuman tapahduttua alkoi melko hankala ja aikaa vievä kallion lujittaminen. Lujitus muodostui pääasiassa valubetonivuorauksesta ja se oli asennettava nopeasti sortuman jatkumisen ehkäisemiseksi. Työn aikana oli yllättävää huomata, että silminnähtävästi lujan näköinen graniitti hajosi saviseksi mudaksi joutuessaan tekemisiin veden kanssa.



Kuva 5.34 Sortuma Tunnsjöedalin vesivoimalan poistotunnelissa. Betonivuorauksen nopea asentaminen todennäköisesti esti sortuman laajentumisen (Selmer-Olsen ym. 1989).

Kalliomassan suhteellisen pitkä pysyvyysaika on selitettävissä siten, että kalliomassan huono absorptiokyky johtuu rapautuneen graniitin huonosta sisäisestä vedenjohtavuudesta. Kallioissa joissa smektiitti on lähinnä vain rakotäytteenä, pysyvyysaika on vastaavissa olosuhteissa yleensä vain 1-2 vuorokautta.

Myös tätä tunnelia louhittaessa tiedettiin kallioperän sisältävän paisuvahilaisita savea, mutta siihen ei suhtauduttu riittävällä vakavuudella.

5.4.4 Sortuma Kvineshei-rautatietunnelissa

Kvineshei-rautatietunneli sijaitsee 400 km:n junamatkan päässä Oslostalounaaseen. Tunnelin pituus on 8 km. Tässä tapauksessa tunnelin sortuma johtui rakotäytteen paisumisesta ja pehmenemisestä. Tunneli sijaitsi pregambrisessa graniitissa, jossa oli voimakkaasti vettä vuotavia jyrkkäkaateisia montmorilloniittipitoisia kalsiittijuonia. Epäonneksi kaksi erityypistä vyöhykettä leikkasi toisensa tunnelissa pisteessä missä oli voimakasta vesivuotoa. Tähän kohtaan oli asennettu salaojitettu valubetonivuoraus 25 metrin matkalle.

Eräänä päivänä, noin kahdeksan vuotta tunnelin valmistumisen jälkeen, havaittiin betoniverhouksessa rakoja. Lisäksi samaan aikaan vuotovedet vähenivät dramaattisesti. Muutama päivä myöhemmin koko verhous ja tunnelin holvi sortui. Sortuman korkeus oli 34 metriä. Se oli muodoltaan pyöreä ja sen halkaisija oli 4 - 6 metriä. Sortuman korjaus oli erittäin vaarallista, kallista ja aikaa vievää.

Todennäköisesti tunnelin sortuma johtui tunnelin vuotovesien virtauksesta. Tunnelin ja kalsiittijuonen yläpuolella sijaitsee suuri suo. Vuotava vesi liuotti kalsiittia ja huuhtoi pois materiaalia vyöhykkeessä tehden tilaa paisumiselle ja viereisen rapautuneen kallion pehmenemiselle. Tämä sai vedellä kyllästetyn materiaalin sortumaan äkillisesti, valubetoniverhouksen murtumaan ja salaojituksen tukkeutumaan. Tällöin verhouksen taakse nopeasti muodostunut korkea vedenpaine aiheutti verhouksen murtumaan.

Myös tätä tunnelia louhittaessa tiedettiin kallioperän sisältävän paisuvahilaista savea, mutta siihen ei suhtauduttu riittäväällä vakavuudella.

5.4.5 Useita sortumia Rafnes-raakavesitunnelissa

Rafnes-raakavesitunnelin poikkipinta-ala on 16 m². Osittain meren alapuolella oleva tunneli sijaitsee pregambrisessa gneississä ja amfiboliitissa, joita leikkaa useita jopa 5 metriä paksuja savivyöhykkeitä. Lisäksi kallio on rapautunut usein savivyöhykkeiden molemmilla puolilla paisuviksi savimineraaleiksi. Koska vyöhykkeet olivat kuivia vain muutamat niistä aiheuttivat vähäisiä pysyvyysoongelmia louhinnan aikana, mutta niistä kaikista selvittiin louhinnan aikaisella ruiskubetonoinnilla. Täydentävää ruiskubetonointia, usein kuituvahvisteista, käy-

tettiin tunnelin lopullisena lujituksena.

Muutama kuukausi sen jälkeen kun tunneli oli täytetty vedellä, mutta ei ollut vielä käytössä, tunneli tukkeutui useiden sortumien takia. Tarkastettaessa tyhjennettyä tunnelia havaittiin, että jopa 300 mm paksu kuituvahvisteinen ruiskubetoni oli pettänyt noin 30 kohdassa ja suuremmat sortumat olivat tukkineet tunnelin neljässä kohdassa. Sortuma aiheutui paisuvasta savesta osittain yhdistyneenä rapautuneeseen kallioon, sekä siitä että ruiskubetonia oli käytetty välittömästi louhinnan jälkeen. Välittömästi louhinnan jälkeen tehty ruiskubetoni ei anna savelle tilaa paisua, aiheuttaen suuren paisuntapaineen kehittymisen.

Tässä yhteydessä on mielenkiintoista havaita, että sortuneen tunnelin kanssa yhdensuuntainen läheinen 15 vuotta vanha vesitunneli oli lujitettu valubetonivuorauksella, eikä siinä ole tapahtunut sortumia. Ennen betonin valua ja kovettumista ehtii tapahtua jonkin verran saven paisumista ja tunnelin radiaalisia muodonmuutoksia. Myös betonin ja tunnelin holvin väliin jäävä vapaa tila antaa ylimääräistä tilaa saven alkupaisumiselle.

