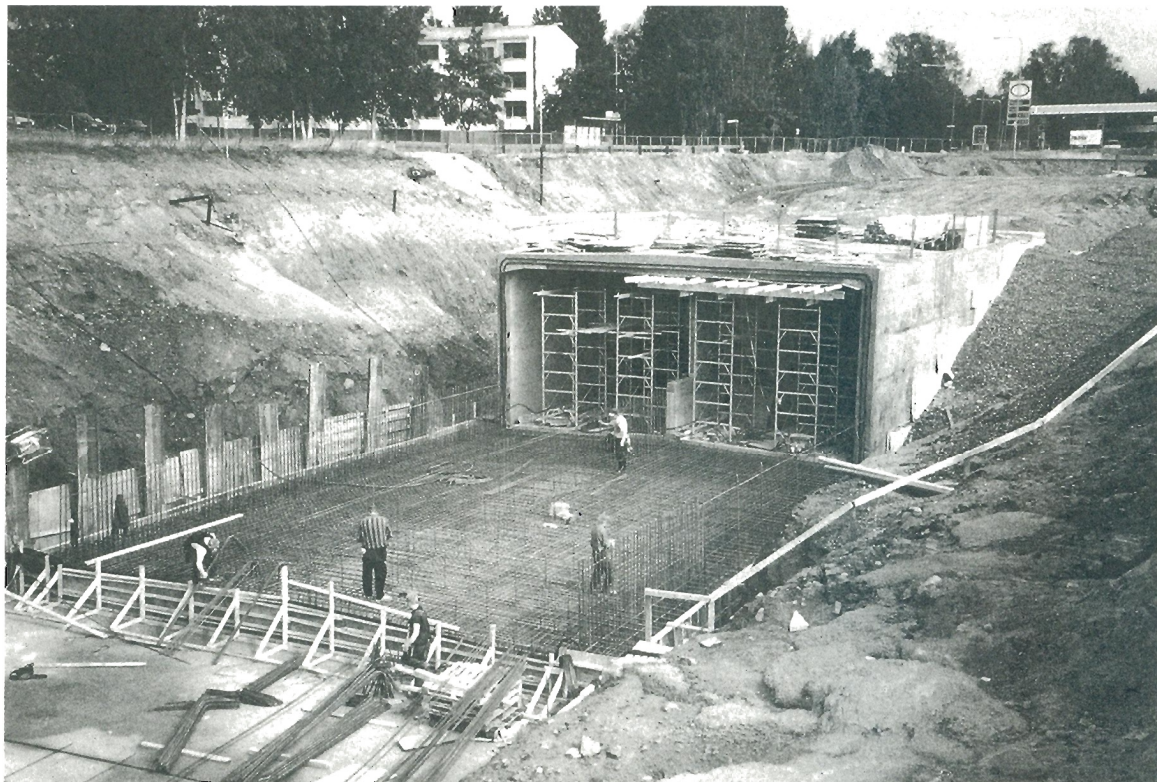




PUOTILAN METROASEMAN POHJAVESIVAIKUTUSTEN ARVIOINTI NUMEERISELLA MENETELMÄLLÄ

**Jani Mehtälä
Osmo Korhonen**



**HELSINGIN KAUPUNKI
KIINTEISTÖVIRASTO
GEOTEKNINEN OSASTO**

**PUOTILAN METROASEMAN
POHJAVESIVAIKUTUSTEN ARVIOINTI
NUMEERISELLA MENETELMÄLLÄ**

**Jani Mehtälä
Osmo Korhonen**

ALKULAUSE

Rakentaminen kaupungissa olemassa olevan rakennuskannan keskelle asettaa rakennustoimenpiteiden ympäristövaikutusten hallitsemiselle mittavan haasteen. Varsinkin syvään ulottuvat rakenteet kaivantoiheen vaativat erityisen tarkkaa suunnittelua. Suomen rakentamismääräyskokoelma edellyttää pohjarakennustyön suoritettavan siten, ettei se aiheuta vahinkoa tai kohtuutonta haittaa työn vaikutusalueella. Erityisesti kaivannosta on sanottu, että jos sitä tehtäessä pohjavedenpinta tulee alenemaan, on selvítettävä alenemisen vaikutukset kaivannon ympäristössä ja tarvittaessa suunniteltava haittavaikutusten ehkäiseminen.

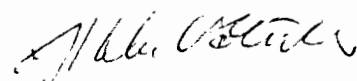
Helsingissä yksi suurimmista rakennetun ympäristön keskelle sijoittuvista rakennushankkeista on viime vuosina ollut metron jatkaminen Itäkeskuksesta Vuosaareen. Puotilassa metrorata ja -asema on rakennettu vesitiiviiseen betonitunneliin, jonka rakentaminen vaati syvän, pohjavedenpinnan alapuolelle ulottuvan kaivannon. Koska alueella on useita pohjaveden alenemisen kannalta riskialttiita kohteita, tuli työnaikainen ja lopullinen pohjavesitilanne suunnitella tarkoin.

Vaikka numeeriset laskentamenetelmät eivät vielä nykyään kuulukaan geoteknisen suunnittelun rutiininomaisiin työkaluihin, päätettiin Puotilan asemanseudun pohjavesihallinnan suunnittelussa käyttää apuna numeerista tietokonemallia.

Tiedotteessa esitetään metron rakentamisesta aiheutuneet riskit Puotilan pohjavesialtaassa, numeerisen pohjaveden virtausmallin laatiminen sekä kuinka numeerista mallia on hyödynnetty Puotilan asemanseudun pohjaveden hallinnan suunnittelussa.

Tiedote perustuu tekn.yo. Jani Mehtälän diplomityöhön, joka tehtiin toimialapäällikkö Osmo Korhosen ohjauksessa. Työn valvoja oli Ma. professori Pauli Vepsäläinen Teknillisestä korkeakoulusta. Asiantuntijana on toiminut lisäksi geologi Pekka Raudasmaa.

Helsingissä kesäkuun 12. päivänä 1998



Ilkka Vähäaho
osastopäällikkö

TIIVISTELMÄ

Tämä tutkimus on tehty Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisellä osastolla Itäkeskus-Vuosaari-metroradan rakentamisen yhteydessä osana itämetron betonitunneliosuuden pohjaveden hallintasuunnitelman laatimista Puotilan metroaseman kohdalla.

Metrorata rakennettiin Puotilassa irtomaakerroksissa kulkevaan vesitiiviiseen betonitunneliin, jonka kaivu- ja louhintatasot olivat keskimäärin noin 6 - 7 metriä ja enimmillään noin 9 - 10 metriä luonnontilaisen pohjavedenpinnan alapuolella. Rajoitettu työnaikainen pohjaveden alentaminen oli kaivantojen syvyyden takia välttämätöntä. Koska alueella sijaitsee pohjaveden alentamisen kannalta riskialttiita kohteita kuten puupaaluilla perustettu- ja rakennuksia, oli työnaikaiselle pohjaveden alentamiselle asetettava tiukat reunaehdot.

Työn tavoitteena oli mm. selvittää numeeristen menetelmien käyttömahdollisuuksia ympäristövaikutuksiltaan laajan rakennuskohteen pohjavesihallinnan suunnittelussa. Metrotyömaan ympäristöstä on laadittu tietokonemalli differenssimenetelmään perustuvalla numeerisella laskentaohjelmalla (FLAC). Mallin avulla on määritetty mm. hyväksyttävä työnaikainen pohjaveden alennustaso välittömästi kaivannon tiivistysseinän ulkopuolella.

Lähtien Puotilassa elokuussa 1994 suoritettun koepumppauksen analysoinnista esitetään malliin tarvittavien akviferiparametrien määrittäminen, mallin laatiminen ja kalibrointi. Numeerisen mallin avulla on simuloitu stationäärisillä laskelmilla eri suuruisten kaivannon ulkopuolisten pohjaveden alentamistasojen sekä eri paikkoihin suoritettujen korvausveden imeyttämisten vaikutuksia ympäristössä. Työnaikaisia epästationäärisiä eli ajasta riippuvia laskentoja ei ole suoritettu, koska reaaliaikaisten lähtötietojen esimerkiksi tarkkojen pumppausvesimäärien saaminen työmaalta osoittautui vaikeaksi. Lopullista alueellista pohjavesitilannetta on tarkasteltu epästationäärisellä laskennalla.

Numeerisella mallilla tehtyjen pohjavesilaskelmien tuloksia on lopuksi verrattu maastossa tehtyihin pohjavesihavaintoihin. Havaintojen perusteella malli toimi koepumppauksen vaikutusalueella tyydyttävästi. Vaikutusalueen ulkopuolella parametrien ja reunaehtojen määrittäminen onnistui kuitenkin sen verran huonommin, että siellä mallin ennustamat alenemat olivat epätarkkoja.