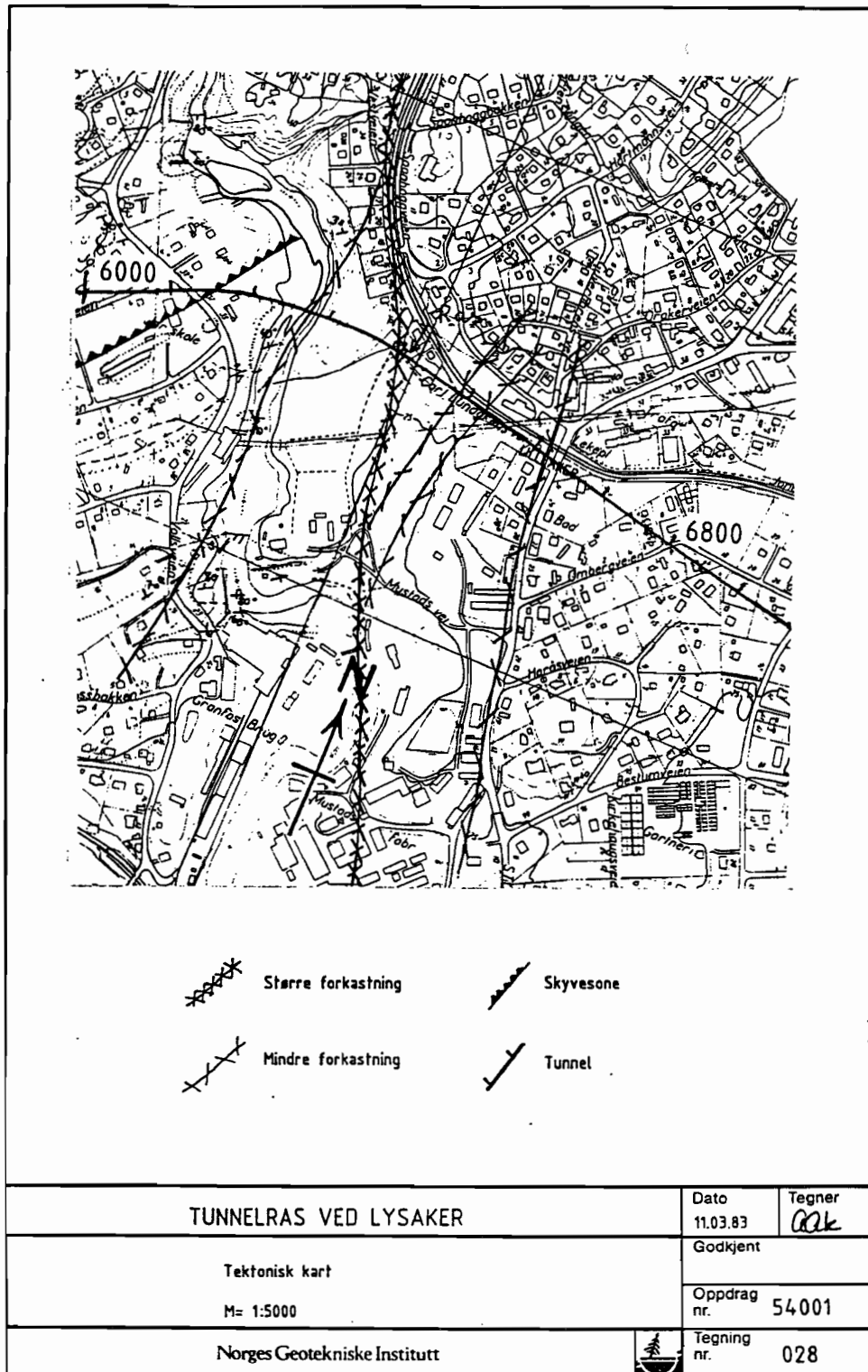
Koska sortumat tapahtuivat ennen tunnelin käyttöönottoa, enimmäkseen hienorakeiset sortuneet massat eivät kulkeutuneet virtauksen mukana pois, mikä rajoitti sortumien kokoa. Yhdessä suurimmista sortumista asennettiin juotetut pultit heikkousvyöhykkeen läpi ennen sortuneen massan poistoa tunnelin holvin stabiloimiseksi. Pultitus ei ollut kuitenkaan riittävä estämään sortuman jatkumista. Tuloksena oli paljon entistä suurempi sortuma, missä vedellä kyllästetty sortunut materiaali kulkeutui pitkän matkan kaltevassa tunnelissa. Tällöin sortuma voisi kehittyä maan pintaan asti noin 50 metriä holvin yläpuolelle, koska sortunut materiaali ei estä sortuman kehittymistä.

5.4.6 Sortuma Sandvika-Lysaker-viemäritunnelissa

Jäteveden puhdistamo sijaitsee maanalaisissa kalliotiloissa Bjerkåssa Oslon lounaispuolella. Puhdistamon yhteyteen on louhittu kallioon useita kymmeniä kilometrejä jätevesitunneleita. Tunnelit kulkevat kambrosiluurisissa sedimenttikivissä, pääasiassa kalkkikivessä ja saviliuskeissa. Alueella on myös runsaasti syväkiviä. (Løset 1983, Løset et al 1985).

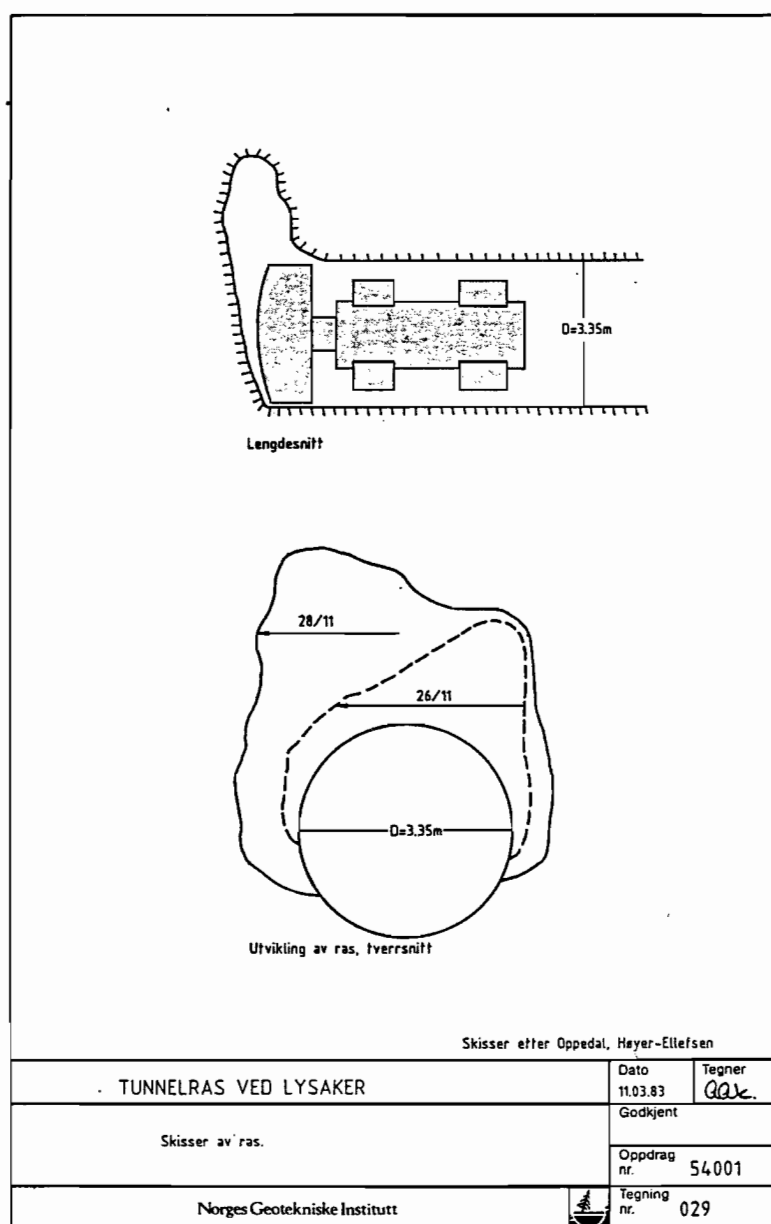
Alueella esiintyy myös paisuvaa bentoniittisavea. Se on alunperin vulkaanista tuhkaa joka on

sedimentoitunut ja esiintyy muutamien senttimetrien paksuisina kerroksina. Esiintyvät savi-vyöhykkeet esiintyvät joko liuskeisuuden suunnassa tai pohjois-eteläsuuntaisina pystyasentoisina vyöhykkeinä siirroksissa tai syväkivijuonissa. Paksuimmat savivyöhykkeet voivat olla useita metrejä leveitä, mutta tavallisesti ne ovat vain muutamien senttimetrien levyisiä. Kalkkisälpä on näissä olosuhteissa erittäin tavallinen rakotäyte erityisesti vetoraoissa.



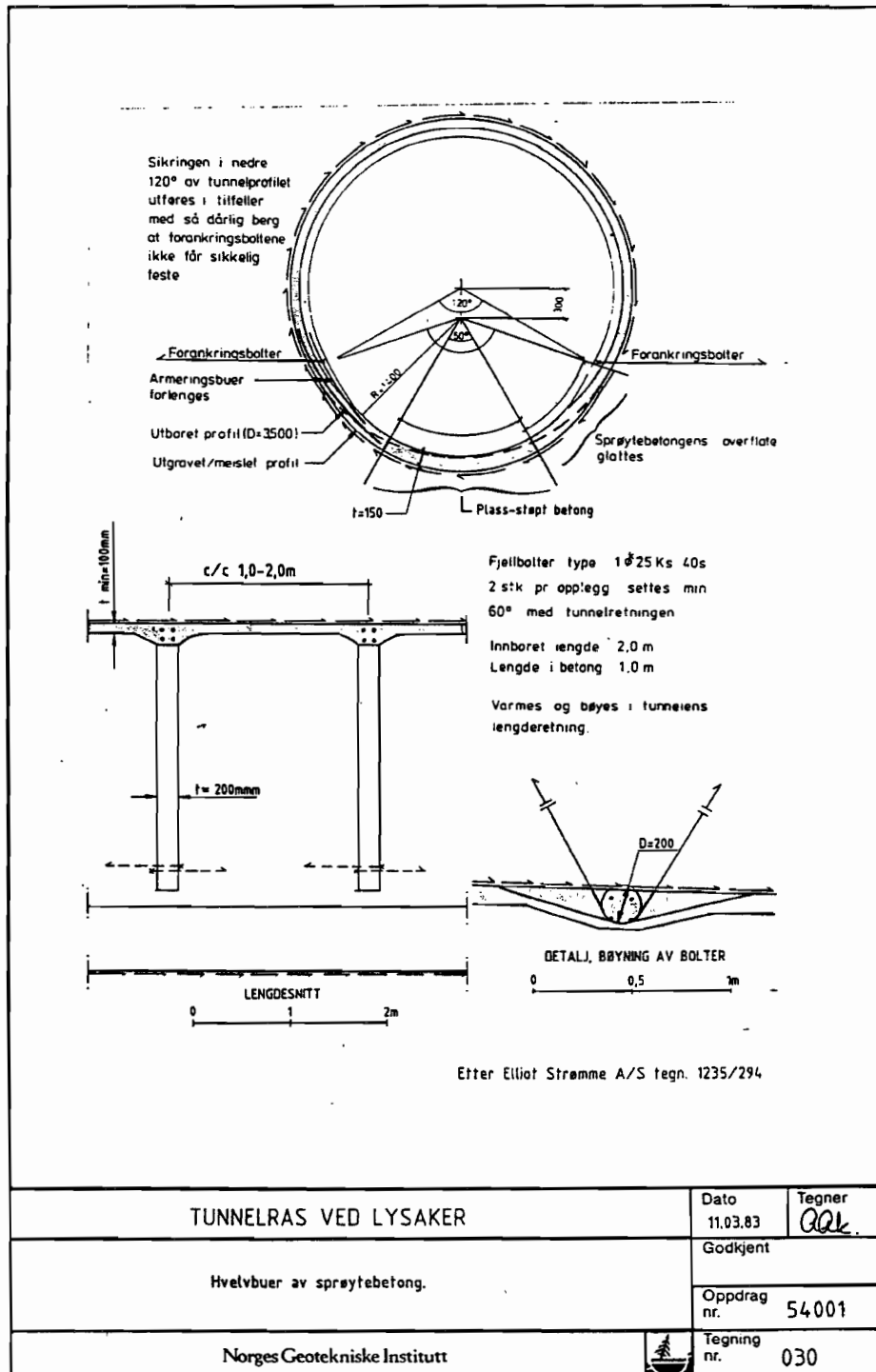
Kuva 5.35. Lysakerin alueen tektoninen kartta.

Sandvika-Lysaker-viemäritunneli louhittiin TBM-menetelmällä Wirth tunnelinporauskoneella. Tunnelin halkaisija on 3,35 metriä. Pl 6400 kohdalla hieman Lysaker-joen jälkeen, tunnelin louhinta eteni heikkousvyöhykkeeseen. Poraus siinä tapahtui epätavallisen pienellä syöttövoimalla ja noin neljän metrin jälkeen poraus pysäytettiin lujituksia varten. Tarkoituksena oli asentaa pitkiä viistoja ennakkopultteja, mutta tällöin tunneli sortui. Sortuma laajeni useiden päivien aikana edelleen. Sortuman leviämisen taaksepäin esti todennäköisesti TBM-koneen suhteellisen suuri ankkuroinnin tukijalka. Sortuma saatiin tuettua ruiskubetonin ja aluslevyillä varustettujen pulttien avulla porausta voitiin jatkaa. Porausta jatkettiin tämän jälkeen 0,5 metrin jaksoissa, jotka lujitettiin ruiskubetonilla. Näin edettiin 8 - 10 metriä leveän heikkousvyöhykkeen läpi.



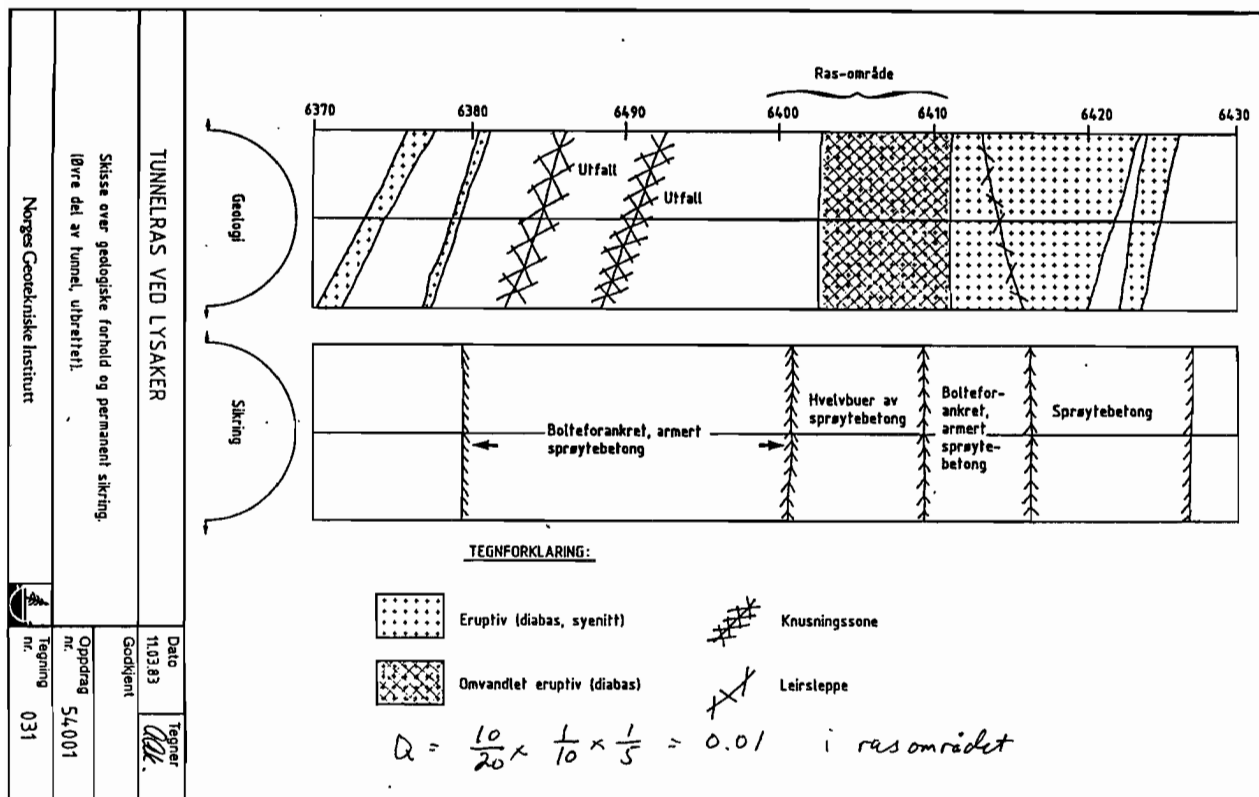
Kuva 5.36. Sandvika-Lysaker -tunnelin sortuman pituus- ja poikkileikkaus.