Työstä saatujen kokemusten perusteella voidaan todeta, että numeeriset menetelmät ovat monessa geoteknisessä suunnittelutilanteessa sangen hyödyllinen apuväline, vaikkei niiden käyttö vielä nykypäivänä olekaan kovin yleistä. Parametrien ja mallin reunaehtojen määrittämisen tärkeyttä ei numeeristen laskentamenetelmien käytössä voi kuitenkaan liikaa korostaa. Lähtöarvojen tarkkuus määrää tässäkin tapauksessa tulosten luotettavuuden.

ABSTRACT

This research project was conducted at the Geotechnical Division of the city of Helsinki Real Estate Office as a part of the designing of groundwater management of the concrete tunnel portion and metro station of the Itäkeskus-Vuosaari underground railway in Puotila.

The underground railway tunnel in Puotila was constructed as a ground tunnel using waterproof concrete. It required an excavation approximately 6 - 7 metres below the groundwater table on the average and some 9 - 10 metres on the maximum. Because of the depth of the excavation it was necessary to lower the groundwater level slightly during the construction. The construction required careful control of the groundwater outside of the site to limit drawdown and consequent damages for buildings with wooden pile foundations and streets and pipelines founded on clay in the neighbourhood of the site.

The aim of the study was to investigate effectiveness of numerical methods for designing of groundwater management of construction site with a wide environmental influence. For the vicinity of the Puotila underground station a groundwater flow model was constructed using a finite difference program (FLAC). The model was then used for determining acceptable level of groundwater lowering just outside the cut-off wall of the site.

This research considers the analysis of the pumping test carried out in Puotila aquifer in August 1994 aimed at evaluating parameters to the groundwater model. The report presents the procedure of model creation and calibration against field data of the pumping test. Steady state computations have been executed to simulate the effects of different water table lowering levels on the groundwater regime. The use of recharge wells with different locations has also been modelled. Transient computations have not been performed during the construction due to difficulties of getting the measured water quantities, accurate enough, pumped off the excavation. The final groundwater regime after the period of construction, however, has been estimated by a transient simulation.

The groundwater levels were monitored throughout the period of construction and theoretical predictions of numerical simulations were compared to those measured. The results showed quite a good fit inside the radius of influence of the pumping test. Outside of it, however, the estimates of parameters and boundary conditions were not so good, and predictions of drawdown were more or less inaccurate.

The experience gained from this study shows that the numerical methods are very useful tool in many geotechnical designing cases. Even though, they are not so commonly used nowadays, yet. The study has showed, once again, the great importance of estimation of parameters and boundary conditions. The reliability of the computation results is significantly dependent of the data used as input for the model.

SISÄLLYSLUETTELO

ALKULAUSE TIIVISTELMÄ ABSTRACT MERKINNÄT

1. JOHDANTO

2. ALUEEN POHJASUHTEET JA RAKENNUSTEN PERUSTAMISTAVAT

2.1 Suoritetut geotekniset tutkimukset	3
2.2 Pohjasuhteet	5
2.3 Rakennusten perustamistavat	8
2.4 Pohjavesi ennen rakentamista	9

3. ITÄMETRON BETONITUNNELIOSUUS

3.1 Kohteen toteuttamistapa ja aikataulu	13
3.2 Pohjaveden hallinta	14
3.2.1 Pohjaveden alentamisen tarve	14
3.2.2 Pohjaveden alentamisen haittavaikutukset	15
3.2.3 Eteläinen pohjavesipato	15
3.2.4 Pohjaveden alentamisen reunaehdot	16
3.3 Kaivantojen toteuttamistavat	17

4. VEDEN VIRTAAUS MAAPERÄSSÄ

4.1 Yleistä	18
4.1.1 Lähtöolettamukset	18
4.1.2 Akviferityypit	18
4.1.3 Määritelmiä	19
4.2 Virtauksen perusyhtälöt	19
4.2.1 Darcyn laki	19
4.2.2 Jatkuvuusyhtälö	21
4.2.3 Suotovirtauksen differentiaaliyhtälö	22
4.3 Veden virtaus paineellisessa akviferissa	22
4.3.1 Suotovirtauksen differentiaaliyhtälö paineellisessa ohuessa kerroksessa	22
4.3.2 Reunaehdot ja alkuehto	23
4.3.3 Kaivohydrauliikkaa	24

5. POHJAVEDEN HALLINNAN SUUNNITTELU

5.1 Suunnittelun vaiheet	27
5.2 Suunnittelussa käytetty ohjelmisto	30
5.2.1 Kolmiulotteinen CAD-mallinnus	30
5.2.2 Kaksiulotteinen FLAC-ohjelma	31

6. MUODOSTETTU LASKENTAMALLI

6.1 Numeerisen mallinnuksen peruslähtökohdat	33
6.2 Suotovirtausparametrien määrittäminen Puotilan pohjavesialtaassa	34
6.2.1 Lähtökohdat	34
6.2.2 Koepumppauksen suoritus	36
6.2.3 Koepumppauksen analysointi	38
6.3 Puotilan pohjavesialtaan numeerinen malli	44
6.3.1 Differenssiverkko ja reunaehdot	44
6.3.2 Mallin kalibrointi koepumppauksen perusteella	46

7. POHJAVEDEN VIRTAUSLASKELMAT

7.1 Rakentamisen aikaiset pohjavesitasot	50
7.2 Pohjaveden imeyttämisen simulointi	53
7.3 Pitkän ajan pohjavesitasot	56

8. JOHTOPÄÄTÖKSET

8.1 Havaitut pohjavesitasot	59
8.2 Mallin toiminta	62
8.3 Numeeriset menetelmät pohjavesihallinnan apuvälineinä	65
8.3.1 Numeeristen menetelmien käytön asettamia vaatimuksia	65
8.3.2 FLAC pohjavesimallinnuksessa	67

KIRJALLISUUS	69
-------------------------------	-----------

LIITE 1 :	Puotilan kartta
LIITE 2 :	Puotilan hydrologinen kartta
LIITE 3 :	Työnumeron 4113 pohjavesipisteiden pitkäaikaisia havaintosarjoja
LIITE 4 :	Työnumeron 6252 pohjavesipisteiden pitkäaikaisia havaintosarjoja
LIITE 5 :	Betonitunnelin periaatteellinen poikkileikkaus
LIITE 6 :	Puotilan pohjavesialtaan havaintoputket lokakuussa 1996

MERKINNÄT

A	vettäjohtavan kerroksen virtausta vastaan kohtisuora poikkipinta-ala [m ²]
A _w	kaivon siiviläosan pinta-ala [m ²]
D ₁₀	läpäisyprosenttia 10% vastaava tehokas raekoko [mm].
Ei(u)	kaivofunktio (eksponentiaalinen integraali apumuuttujan u suhteen)
H	vapaan vedenpinnan korkeus [m]
J	hydraulinen gradientti
K	vedenjohtavuus [m/s]
L	virtausmatka [m]
Q	virtaama [m ³ /s]
Q _w	kaivosta pumpattava vakiovirtaama [m ³ /s]
R	pumppauksen vaikutussäde [m]
S	varastokerroin
S _o	ominaisvarastoituvuus [m ⁻¹]
T	akviferin vedenjohtokyky [m ² /s]
V _w	vesitilavuus [m ³]
b	vettäjohtavan maakerroksen paksuus [m]
c	tiiviysluku (1,5x10 ⁻² tasarakaiselle löyhälle ja 0,6x10 ⁻² suhteistuneelle tiiviille maalle)
h	hydraulinen korkeus, hydraulinen potentiaali, pietsometrinen korkeus [m]
$\bar{h}$	tunnettu hydraulinen korkeus [m]
h _o	alkuperäinen hydraulinen korkeus [m]
h _e	asemakorkeus [m]
h _p	painekorkeus [m]
k	vedenläpäisevyyskerroin [m/s]
q	virtaamanopeus [m/s]
q _n	tunnettu virtaamanopeus [m/s]
r _w	kaivon säde [m]
s	alenema [m], reuna-arvoprobleeman määrittelyalueen raja
$\bar{s}$	tunnettu alenema [m]
s _w	alenema pumppauskaivossa [m]
t	aika [s]
t'	koepumppauksen kesto aika [s]
u	huokosvedenpaine [kPa], apumuuttuja (= r ² S/4Tt)
γ	Eulerin vakio (= 0,5772156649...)
γ _w	veden tilavuuspaino [kN/m ³]
λ	korjauskerroin
θ	lämpötila [°C]

1 JOHDANTO

Tietokoneiden laskentakapasiteetin lisääntyminen on mahdollistanut numeeristen menetelmien entistä laajemman käytön käytännön geoteknisessä suunnittelussa. Nykyisillä numeerisilla laskentaohjelmilla voidaan mallintaa laajoja kokonaisuuksia laskenta-ajan pysyessä vielä kohtuullisena. Eräs numeeristen menetelmien soveltamisala on pohjaveden virtauksen analysointi. Tässä työssä on tarkasteltu kaksiulotteisen differenssimenetelmään perustuvan laskentaohjelman (FLAC) käyttömahdollisuuksia ympäristövaikutuksiltaan laajan rakennuskohteen pohjavesihallinnassa.

Metroradan jatkaminen Itäkeskuksesta Vuosaareen aiheutti monin paikoin tarpeen analysoida rakentamisen aikaisia ympäristövaikutuksia tavanomaista uudisrakentamista tarkemmin, koska mittavat rakennustoimenpiteet sijaitsivat keskellä aikaisemmin rakennettuja alueita. Vaikka metroradan linjavaraus on otettu kaavoituksessa huomioon, sijaitsee sen ympäristössä paljon riskialttiita rakenteita. Yksi tärkeistä huomion kohteista on rakentamisen aikaisesta pohjaveden alentamisesta aiheutuvat haitat. Hallitsematon pohjaveden alentaminen saattaa aiheuttaa ympäristössään monenlaisia vaurioita olemassaoleville rakenteille.

Puotilan kohdalla metrorata jouduttiin teknisistä ja maisemallisista syistä rakentamaan irtomaakerroksissa kulkevaan vesitiiviiseen betonitunneliin. Alueen maaperässä on hyvin vettä johtavia hiekka- ja sorakerroksia, joten betonitunnelin rakentamisen aikainen pohjaveden alentaminen saattaa vaikuttaa laajalle alueelle. Toisaalta, koska Puotilassa metrolinjan ympäristössä on useita pohjaveden alenemiselle herkkiä rakenteita, kuten puupaaluilla perustettuja rakennuksia sekä maan (saven) varaan rakennettuja pihoja, katuja, rakennuksia ja kunnallisteknisiä johtolinjoja, aiheutui pohjavesihallinnan suunnittelulle suuria vaatimuksia.

Vaikka pohjaveden virtauksen analysoimiseksi on kehitetty useita analyyttisiä menetelmiä, niiden käyttöön liittyy usein paljon olettamuksia, jotka eivät laajassa kohteessa välttämättä toteudu. Suuressa rakennushankkeessa on usein myöskin monia tekijöitä vaikuttamassa samanaikaisesti, ja näiden yhtäaikainen hallitseminen klassisilla menetelmillä saattaa olla mahdotonta.

Numeerisella menetelmällä voidaan monimutkaisestakin systeemistä rakentaa tietokonemalli, jolla voidaan simuloida todellista tilannetta. Mikäli malliin valitut parametrit, reunaehdot ja lähtöarvot kyetään määrittämään mielekkäästi, voidaan kertaalleen aikaansaadulla mallilla tutkia hyvin monenlaisten tekijöiden vaikutuksia joko yhdessä tai erikseen.

Geoteknisellä osastolla on käytettävissään numeerinen laskentaohjelma (FLAC), jonka ominaisuuksiin kuuluu suotovirtauksen mallintaminen. Tässä työssä on käsitelty itämetron betonitunneliosuuden pohjavesihallinnan suunnittelua ja eritoten hyväksyttävien työnaikaisten pohjaveden alennustasojen määrittämistä Puotilan pohjavesialtaassa. Työssä on tarkasteltu yksinkertaisen kaksiulotteisen mallinnusohjelman (FLAC) käyttömahdollisuuksia pohjavesivirtausten mallintamisessa. Työssä esitetään numeerisen pohjavesimallin laatiminen, parametrien määrittäminen sekä laaditun mallin käyttösovelluksia metron betonitunneliosuuden rakentamisen yhteydessä. Luvussa 8 esitetään numeeristen menetelmien käyttöön liittyviä yleisiä huomioita.

2 ALUEEN POHJASUHTEET JA RAKENNUSTEN PERUSTAMISTAVAT

2.1 Suoritetut geotekniset tutkimukset

Kairaukset

Geoteknisen osaston tietokantaan on tallennettu Puotilan alueella eri yhteyksissä tehtyjen pohjatutkimusten tuloksena tiedot yli tuhannesta kairauksesta ja näytepisteestä. Pääosa pohjatutkimuksista on tehty Itämetron linjausvaihtoehtojen selvitysvaiheessa sekä valitulla metrolinjauksella metron rakentamista varten. Yksityiskohtaisen tutkimusaineiston perusteella alueen geotekniset olosuhteet on voitu analysoida sangen tarkasti. Savialueen raja on merkitty liitteeseen 1, jossa on esitetty myös tärkeimmät geofysikaaliset tutkimukset. Kuvissa 2.1, 2.2 ja 2.3 on esitetty alueelle tyypillisiä maaperäleikkauksia. Alueen kartta on esitetty liitteessä 1, johon on merkitty myös leikkausten sijainnit.

Geofysikaaliset tutkimukset

Kesällä ja syksyllä 1994 VTT Yhdyskuntatekniikka suoritti sähköisiä luotauksia Itämetron ratalinjan suuntaisesti paaluvälillä 164 - 172 ja ratalinjaa vastaan kohdittuorilla poikkittaisilla linjoilla ratatunnelin suuaukolla paalulla 172 ja Brahenlinnantien suuntaisella, Itäväylän ylittävällä linjalla. Lisäksi luotauksia suoritettiin Puotilaan tehdyn pyörrepaaluseinän suuntaisella linjalla. Luotauslinjojen yhteispituus oli noin 1400 metriä. Mittausten tarkoituksena oli selvittää maa- ja kallioperässä olevien vesipitoisten vyöhykkeiden sijaintia ja maaperän rakennetta. Luotauslinjat on esitetty liitteessä 1 /14/.

Itäväylän kohdalla on saven yläpuolisten täytekerrosten paksuuden selvittämiseksi tehty keväällä 1992 maatutkaluotaus, jonka mittauslinjat ilmenevät liitteestä 1. Linjojen yhteispituus on noin 900 m /10/.

Maakerrosten maalajien, kalliopinnan syvyyden sekä kallioperän rakenteen selvittämiseksi metrolinjalla on tehty Puotilan koulun pohjoispuolella toukokuussa 1991 seisminen refraktioluotaus. Luotauslinjoja on viisi ja niiden yhteispituus on 1200 m /16/.

Pohjavesitarkkailu

Geotekninen osasto on suorittanut rakennusviraston toimeksiannosta metrolinjalla ja sen ympäristössä säännöllistä pohjavesitarkkailua vuodesta 1989 alkaen. Lisäksi Rusthollarintien ympäristö Puotilassa kuuluu geoteknisen osaston jatkuvaan pohjavesitarkkailuun siellä olevien puupaaluperustusten takia. Vanhimmat tietokantaan viedyt säännölliset pohjavesihavainnot alueella ovat vuodelta 1984. Puotilan pohja- ja orsiveden havaintopistekartta vuoden 1994 lopulta on esitetty kuvassa 2.5 ja vastaava kartta vuoden 1996 lopulta liitteessä 6. Eräiden pitkäaikaisten pohjavesiputkien havaintosarjoja on esitetty liitteissä 3 ja 4.

Pohjavesitarkkailua on jatkettu metron rakentamisen aikana erikseen kunkin urakka-osuuden ympäristössä. Havainnointiväli on vaihdellut eri tarkkailualueilla kolmesta vuorokaudesta noin yhteen kuukauteen riippuen urakan vaiheesta ja sen havaituista pohjavesivaikutuksista.

Koepumppaukset

Suunnittelukeskus Oy suoritti 14. - 20.11.1989 rakennusviraston toimeksiannosta koepumppauksen metrolinjan paalulla noin 169. Sen tarkoituksena oli selvittää sadanta-valuma-alueen laajuus, pohjaveden alentamiseksi tarvittava pumppausmäärä aikayksikössä sekä pohjaveden alentamisen vaikutusalue. Lisäksi Suunnittelukeskus Oy suoritti neljässä pohjavedenpinnan havaintoputkessa ominaisantoisuuspumppauksia maaperän vedenjohtavuuden arvioimiseksi /12/.