Sortuma sattui pohjois-etelä -suuntaisessa heikkousvyöhykkeessä. Sortunut heikkousvyöhyke muodostuu 20 m leveästä diabaasijuonesta, jonka toinen laita on vahvasti murskaantunut ja rapautunut. Ensisilmäyksellä se näyttää normaalilta kiveltä, mutta tarkemmin tutkittaessa osoittautuu, että se on pehmeää ja heikkoa materiaalia. Materiaali hajoaa veden ja ilman vaikutuksesta. Tällaisissa vyöhykkeissä tapahtuu helposti sortumia, jos työnaikaista lujitusta ei tehdä riittävän nopeasti.



Kuva 5.37. Ruiskubetonista rakennettu holvikaari.

Diabaasijuonet ovat erittäin tavallisia Osloon alueen sedimenttikivissä. Diabaasi muodostuu n. 50% kalsiumpitoisesta plagioklaasista ja n. 50% tummista mineraaleista kuten pyrokseeneista, amfibolista tai biotiitista. Rapautumaton diabaasi on luja ja sitkeä kivilaji, mutta se voi muuntua ja rapautua suhteellisen helposti, jolloin primäärimineraalit muuntuvat savimineraaleiksi.



Kuva 5.38. Geologia ja lujitus tunnelin eri osissa.

Analyysien perusteella näytteessä oli 30 % smektiittiä, 40 % kloriittiä, kiilteitä 15 %, maa-sälpää 10 % ja kvartsia 5 %. Mitattu paisuntapaine oli melko alhainen, 100 kPa. Sortuminen tapahtui heikkousvyöhykkeen suuntaisessa murskaantuneessa kemiallisesti muuntuneessa diabaasivyöhykkeessä.

Heikkousvyöhykkeen läpäisyn jälkeen tunneliin tehtiin lopullinen lujitus. Huonoimpaan osaan ehdotettiin valubetonivuorattua kehärakennetta, mutta lujitus toteutettiin kuitenkin ruiskubetoniteknikalla ja lujitetuilla ruiskubetonikaarilla (RRS).

Jäteveden puhdistamoon liittyvistä viemäritunneleista otettiin louhinnan aikana kaikkiaan 47 savinäytettä, joiden mineraalikoostumus määritettiin. Näistä 15 on Sandvika-Lysaker-tunnelista. Neljästä näytteestä on määritetty myös paisuntapaine. Suurin määritetty paisunta-

paine oli 350 kPa. Näytteiden smektiittipitoisuus vaihteli välillä 0...65 %.

5.4.7 Tofte-raakavesitunneli

Toften selluloosatehtaan yhteydessä on kolme kilometriä pitkä raakavesitunneli. Alueen kallioperä on graniittia. (Løset 1983).

Savi esiintyy enemmän tai vähemmän epäselvissä juonissa, joissa maasälpä on kokonaan tai osittain rapautunut saveksi. Kivilajit ovat suurelta osin säilyttäneet alkuperäisen rakenteensa, myös savivyöhykkeissä. Kuivana niiden lujuus voidaan helposti yliarvioida.

Alueella esiintyy kahta eri tyyppistä savea, punertavaa joka muodostuu lähes pelkästä smektiitistä ja vihertävää jonka smektiittipitoisuus on tavallisesti <50 %. Korkeasta smektiittipitoisuudesta huolimatta paisumispaine on melko alhainen (keskimäärin n. 180 kPa). Tämä johtuu todennäköisesti siitä, että savi on kalium-smektiittiä, koska alueen graniitti sisältää runsaasti kalimaasälpää.

Tunnelista otettiin kahdeksan savinäytettä joiden mineraalikoostumus määritettiin. Näistä kolmelle määritettiin myös paisuntapaine. Suurin määritetty paisuntapaine oli 250 kPa. Näytteiden smektiittipitoisuus vaihteli välillä 30...100 %. Heikkousvyöhykkeiden lujituksina oli käytetty valubetonia ja pultitettua ruiskubetonia.