Geotekninen osasto suoritti rakennusviraston toimeksiannosta 11. - 22.8.1994 Puotilassa koepumppauksen, jonka tarkoituksena oli selvittää tarkemmin alueella havaitun hyvin vettä johtavan kerroksen (kerroksien) ominaisuudet, määrittää metrolinjalla tehtävän työnaikaisen pohjaveden alentamisen sallittava taso ja vaikutusalue sekä tarkastaa alueelle rakennetun pohjaveden alenemista estävän pyörrepaalupadon toiminta /15/.

2.2 Pohjasuhteet

Metrolinja halkoo Puotilassa alavaa monihaaraista savialuetta, jonka ympärillä on kallioisia kitkamaa-alueita. Savialueella maanpinta on melko tasainen vaihdellen välillä noin +5,5...+7,5. Kallioiset kitkamaaharjanteet nousevat savialueen länsipuolella tasoon noin +13 ja itäpuolella tasoon noin +15. Ne muodostavat Puotilan koulun kaakkoispuolelle pohjois-etelä-suuntaisen laakson, jonka pohjalla on havaittu rikkonaista kalliota, mahdollisesti ruhjevyöhyke. Savialueen rajat on esitetty liitteessä 1. Laaksomainen muodostelma käy ilmi kuvissa 2.2 ja 2.3 esitetyistä maaperäleikkauksista, joihin on merkitty myös arvioitu heikkousvyöhyke. Leikkausten sijainti on esitetty liitteessä 1.

Suurimmalla osalla aluetta savikerroksen päällä on noin 1 - 2 metrin paksuinen täytekerros, joka on joko hiekkaa tai soraa. Puotilan koulun ympäristössä maanpinta on suureksi osaksi luonnontilainen. Savikerros on paksuimmillaan laakson keskikohdalla ja ohentuu kohti sen reunoja. Pohjoisessa Itäväylän kohdalla savikerros niin ikään ohenee. Vanhanlinnantien pohjoispuoleinen pientaloalue on pääosin savialuetta, jossa savikerroksen paksuus on noin 1 - 3 metriä.

Luoteessa savialue rajoittuu metrolinjan paalun noin 168 kohdalla lähellä maanpintaa olevaan pohjois-etelä-suuntaiseen tiiviiseen huonosti vettä johtavaan moreeniharjanteeseen, joka erottaa Puotilan ja Itäkeskuksen pohjavesialtaat toisistaan muodostaen luonnollisen vedenjakajan. Sen sijainti on merkitty liitteeseen 2.

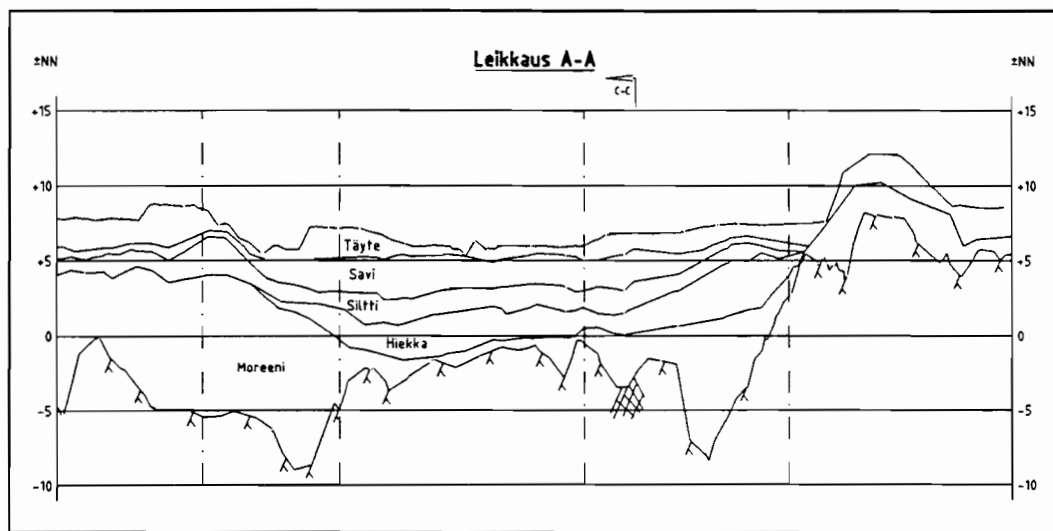
Saven alapuolella on noin 1 - 2 metrin paksuinen silttikerros, jonka alla on puolestaan noin yhden metrin paksuudelta siltti- ja hiekkamoreenia. Kerrosrajat eivät ole selväpiirteisiä, vaan maalajit muodostavat toistensa sisään ohuita välikerroksia.

Seuraavana on melko tasapaksu hiekkakerros, joka on tyypillisesti paksuudeltaan noin 1 - 3 metriä. Laakson keskikohdassa olevassa kallion ruhjevyöhykkeessä hiekkakerros muodostaa kuitenkin alapuolellaan olevaan moreeniin syviä uurteita ollen paksuimmillaan jopa 6 metriä. Näiltä kohdin hiekkakerroksesta saattaa olla hydraulinen yhteys kallion rakosysteemiin. Hiekka on varsin tasarakeista ja hyvin vettä

johtavaa. Ruhjelaakson keskikohdassa oleva 4 - 6 metrin paksuinen hiekkakerros muodostaa metrolinjan ja Itäväylän leikkauskohdasta kaakkoon Rusthollarintielle asti jatkuvan hyvin vettä johtavan yhteyden, jonka vaikutusta saattaa lisätä yhteys kallioruhjeeseen.

Alimpana kerroksena on tiivistä hiekka- ja silttimoreenia, joka ainakin ruhjelaaksoissa sisältää vettäjohtavia hiekkakerroksia. Itäväylän kohdalla on kallion ja tiiviin moreenin muodostama itä-länsi-suuntainen harjanne lähellä maanpintaa. Harjanteella on koepumppausten perusteella pohjaveden virtausta hidastava vaikutus. Siinä on kuitenkin laaksomainen yhteys etelästä pohjoiseen kohti pientaloaluetta.

Itäväylän kohdalla on tehty massanvaihto noin 200 metrin matkalla Rantakartanon-tieltä länteen. Koepumppausten perusteella on varmistunut, ettei penkereestä ole suoraa hydraulista yhteyttä alla oleviin vettäjohtaviin kerroksiin /13/.



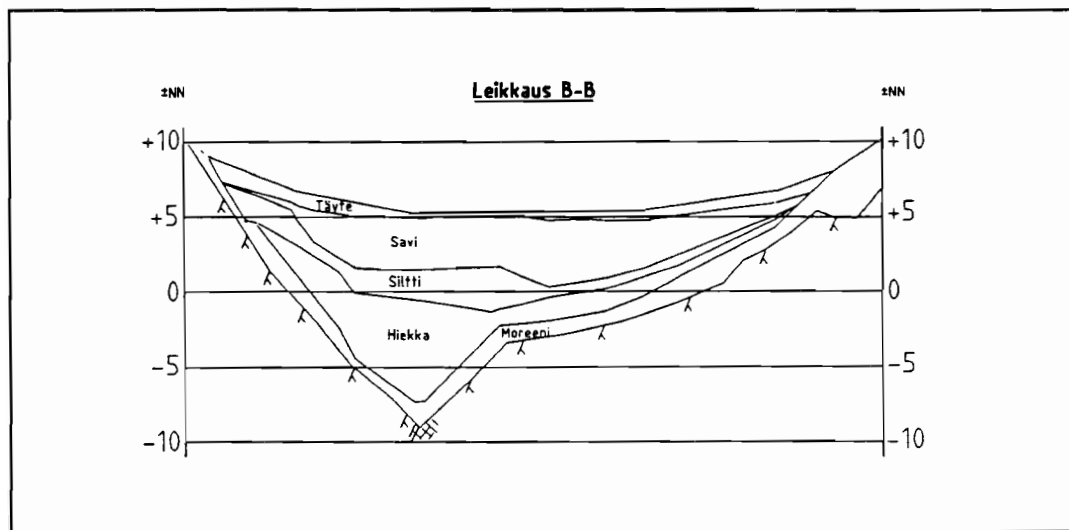
Kuva 2.1. *Pituusleikkaus metrolinjan kohdalta. Leikkauksen sijainti ilmenee liitteestä 1.*

Kallionpinta on ruhjelaaksossa syvimmillään tasolla noin -5...-8 nousten jyrkästi sekä idässä että lännessä, joissa suunnissa on paikoin avokalliota. Pohjoisempana metrolinjan kohdalla kalliopinnan korkeus vaihtelee voimakkaasti ollen tasova noin -1...-10.

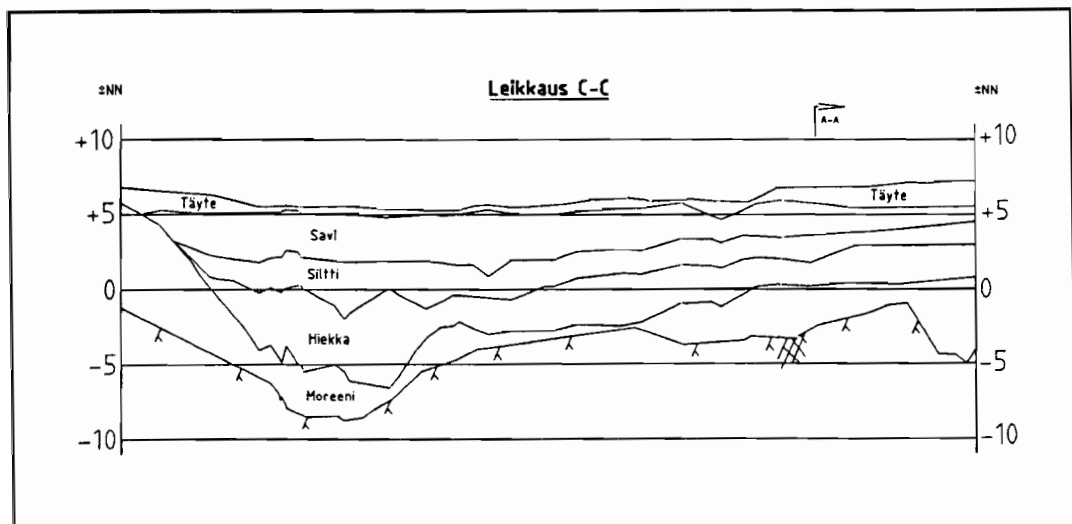
Harjanteiden välisessä kalliopainanteessa kulkee ilmeisesti yhtenäinen, hyvin vettä

johtava heikkousvyöhyke kohti pohjoista. Käsitystä tukevat sekä seismisen refraktioluotauksen että sähköisen luotauksen tulkinnot. Seismisessä refraktioluotauksessa on todettu kallioruhje metrolinjan paalulla noin 171. Sähköisessä luotauksessa on havaittu vesipitoisempia vyöhykkeitä kalliossa pyörrepaaluputolinjan keskivaiheilla sekä metrolinjan paalulla noin 171. Heikkousvyöhykkeen arvioitu sijainti näkyy kuvissa 2.2 ja 2.3 /9,14,15,16/.

Kuvissa 2.2 ja 2.3 on esitetty maaperäleikkauksia ruhjelaaksun kohdalta, ja kuvassa 2.1 on esitetty pituusleikkaus metrolinjan kohdalla olevista maakerroksista. Leikkausten A-A, B-B ja C-C sijainnit on merkitty liitteeseen 1.



Kuva 2.2. Maaperäleikkaus pohjavesipadon eteläpuolelta.



Kuva 2.3. Maaperäleikkaus Puotilan koululta metrolinjalle.

2.3 Rakennusten perustamistavat

Metron rakentamisen aikaisen pohjaveden alentamisen vaikutusalueella on sekä maanvaraisia että paaluilla perustettuja rakennuksia. Osa paaluperusteisista rakennuksista etelässä on perustettu puupaaluilla. Alueen kunnallistekniikka on perustettu pääosin maan varaan. Alueen tärkeimmät riskikohteet on esitetty liitteessä 2. Perustamistavat on selvitetty yleensä rakennusvalvontaviraston arkistotietojen perusteella. Seuraavassa on lyhyesti käsitelty pohjaveden alentamisen mahdollisella vaikutusalueella sijaitsevien rakennusten perustamistapoja.

Klaavuntien ja Rusthollarintien ympäristö

Alueen rakennukset on rakennettu enimmäkseen 1960-luvulla lukuunottamatta Puotilan ostoskeskusta, joka on rakennettu 1980-luvun alussa. Puotilan koulu on perustettu teräsbetonisilla lyöntipaaluilla. Myös rakennuksen viemäri on perustettu samoin. Rakennuksen kellari on rakennettu vesitiiviinä betonikaukalona tason +4,40 alapuolella, ja pohjavesi pidetään seinän vieressä tämän tason alapuolella pump-paukseen perustuvalla kuivatusjärjestelmällä.

Klaavuntie 16 sijaitsee kallioisessa moreenirinteessä siten, että sen läntinen osa on perustettu maanvaraisesti ja itäinen eli Klaavuntienpuoleinen osa on perustettu teräsbetonipaaluilla. Kellareiden lattioissa on merkillepantavaa, että ne ovat maanvaraisia. Klaavuntie 14 on perustettu kokonaisuudessaan teräsbetonipaaluilla.

Puotilan ostoskeskus (Klaavuntie 11) on perustettu teräsbetonipaaluilla. Alapohjat on perustettu teräspaaluilla. Pihalla oleva huoltorakennus on maanvarainen. Rusthollarintie 3 ja 9 on perustettu teräsbetonipaaluilla. Rakennuksista on niukasti arkistotietoja.

Rusthollarintie 5, 7 ja 11

Rakennukset on perustettu puupaaluilla. Arkistotietojen mukaan Rusthollarintie 5:n anturoiden alapinnat ovat ylimmillään tasossa +3,05 ja puupaalujen yläpäättasossa +3,20. Rusthollarintie 7:stä ei ole käytettävissä tarkkoja perustamistasoja koskevia

arkistotietoja, mutta rakennuksen ylimmät kellareiden lattiatasot ovat noin 20 cm Rusthollarintie 5:n kellareiden ylimpien lattiatasojen alapuolella. Rusthollarintie 11:n anturoiden alapinnat ovat ylimmillään tasossa +4,05. Normaalioloissa Rusthollarintien varrella olevien puupaalujen yläpäät ovat noin 0,5 - 1,0 metriä pohjavedenpinnan alapuolella. Rakennusten sijainti on esitetty liitteessä 2.

Vartiokylän pientaloalue

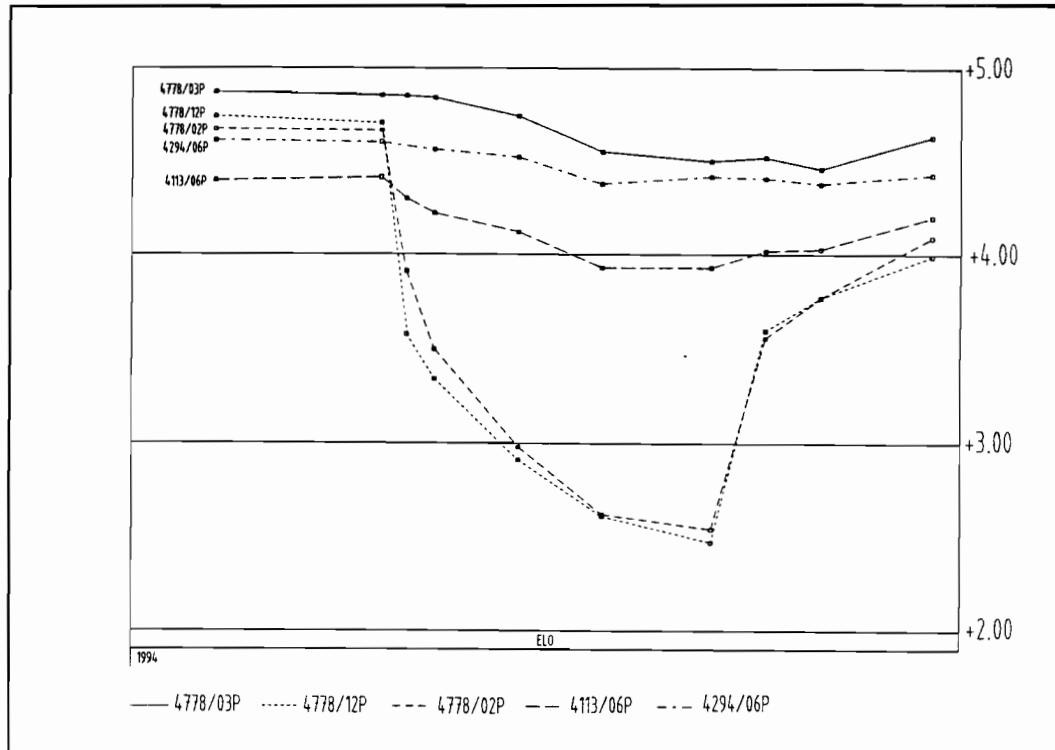
Pientaloalueen rakennukset on rakennettu pääosin 1950-luvulla. Rakennukset on perustettu useimmiten anturoilla maakerrosten varaan roudattomaan syvyyteen. Arhotie 1:n ja Keltanontie 5:n rakennukset on perustettu osittain maan ja osittain kallion varaan. Keltanontie 8:n rakennus on perustettu anturoilla maan varaan, mutta uima-allas on perustettu rataiskopaaluilla. Suurimmassa osassa pientaloalueen rakennuksista on kellari. Maanvaraan perustettujen rakennusten sijainti on esitetty liitteessä 2.