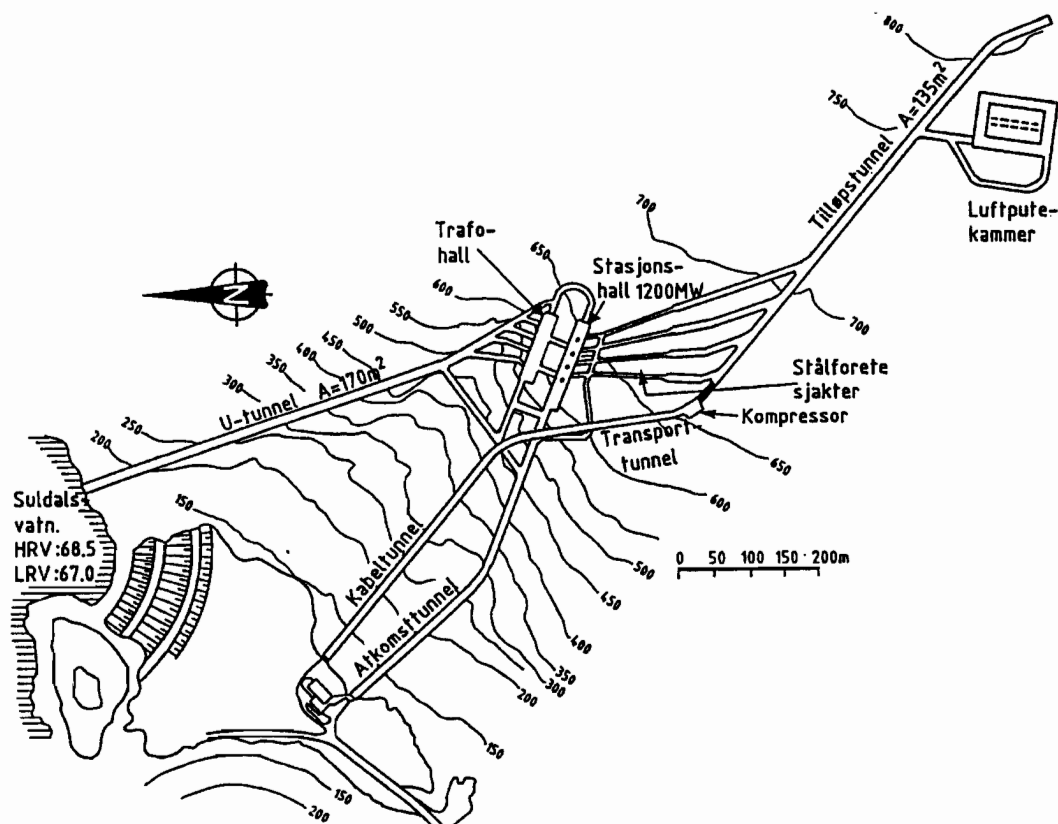
5.4.8 Ulla-Førre-vesivoimalaitos

Ulla-Førre-vesivoimalaitos Rogalandissa Etelä-Norjassa on Norjan suurin vesivoimalaitos (1983). Se muodostuu useista voima-asemistä ja ympäröivästä tunnelijärjestelmästä. Alueen kallioperä muodostuu pregambrisesta graniitista sekä graniitti- ja dioriittigneissistä. (Løset 1983).

Alueella esiintyy erityyppisiä savia. Savivyöhykkeen koostumus on suhteellisen riippuvainen savityypistä ja myös sivukivilajeista. Savivyöhykkeille on ominaista korkea smektiittipitoisuus, keskimäärin 42%. Myös paisuntapaine on suhteellisen korkea, keskimäärin 420 kPa.

Korkea paisuntapaine selittyy suurella natrium-smektiitipitoisuudella. Tämä johtuu osittain alueen kivilajien suuresta plagioklaasipitoisuudesta (natriummaasälpä).

Tunneleissa on erityisen paljon ongelmia vuotovesien kanssa. Vuodot tulevat erityisesti huuhtoutuneista kalkkiraoista, sekä rapautuneista soraraoista. Vuotavat raot eivät tavallisesti sisällä savea.



Kuva 5.39. Ulla-Førre-vesivoimalaitoksen kalliotunnelit (Løset, 1994).

Tunneleista otettiin kaikkiaan 58 savinäytettä, joiden mineraalikoostumus määritettiin. Näistä 23:lle määritettiin myös paisuntapaine. Suurin määritetty paisuntapaine oli 1 500 kPa. Näytteiden smektiitipitoisuus vaihteli välillä 0...55 %.

5.4.9 Eidfjord-vesivoimalaitos

Eidfjord-vesivoimalaitos sijaitsee Hardangerissa, Etelä-Norjassa. Alueen kivilaji on pääasiassa gneissiä ja graniittia. Gneissi on pääasiassa graniittigneissiä. Alueella esiintyy eri tyyppisiä savivyöhykkeitä, joiden smektiitipitoisuudessa esiintyy suurta vaihtelua. Kokeiden perusteella saven keskimääräinen smektiitipitoisuus on 16%, ja vaihtelee välillä 0...90 %.

Keskimääräinen paisuntapaine on 280 kPa, suurimman paineen ollessa 1350 kPa. Tämä korkea paine esiintyy vain yhdessä ohuessa raossa, jonka smektiittipitoisuus on 90 %. Louhinnan aikana ei esiintynyt pysyvyyssongelmia. (Løset 1983).

5.4.10 Skjomenan-vesivoimalaitos

Skjomenan-vesivoimalaitos sijaitsee Pohjois-Norjassa. Alueen kivilaji on pääasiassa graniittia, jossa on biotiittivyöhykkeitä. Näiden vyöhykkeiden paksuus voi olla useita metrejä. Jotkin näistä vyöhykkeistä sisältävät vain biotiittia, toiset lisäksi kloriittia ja hieman smektiittia. Keskimääräinen smektiittipitoisuus on 12%. Tunneleista otettiin kaikkiaan 18 näytettä joiden mineraalikoostumus määritettiin. Kohteessa on analysoitu vain kokonaisainemäärät eikä hienoaineksen ($<20\ \mu\text{m}$) mineraalijakaumaa. Tulokset eivät siksi ole suoraan vertailukelpoisia. Hienoaineksen smektiittipitoisuudet ovat todennäköisesti hieman korkeampia kuin 12%. Näytteille ei tehty paisuntapainemäärityksiä, mutta pysyvyyssolosuhteet eivät antaneet viitteitä suurista paisuntapaineista. (Løset 1983).

5.4.11 Alta-vesivoimalaitos

Alta-vesivoimalaitos sijaitsee Pohjois-Norjassa. Alueen kivilajit ovat pääasiassa kiilleliuske ja hiekkakivi. Yksittäisiä savijuonia esiintyy vaakaliuskeisuuden suuntaisesti. Yksittäisten jyrkkäkaateisten rakojen suunnassa esiintyy ohuita savivyöhykkeitä. Savivyöhykkeet muodostuvat pääasiassa kiilleistä ja kloriitista. Niiden smektiittipitoisuus on alhainen, keskimäärin 5%. Kuitenkin alhaisesta smektiittipitoisuudesta huolimatta eräästä näytteestä mitattiin 175 kPa paisuntapaine. Näytteen kokonaissmektiittipitoisuus oli 10% ja hienoaineksen ($<20\ \mu\text{m}$) vastaavasti 5%. Natrium-smektiitti, joka on plagioklaasin rapautumistuote, selittää suuren paisuntapaineen alhaisilla smektiittipitoisuuksilla. (Løset 1983).

6 JOHTOPÄÄTÖKSET

Paisuvia savia esiintyy Suomessa hyvinkin yleisesti kalliosavissa. Glasiaalisavissa näitä ei sen sijaan juurikaan esiinny. Paisuvia savia on pidetty harvinaisina, koska niitä ei ole tutkittu yleisesti. Kuitenkin niitä voidaan löytää suurella todennäköisyydellä kaikkialta Suomessa.

Epäiltäessä paisuvaa savea tulisi sille tehdä tutkimuksia sen laadun selvittämiseksi. Vapaa paisuminen kertoo hyvin yksinkertaisesti, onko kyseessä paisuvahilainen savi. Jos vapaa paisuminen on yli 70%, savi on paisuvaa. Koostumus voidaan varmistaa röntgendiffraktiometrianalyysin avulla. Mikäli savessa on paisuvia komponentteja tulisi savelle suorittaa paisuntapainekoe, koska eri smektiiteillä paisuntapaine vaihtelee huomattavasti. Yksinkertainen ödometrissä suoritettu paisuntapaineen mittausta antaa yleensä riittävästi tietoa saven ominaisuuksista. Haluttaessa tarkempia tietoja saven käyttäytymisestä voidaan sille tehdä laajempia kokeita.