2.4 Pohjavesi ennen rakentamista

Betonitunneliosuuden ympäristössä on pohjasuhteiden ja tehtyjen pohjavesihavaintojen perusteella erotettavissa kaksi erillistä pohjavesiallasta: Puotilan ja Itäkeskuksen pohjavesialtaat. Ne erottaa toisistaan sekä Itäväylän pohjois- että eteläpuolella kallioiset kitkamaa-alueet, joissa päämaalajina on moreeni. Itäväylän kohdalla suurin piirtein Brahenlinnantien eteläpuolella on lähelle maanpintaa nouseva tiivis moreeniharjanne, jonka yläpuolella on vain melko ohuita kerroksia silttiä ja hiekkaa sekä hyvin ohuelti savea. Moreeniharjanne yhdistää eteläisen ja pohjoisen kitkamaa-alueen muodostaen luonnollisen pohjavedenjakajan Puotilan ja Itäkeskuksen pohjavesialtaiden väliin. Vedenjakajan sijainti on esitetty liitteessä 2.

Oletus moreeniharjanteen toimimisesta vedenjakajana on alunperin tehty pohjatutkimusaineiston perusteella, mutta se on varmistunut sekä Suunnittelukeskus Oy:n marraskuussa 1989 että geoteknisen osaston elokuussa 1994 tekemässä koepumppauksessa. Kuvassa 2.4 on esitetty alenemahavainnot geoteknisen osaston tekemän koepumppauksen yhteydessä pohjaveden tarkkailupisteissä 4778/03P, 4856/14P, 4294/06P, 4113/06P, 4778/02P ja 4778/12P. Pisteiden ja pumppauskaivon K1

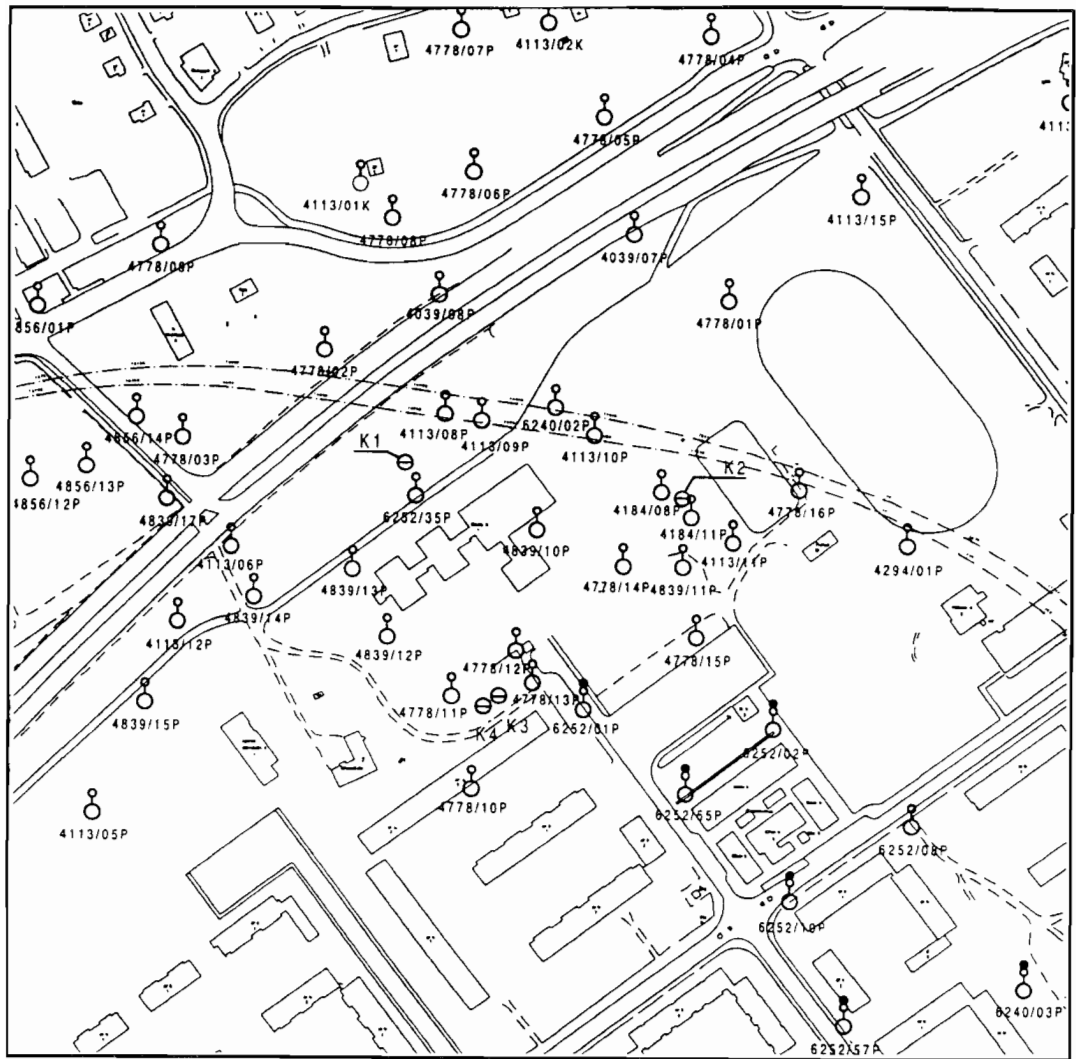
sijainti ilmenee kuvasta 2.5. Kuten alenemakäyristä huomataan, koepumppauksen vaikutus moreeniharjanteen itäpuolisessa pisteessä 4778/02P on selkeä, mutta harjanteen länsipuolisissa pisteissä melko vähäinen. Vaikka esimerkiksi pisteet 4778/03P ja 4778/12P ovat lähes samalla etäisyydellä pumppauskaivosta K1, niissä havaitut alenemat ovat aivan eri suuruusluokkaa.



Kuva 2.4. Alenemahavainnotja eräissä pisteissä koepumppauksen aikana.

Paikoitellen paksuhko ja hyvin vettä johtava hiekkakerros sekä sen päällä olevat huonosti vettä johtavat koheesiomaakerrokset muodostavat Puotilan pohjavesialtaassa paineellisen ja muodoltaan epäsymmetrisen akviferin, joka johtaa vettä koepumppauksen perusteella parhaiten pohjois-eteläsuunnassa. Alueella on havaittu yleensä vain yksi pohjavedenpinta lukuunottamatta Rusthollarintien ympäristöä ja Itäväylän louhepengertä, joissa esiintyy myös orsivettä.

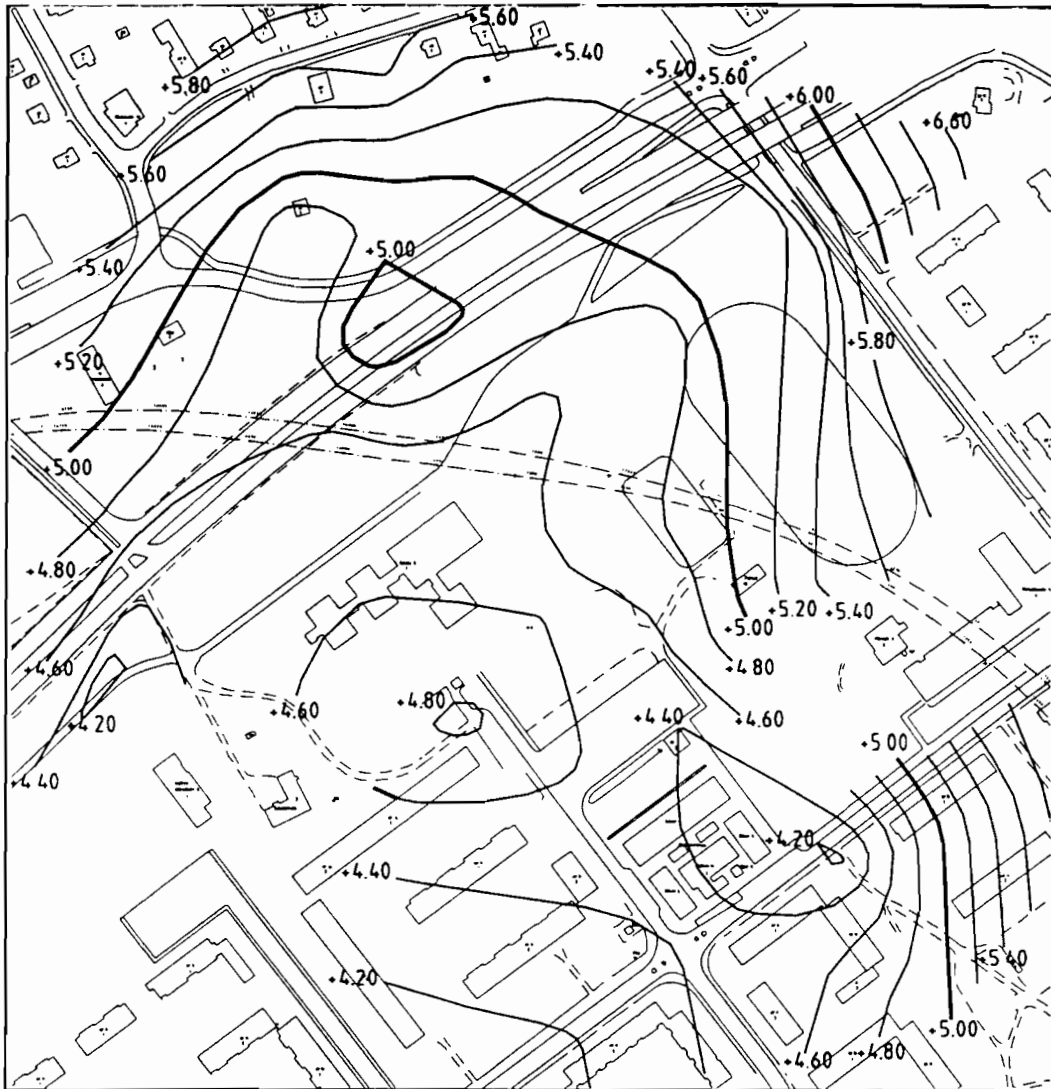
Liitteessä 2 on esitetty luonnontilainen pohjavedenpinta alueella vuonna 1990 eli ennen metroradan rakentamistoimenpiteiden aloittamista. Kuvassa 2.6 on puolestaan esitetty luonnontilainen pohjavedenpinta 4.8.1994 eli juuri ennen koepumppauksen aloittamista. Puotilan pohjavesialtaan keskiosassa koulun ja urheilupuiston ympäristössä pohjavedenpinta on laajalla alueella varsin tasainen ja pysyttelee lähellä tasoa



Kuva 2.5. *Elokuun 1994 koepumppauksen vaikutusalueella olevat pohjaveden havaintoputket.*

+5. Pohjoiseen ja länteen mentäessä pohjavedenpinta nousee kitkamaa-alueella yli tason +6 ja kosteana vuodenaikana yli tason +7. Etelässä Rusthollarintien lounaispäässä pohjavedenpinta on lähellä tasoa +4.

Liitteissä 3 ja 4 on esitetty Puotilan pohjavesialtaan eri osissa olevien pohjavesipisteiden pitkäaikaiset havaintosarjat. Pohjoisella pientaloalueella pohjavedenpinnan vaihtelut ovat suhteistuneen moreenin huonon vedenläpäisevyyden ja pienen huokostilan takia tyypillisesti suuria ja noudattelevat sademäärien vaihteluita /3/. Vaikka valuma-alue pohjoisessa on melko laaja, noin 90 ha, huonosti vettä johtava moreeni pidättää maaperään imeytyvän veden itseensä /12/. Siksi Puotilan pohjavesialtaan keskiosan hyvin vettä johtavan kerroksen korvautuvuus pohjoisesta on varsin huono.



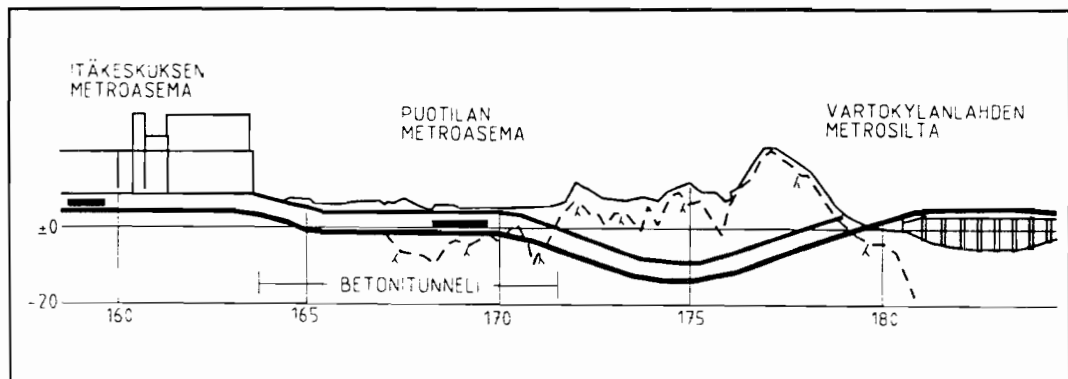
Kuva 2.6. *Luonnontilainen pohjavedenpinta juuri ennen koepumppauksen alkua 4.8.1994. Tilanne kuvaa kuivaa vuodenaikaa.*

Liitteeseen 2 on nuolilla merkitty pohjaveden luonnontilaiset virtaussuunnat. Pohjavesi virtaa ympäröiviltä kitkamaa-alueilta lännestä, idästä ja pohjoisesta alavalle savialueelle ja edelleen koheesiomaakerrosten alla olevaa hyvin vettä johtavaa hiekkakerrosta pitkin etelään kohti Vartiokylän lahtea.

3 ITÄMETRON BETONITUNNELIOSUUS

3.1 Kohteen toteuttamistapa ja aikataulu

Itäkeskus-Vuosaari-metroradan kokonaispituus on noin 4,5 km, josta noin yhden kilometrin pituinen osuus Itäkeskuksesta Puotilan urheilupuistoon on rakennettu vesitiiviiseen betonitunneliin. Betonitunneliosuuden sijainti on esitetty kuvassa 3.1, joka esittää metrolinjan pituusleikkausta Itäkeskuksesta Vartiokylänlahdelle. Puotilan urheilupuiston kohdalla metrolinjan paalulla noin 172 metro jatkuu kalliotunnelina. Vartiokylänlahden metrorata ylittää siltää pitkin, ja Vuosaarissa se kulkee maastoleikkauksessa. Betonitunneliosuudella on yksi asema, Puotilan metroasema, jonka sijainti on esitetty kuvassa 3.1 ja liitteessä 2.



Kuva 3.1. *Metrotunneli Itäkeskuksesta Vartiokylänlahdelle.*

Vaikka betonitunneliosuuden rakentaminen joko kalliotunnelina tai siltana olisi tullut valittua ratkaisua halvemmaksi, kumpikaan vaihtoehto ei tule kysymykseen ympäristö- tai maastosyistä. Kalliotunneliratkaisu olisi aiheuttanut suhteellisen jyrkkiä vaihteluita metroradan kiskonselän korkeuteen, sillä kallionpinta on alueella tyypillisesti melko syvällä ja vaihtelee voimakkaasti. Maanpinnan yläpuolinen, siltoina toteutettu vaihtoehto ei olisi ollut sopusoinnussa rakennetun ympäristön kanssa. Se olisi ollut myös epäedullinen tulevan maankäytön kannalta, sillä se olisi vaatinut mittavia liikennejärjestelyjä Itäväylällä ja Kehä I:llä. Molemmissa tapauksissa myös Puotilan aseman rakentaminen ja toiminnan järjestelyt olisivat olleet vaikeampia kuin sijoitettaessa metro lähellä maanpintaa kulkevaan betonitunneliin.

Betonitunneli on rakenteeltaan paikallavalettu, umpipohjainen suorakaidetunneli, joka on perustettu joko maan tai laakerikerroksen välityksellä kallion varaan. Molemmissa perustamistapauksissa pohjalaatan alapuolelle on rakennettu 300 mm paksuinen salaojakerros, jottei tunneli lopullisessa tilanteessa padota pohjaveden virtausta pohjoisesta etelään. Periaatekuva betonitunnelin poikkileikkauksesta on esitetty liitteessä 5. Leikkaus on Vanhanlinnantien betonitunneli -urakkaosuuden kohdalta. Liikuntasaumaväli on kallionvaraisilla osilla noin 10 metriä ja maan varaan perustetuilla osilla noin 20 metriä. Tunneli on rakennettu vesitiiviistä betonista. Lisäksi pohjaveden alapuoleisilla osilla on käytetty seinämän ulkopuolista bentoniitilevyä ja pohjaveden yläpuoleisilla osilla kaksinkertaista kermieristystä.