Koska eri smektiittien paisuntaominaisuudet ovat hyvin erilaiset olisi tärkeää selvittää, mikä tyyppinen smektiitti on kyseessä. Erityisesti natrium-smektiitit voivat kehittää suuria paisuntapaineita jo pienillä pitoisuuksilla. Tässä yhteydessä ympäristön tarkempi geologinen kuvaus on avuksi.

Saven paisuntaominaisuuksien lisäksi on aina huomioitava ympäristön olosuhteet, lähinnä kuinka paljon vettä savi saa, kuinka paksu savikerros on ja miten se sijaitsee tunneliin nähden. Pysyvyyden kannalta vaarallisimpia ovat vedellä täytetyt tunnelit, joissa savi voi absorboida runsaasti vettä. Näin voi käydä myös, jos heikkousvyöhyke tai avoin rako johtaa vettä tällaiseen paikkaan. Jopa ilmankosteus voi aiheuttaa kuivan saven paisumisen.

Kalliosavi voi esiintyä monessa eri muodossa. Se voi esiintyä erillisinä juonina tai muuntu-
neen kivilajin mikrohaleissa. Erityisesti verkkomaisesti mikrohaleillut ja läpi rapautunut hyvältä näyttävä, hitaasti vettä absorboiva kallio on vaarallista. Tällainen kallio on pettävä, koska se vaikuttaa kuivana melko lujalta ja hyvältä, mutta saadessaan vettä rapautuu voimakkaasti. Jos tämä rapautuminen tapahtuu hitaasti, kallion luonne on vaikeasti havaittavissa louhinnan aikana. Hyvänä esimerkkinä tällaisesta kalliosta on Helsingin puhdistettujen jätevesien poistotunnelin sortuma.

Riittävien ennakkotutkimusten tekeminen kohtuullisin kustannuksin ei kuitenkaan ole mahdollista niin, että ongelmat olisivat täysin vältettävissä. Vaarallinen Helsingin poistotunnelin sortuman kaltainen vyöhyke ei välttämättä näy esim. seismisissä tutkimuksissa ja sen kaltaisia vyöhykkeitä ei aina havaita kairatuista kallionäytteistäkään.

Lopullinen lujitusmääritys ja kalliomekaanisen pysyvyyden arviointi on tehtävä aina in-situ tunnelista käsin, käyttäen tukena lujituslaskelmia. Lopullinen lujitus on määritettävä aina ennen ruiskubetonointia, kun kallionpinta on vielä näkyvissä.

Paisuntapaineen määrittäminen laboratoriossa on melko samankaltainen kaikissa pohjoismaissa. Sen sijaan lujitusrakenteiden mitoittamisessa vaikuttaisi olevan runsaasti kehittämistarvetta.

Osuudet joiden lujituksena on käytetty pelkkää ruiskubetonia ovat osoittautuneet vaarallisimmiksi.

7 YHTEENVETO

Yhteenvetona paisuvan saven laboratoriokokeista voidaan todeta, että yksinkertaiset väriainekokeet sekä vapaapaisuntakoe antavat jo kuvan siitä, minkälaisen saven kanssa ollaan tekemisissä. Tarkemmin paisumisominaisuuksista kertovat laboratoriossa tehtävät DTA tai röntgendiffraktioanalyysi sekä yksinkertainen paisuntapainekoe. Tarvittaessa voidaan tehdä täydentäviä tutkimuksia, kuten paisuntapaineen määrittäminen NTH-menetelmällä tai maksimaalisen paisuntapaineen määrittäykset.

Tavallisimmat saven paisuntapaineen etukäteen huomioivat lujitusmenetelmät vaativat ruiskubetonin alle joustavaa materiaalia, kuten esimerkiksi mineraalivillaa. Muuten paisuvaa savea sisältävien heikkousvyöhykkeiden lujitus ei juurikaan poikkea normaaleista lujitusmenetelmistä: raudoitettu ruiskubetonointi ja järjestelmäpultitus ovat yleisimmät lujitusmenetelmät myös täällä Suomessa.

Sortuman jälkeen tavanomaiset lujitusratkaisut ovat paikalla valetut betonikaaret tai yhtenäisen betonivuoraus sekä järjestelmäpultitus. Mikäli sortuma-aluetta ei saada stabiiliksi edes työn ajaksi pultituksella ja ruiskubetonoinnilla on eräänä vaihtoehtona myös sortuma-alueen ohituslouhinta, jossa louhinta ja betonivuoraus vuorottelevat heikkousvyöhykkeellä. Sitä lähestyttäessä porataan myös kuivatusreikiä hydrostaattisen paineen pienentämiseksi.

8 KIRJALLISUUSVIITTEET

Ahlberg P., Lundgren T., 1978, Lerzonar i berganläggningar, Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm.

Ahlberg P., Lundgren T., Parekh S., 1970, Presentation av genomförd enkät, Lerzoner i berganläggningar, Diskussionsmöte anordnat av IVA 7.10.1970, Stockholm.

Alestam M., Projektet Bolmentunneln, BeFo Bergmekanikdag 1986, Stockholm, s. 93-100.

Alkio R., 1978, Kalliosavimineraalit ja niiden paisuntaominaisuudet, Pro gradu-tutkielma, Helsingin yliopiston geologian ja paleontologian laitos, Helsinki.

Anttikoski U., Saraste A., 1977, Kallioperätutkimukset kalliotilojen pysyvyyden kannalta, Kallimekaniikan päivät - Kalliotilojen pysyvyys, julkaisu 122-76, Insinööritieto Oy, Helsinki.

Bell F. G., 1983, Engineering Properties of Soils and Rocks, 2nd ed., Butterworths.

Bergman S. G. A., Brännfors S., Dahlin O., Passage av 12 m svällbergzon med 100 m² tunnel, BeFo Bergmekanikdag 1976, Stockholm, s. 209-226.

Broms B. ja Heiner A., 1979, Förstärkningen av lerzoner i berganläggningar, Byggeforskningens Rapport R130:1979, Stockholm.

Chen, F. H., 1975, Foundation on expansive soils, Developments in geotechnical engineering, 12. Elsevier Scientific Publishing Company.

Dypvik B. B., 1977, Måling av svelletrykk ved ødometer forsøk, Intern rapport 54001-2, Norges Geotekniske Institut, Oslo.

Iversen K., Dypvik B. B., 1978, Automatisk styring ved svelleforsøk i ødometer, Intern rapport 51000-6, Norges Geotekniske Institut, Oslo.

Eurenius J., 1972, Klasificering av svällande leror i bergsprickor. SGI Särtryck och preliminära Rapporter, Stockholm.

Grønhaug A., 1976, Undersøkelse av rassone i Rørvikskaret vegtunnel, BeFo Bergmekanikdag 1976, Stockholm, s. 227-237.

Heiner A. ja Stille H., 1990, Ras i kraftverkstunnel, Norränge, BeFo 245:1/90, Stockholm.

Holopainen P., 1993, Kaksi esimerkkiä heikkousvyöhykkeen läpäisemisestä, Helsingin kaupunki, kiinteistövirasto, geotekninen osasto.

Hultmanin R., 1992, Ras, Gidböle vattenkraftverks utloppstunnel, BeFo Bergmekanikdag 1992, Stockholm, s. 53-62.

Hulman R., Stille H. ja Söder P.-E., 1993, Ras i kraftverkstunnel, Gidböle, BeFo 471:1/93, Stockholm.

Lindqvist K., 1993, Röntgendiffraktiomenetelmä mineraalien tieteellisenä tunnistuskeinona, Kivi No. 1 1993, Suomen jalokiharrastajain yhdistys ry. Jäsenlehti,

Løset F., Otter R. ja Forsberg C-F., 1985, Undersøkelse av sleppeleirer fra norske tunneler og Bergrom, Norges Geotekniske Institut, Oslo.

Løset F., 1983, Ras i kloakktunnel ved Lysaker, Intern rapport 54001-18, Norges Geotekniske Institut, Oslo.

Løset F., 1994, Ingeniørgeologi, Kompendium for G 143, Universitetet i Oslo, Norges Geotekniske Institut, Oslo.

Mared P., 1988, Åtgärdande av tunnelras, Bergsprängningskommittén Diskussionsmöte BK-88, Stockholm, s. 239-248.

Niini H., Uusinoka R., 1971, Montmorilloniitin esiintymisestä Suomessa, Geologi 4/1971, Rakennusgeologinen yhdistys ry.

NTH, 1978, Fri svelling, Geologisk institutt, NTH, Ingeniørgeologisk laboratorium.

Otter R., 1981, Svelletrykksbestemmelse ved konstant volum i ødometer, Laboratorie vei-
ledning, Norges Geotekniske Institut, Oslo.

Pusch R., Engineering aspects of clay-weathered Blekinge gneiss, Geologiska Föreningens i
Stockholm Förhandlingar, Vol 101, Pt. 1, s 27-31, Tukholma.

Pusch R., Water uptake and swelling of montmorillonitic clay seams in rock.

Puskala R., 1974, Tunnelisortumat urakoitsijan kannalta, Kalliomekaniikan päivä 1974, Ra-
kennusgeologinen yhdistys r.y., Helsinki.

Saraste A., 1966, Helsingin kaupungin kunnallisteknisistä kalliorakennustöistä, Geologi no.
3-4 1966, Suomen geologinen seura.

Seed H. B., Woodward R. J. ja Lundgren R., 1962, Prediction of swelling potential for com-
pacted clays, J. Soil Mech. and Found. Div. Proc. ASCE Vol. 88. No. SM3, s. 57-87.

Selmer-Olsen R. ja Rokoengen K., 1974, About swelling test and stability of clay zones in
hard rock. International Society for Rock Mechanics. Third International Congress in Den-
ver.

Selmer-Olsen R., 1985, Metode for bestemmelse av dimensjonerade svelletrykk, Fjellspre-
ningsteknikk/ Bergmekanikk/ Geoteknikk 1985. Föredrag fra Geoteknikkdagen, Oslo. s.
34.1-34.26

Selmer-Olsen R., Palmstrom A. ja Strømme B., 1990, Tunnel collapses in swelling clay zo-
nes, Part I. Tunnels and Tunneling , Nov. 1989. s. 49-51.

Selmer-Olsen R., Palmstrom A. ja Strømme B., 1990, Tunnel collapses in swelling clay zo-
nes, Part II. Tunnels and Tunneling , Jan. 1990. s. 55-58.

Tiainen E., Kähönen Y., 1996, Puhdistettujen jätevesien poistotunnelin sortuma ja sen korjaus, Louhinta- ja kalliotekniikan päivät 1996, Suomen Maarakentajien Keskusliitto r.y., Helsinki.

Uusinoka R., 1975, A study of the composition of rockgouge in fractures of Finnish Pregambrian bedrock. Societas Scientiarum Fennica, Commentationes Physico-Mathematicae, Vol 45 No. 1,

Julkaisija HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO MALMIN ASEMATIE 3 A 00700 HELSINKI PUHELIN (09) 1691, FAX (09) 169 4555 http://www.kv.hel.fi/geo		Julkaisusarja, numero ja julkaisu-aika Geoteknisen osaston tiedotteet 75/1997 Joulukuu 1997	
		Projektinnumero(t) 6514	
Tekijä(t) Arto Wegelius Pekka Holopainen		Toimeksiantaja(t)	
Nimike Paisuvat kalliosavet			
Tiivistelmä Tässä työssä tarkastellaan kallioraoissa esiintyvän paisuvahilaisen saven aiheuttamia tunnelisortumia Suomessa, Norjassa ja Ruotsissa. Lisäksi esitellään laboratoriokokeita paisuvan kalliosaven tunnistamiseksi ja sen mekaanisten ominaisuuksien määrittämiseksi. Raportissa on esitetty kyseisten sortumien korjausmenetelmiä. Niiden mitoitukseen tulisi vastaisuudessa paneutua.			
Avainsanat paisuva savi, smektiitti, paisumispaine, tunneli			
ISSN 0788-6209	ISBN 951-718-042-X	Luokitus (UDK) 624.13	
Kieli suomi, engl. tiivistelmä	Sivuja 102 s.		

Published by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION MALMIN ASEMATIE 3 A FIN-00700 HELSINKI PHONE +358-9-1691, FAX +358-9-169 4555 http://www.kv.hel.fi/geo		Series title, number and date Research Notes of the Geotechnical Division 75/1997 December 1997	
		Project number(s) 6514	
Author(s) Arto Wegelius Pekka Holopainen		Commissioned by	
Title Swelling clay in crystalline bedrock			
Abstract In 1995 a collapse occurred in the outlet tunnel of treated wastewater. It was caused by swelling clay minerals in rock fractures. Similiar cases in Finland, Norway and Sweden are presented in this report. Useful methods of laboratory tests to determine the properties of swelling rock clay are described. Conventional methods, grouted rock bolts and reinforced shotcrete, are generally used as strengthening methods. The dimensioning of the structures seems to need more development work in the future.			
Keywords swelling rock, smectite, swelling pressure, tunnel			
ISSN 0788-6209	ISBN 951-718-042-X	Class (UDC) 624.13	
Language Finnish, Engl. abstr.	Pages 102 p.		

1	Anttikoski, Usko	Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen	1973	
2	Anttikoski, Usko	Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1973	*
3	Anttikoski, Usko	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1974	*
4	Mäkinen, Reino	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	1974	*
5	Saarela, Matti	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	1974	*
6	Hartikainen, Jorma	Kitkapaalujen kantavuus	1976	
7	Petäjä, Jouko	Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen	1977	
8	Raudasmaa, Pekka	Metrotunnelien injektointi	1977	*
9	Anttikoski, Usko	Kalliotunnelien käyttö varastointiin	1977	*
10	Tikkanen, Heikki	Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa	1978	
11	Arkima, Olli	Kluuvin ruheen jäädytys	1978	*
12	Raudasmaa, Pekka	Puiset perustusrakenteet	1979	
13	Havukainen, Jorma	Voimalalaitostuhkan ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	1979	
14	Vähäaho, Ilkka	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	1979	*
15	Raudasmaa, Pekka	Pohjavesitarkkailu -80	1980	
16	Anttikoski, Usko	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	1979	*
17	Roinisto, Jarmo	Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneliin	1981	
18	Havukainen, Jorma	Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa	1981	*
19	Roinisto, Jarmo	Yhteiskäyttötunnelien teknis-taloudellinen selvitys	1981	
20	Vuola, Pekka	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	1981	
21	Havukainen, Jorma & Korhonen, Osmo	Tonttialueiden maarakenteet	1981	
22	Havukainen, Jorma	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä	1981	
23	Havukainen, Jorma	Kivihiilivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa	1982	
24	Lavula, Ahti	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	1982	
25	Havukainen, Jorma & Härmäläinen, Alpo & Sulamäki, Antti	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista maarakentamisessa	1982	
26	Halkola, Hannu	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparimäessä	1982	*
27	Paavola, Pertti	Kunnallistekniikan tunnelien louhintakustannus selvitys	1982	
28	Vähäaho, Ilkka	Maarakennosta koskeva mallityöselitys	1982	*
29	Gulin, Kai	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Priistolassa	1982	
30	Halkola, Hannu	Syvästabilointiin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	1982	
31	Havukainen, Jorma	Kivihiilituhan käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	1983	
32	Havukainen, Jorma	Användning av stenkolsaska vid anläggningarbete, tekniska anvisningar	1983	
33	Havukainen, Jorma	The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines	1983	
34	Salmelainen, Juha	Helsingin kalliojärän geologiasta ja kiviläjien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	1983	
35	Havukainen, Jorma	Matkakertomus kivihiilituhanien ympäristövaikutuskonferenssista	1983	
36	Hytti, Pekka	Esi-injektointiin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiakirjoissa	1984	
37	Leminen, Jukka	Kalliomekaniikan mittaukset Hämäläisen syvävarastossa	1984	
38	Pirinen, Jussi	Kelluvan rantapreksien rakentaminen	1984	*
39	Lavula, Ahti	Geotekninen kustannustiedote, Geo-kuti	1984	
40	Korpela, Jaakko & Schüller, Mikael	Jäykkien liitosjohtojen pohjarakennus selvitys (Jäli-selvitys)	1984	
41	Lahtinen, Eeva-Riitta	Maanalaiset tulat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti)	1985	
42	Korpela, Jaakko	Lu-Situ -kuormituskoepainumien määrittämiseksi	1985	
43	Havukainen, Jorma	Esirakentamisen kehittäminen	1985	
44	Vähäaho, Ilkka	Jäädytysmenetelmän käyttö	1987	
45	Havukainen, Jorma & Härmäläinen, Alpo & Lavula, Ahti	Kivihiilituhanien käyttökokemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	1987	
46	Julkunen, Arto	Geofysikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa	1987	
47	Huuri, Kaisa-Leena	Vuosaaren kiviläjänsä sovellettu sovellettu asiantuntijalähtöselitys	1988	
48	Melanter, Kari	Puristin-heijastuskaasun kaivausmenetelmä	1989	
49	Lyyppänen, Mikko	Vahvisinkimäiden käyttö Vanhankangasnielähdessä maa-alueen rakentamisessa	1989	
50	Vähäaho, Ilkka & Rehtinen, Hanna	Sulamiskonsolidation vaikutukset savessa	1989	
51	Vähäaho, Ilkka	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	1989	
52	Koskela, Pekka	Routastabilointiin vaikutus ruoppausmassaan	1989	
53	Saari, Mauri & Koskonen, Osmo	Paalujen dynaaminen koetus PIDA-laitteistolla	1990	
54	Saari, Mauri & Volanen, Risto	Ruoholaidien kaappaus	1990	
55	Yrjänä, Jouni & Korhonen, Osmo	Pystyinjutus Pikku-Huopalahdessa	1991	
56	Niinimäki, Risto & Raudasmaa, Pekka	Välikämmien keskushuuhdistamon rakennusgeologiset kalliotutkimukset	1992	

57	Nieminen, Jarmo & Johansson, Erik & Holopainen, Pekka	Viikinnmäen keskuspuhdistamon louhinnan aikainen kalliomekaaninen seuranta	1992
58	Ahola, Jukka & Viitala, Raimo	Lujitus- ja tiivistysmäärät Helsingin pientunneleissa	1992
59	Ravea, Timmo & Korhonen, Osmo	Helsingin tulvapaidon rakentamisen edellytykset	1992
60	Taipale, Hannu & Korhonen, Osmo	Paalutustärinän arviointi kirjallisuuden ja mittauksen perusteella	1992
61	Karlstedt, Paul & Halkola, Hannu	Ylijäämäsavien massastabilointi	1993
62	Leiskallio, Antti & Lehtonen, Jouko	Maankäytön geotekninen suunnittelu	1993
63	Anttikoski, Usko & Kumar, Seppo & Saarelainen, Seppo	Kalliokaivanto jätehuollossa (esiraportti)	1993
64	Rekonen, Rita & Halkola, Hannu	Saven ominaisuuksien parantaminen massastabiloinnilla	1994
65	Ulmala, Ola & Halkola, Hannu	Puristin-porakonekairaus	1994
66	Havukainen, Jorma	Katsaus ympäristötekniikkaan kansainvälisen kongressin valossa (matkakertomus)	1995
67	Korkeakoski, Pasi & Lehtonen, Jouko	Asuinrakennusten tontti- ja pohjarakennuskustannukset	1996
68	Puumalainen, Niina & Havukainen, Jorma	Vakuumikonsolidointikoe Helsingin Torpparinmäessä	1996
69	Mehtälä, Jani & Korhonen, Osmo	Puotilan metroaseman pohjavesivaikutusten arviointi numeerisilla menetelmillä	1996 **
70	Nieminen, Jarmo & Anttikoski, Usko	EU:n rahoitustuki Helsingin kaupungin tutkimustoiminnassa	1996
71	Junnila, Antti & Lehtonen, Jouko	Geotekninen kustannustiedosto, Geokuti 96	1996
72	Wegelius, Arto & Viitala, Raimo	Kallioluokitusmenetelmien käyttö tunnelien lujituksessa	1996
73	Vähäaho, Ilkka	Savien stabilointi eri sideaineilla, kentäkokeiden tulokset	1996
74	Rantala Kalle & Halkola Hannu	Paalun kantavuuden arviointi puristin-heijarikairalla	1997
75	Wegelius, Arto & Holopainen Pekka	Paisuvat kalliosavet	1997

KARTTAKIRJAT

GEO 10 K	Kallioperäkartta - Berggrundskarta 1:10.000, Helsinki - Helsingfors	1978
GEO 10 M	Maaperäkartta - Jordmänskarta - Geotechnical Atlas of Soil Deposits 1:10.000, Helsinki - Helsingfors	1989

*) painos loppuunmyyty

**) ilmestyy lähiaikoina

Hinnat

tiedotteet	1 kpl 90 mk, 2-3 kpl 80 mk, 4-6 kpl 70 mk, 7- kpl 65 mk (sis. alv)
karttakirjat	450 mk/kpl (sis. alv)

Tilauslomake <http://www.kv.hel.fi/geo/tilaus.html>

Malmin asematie 3 A 00700 Helsinki

puhelin 09-1691

fax 09-169 4555

Email geo.kv@hel.fi

<http://www.kv.hel.fi/geo>