Betonitunneli jakautui viiteen erilliseen urakkaosuuteen. Lyhin osuus, noin 35 metrin pituinen Kehä I:n alitus rakennettiin vuonna 1992. Muut vuosina 1994 - 1996 rakennetut ovat järjestyksessä Itäkeskuksesta päin lueteltuna noin 220 metrin pituinen Vanhanlinnantien betonitunneliosuus, noin 350 metrin pituinen Puotilan aseman urakkaosuus ja noin 130 metrin pituinen Puotilan urheilupuiston metrotunneliosuus.

3.2 Pohjaveden hallinta

3.2.1 Pohjaveden alentamisen tarve

Pohjavesivaikutuksiltaan etukäteen kriittisimmiksi arvioidut kohteet olivat luonnollisen vedenjakajan itäpuolella sijaitsevat Puotilan metroaseman ratatunneliosuus sekä Puotilan urheilupuiston metrotunneliosuus. Ne sijaitsevat alueella, jossa on hyvin vettä johtavia maakerroksia sekä paikoin rikkonaista kalliota. Pääosin tiiviiseen, huonosti vettä läpäisevään moreeniin rakennetulla Vanhanlinnantien betonitunneliosuudella ei havaittu rakennustyön edistyessä tehtyjen mittausten perusteella merkittäviä vaikutuksia vedenjakajan itäpuolella.

Puotilan metroaseman ratatunneliosuudella kaivu- ja louhintatasot olivat noin 6 - 7 metriä ja urheilupuiston metrotunneliosuudella enimmillään noin 9 - 10 metriä luonnontilaisen pohjavedenpinnan alapuolella. Jotta betonitunnelin kaivu- ja

rakennustyöt voitiin tehdä kuivissa olosuhteissa, tuli ainakin metrokaivannon sisäpuolella tehtävän työnaikaisen pohjaveden alentamisen olla vastaavaa suuruusluokkaa. Rakentamalla betonitunneli vesitiiviiksi voitiin pohjavedenpinnan lopullisessa tilanteessa sallia palautuvan luonnolliseen tasoonsa.

3.2.2 Pohjaveden alentamisen hättävähäikutukset

Maaperätietojen ja koepumppauksista tehtyjen havaintojen perusteella voitiin päätellä, että metrolinjalla tehtävä pohjaveden alentaminen vaikuttaisi laajalla alueella varsinkin etelässä, jossa on myös aleneman vaikutuksille herkimpiä riskikohteita kuten Rusthollarintien puupaaluperustukset ja Klaavuntien ympäristössä yli 5 metrin paksuiselle savikolle maan varaan perustetut kadut ja kunnallistekniset putkijohdot. Pitkääaikaisen tai liian suuren pohjaveden alentamisen arvioitiin aiheuttavan etelässä katujen ja pihojen painumisen sekä puupaaluperustusten ja kunnallisteknisten rakenteiden vaurioitumisen. Koska myös pohjoisella pientaloalueella on maan varaan perustettuja rakenteita ja savikerroksen paksuus on paikoitellen lähes 3 metriä, oli sielläkin odotettavissa vastaavia vaurioita, mikäli metrolinjan pohjaveden alentaminen tapahtuisi hallitsemattomasti. Edellä esitetyt ympäristöstä johtuvat seikat aiheuttivat tarpeen rajata pohjaveden alentamisen kestoa ja vaikutusalueetta metrokaivannon ulkopuolella erilaisilla teknisillä vaatimuksilla, joita on käsitelty enemmän kohdassa 3.2.4.

3.2.3 Eteläinen pohjavesipato

Koska Puotilassa juuri metrolinjan eteläpuolella on aleneman vaikutuksille herkimpiä riskikohteita, rakennettiin heinä - elokuussa 1994 Puotilan koulun ja Klaavuntien kääntöpaikan väliselle alueelle pyörrepaaluista pohjavesipato estämään aleneman etenemistä etelään. Padon sijainti on esitetty liitteessä 2.

Pohjavesipato rakennettiin toisiaan leikkaavista $\varnothing$ 800 mm pyörrepaaluista, joiden keskeltä keskelle väli oli 600 mm. Patoseinä ulotettiin savi-, siltti- ja hiekkakerrosten läpi alla olevaan kiviseen moreeniin niin syvälle kuin käytettävissä olleella kalustolla päästiin. Seuraavassa vaiheessa pohjavesipato paikoin ulotettiin yhä syvemmälle

hiekkakerroksia sisältävään moreeniin käyttäen $\varnothing$ 300 mm pyörrepaaluja. Lopuksi patoa tiivistettiin injektoimalla sitä ympäröiviä vettäjohtavia maakerroksia sekä padon alapuolista rikkonaista kalliota. Eri työvaiheiden väleillä patoseinän tiivistymistä tarkkailtiin lyhytaikaisilla koepumppauksilla, jotka suoritettiin kaivosta K1. Patoseinästä ei injektoinneista huolimatta tullut täysin vesitiivis. Kesäkuussa 1995 suoritetun noin 5 tuntia kestäneen koepumppauksen perusteella pohjavesipadon todettiin kuitenkin tiivistyneen elokuun 1994 tilanteeseen verrattuna /13/.

3.2.4 Pohjaveden alentamisen reunaehdot

Pohjaveden hallintasuunnitelmissa oli lähtökohtana, että alentaminen olisi ainoastaan työnaikaista eikä se kaivannon ulkopuolella suuruudeltaan ylittäisi raja-arvoja, joiden katsottiin riittävällä varmuudella takaavan, etteivät alueen rakenteet vaurioidu. Alustavasti kaivantojen tiivistysseinien ulkopuolisena pohjaveden alentamisen raja-arvona pidettiin tasoa +3 välittömästi kaivannon ulkopuolella. Koepumppauksen perusteella määritettyä tasoa tarkasteltiin myöhemmin tähän työhön liittyvällä numeerisella mallilla, jolla voitiin simuloida erilaisten kaivannon ulkopuolisten pohjavesitasojen vaikutuksia ympäristössä. Koepumppauksen analysointia on käsitelty kohdassa 6.1.2 ja mallin avulla suoritettuja laskelmia luvussa 7.

Hallintasuunnitelmassa määriteltiin myös pohjaveden aleneman 0-rajat sekä pohjoisessa että etelässä. Mikäli pohjaveden havaittaisiin työn aikana laskevan Vanhanlinnantien ja Keltanontien puolivälin pohjoispuolella tai pohjavesipadon eteläpuolella, oli aloitettava korvausveden syöttäminen jo etukäteen kaivantoalueen ulkopuolelle rakennettujen imeytyskaivojen kautta. Imeytyksiä on käsitelty tarkemmin kohdissa 7.2 ja 8.1.

Betonitunnelin rakenteet suunniteltiin lisäksi siten, ettei pohjaveden luonnollinen virtaus pohjoisesta etelään lopullisessa tilanteessa esty. Tunneli ei saa muodostaa pohjaveden virtausta katkaisevaa patoa. Siksi sen sivuille ja alle rakennettiin salaojakerrokset hyvin vettä johtavasta materiaalista. Betonitunnelin pitkäaikaisia pohjavesivaikutuksia on analysoitu kohdassa 7.3.

3.3 Kaivantojen toteuttamistavat

Betonitunneli rakennettiin tiivistysseinin ympäröidyssä avokaivannossa. Kaivantojen tekniset ratkaisut poikkesivat jossakin määrin toisistaan, mutta tiivistysseinät rakennettiin kuitenkin kaikissa tapauksissa tiiviiseen moreeniin tai kallion pintaan ulotetuista teräsponteista, joiden tiiviys varmistettiin maa- ja kallioinjektoinnein. Puotilan urheilupuiston metrotunnelityömaalla kaivanto toteutettiin alkuperäisiä suunnitelmia kapeampana, ja teräsponttiseiniä käytettiin myös tukiseininä. Kivisessä moreenissa ratkaisu osoittautui kuitenkin vaikeaksi. Tiivistysseinät poistettiin rakentamisen jälkeen, jotta pohjaveden luonnollinen virtaus ei esty.

Pohjaveden alentaminen tapahtui imukärkien ja työnaikaisten salaojajärjestelyjen avulla sekä suoraan kaivannosta pumpaamalla. Urakoitsijoiden edellytettiin työn aikana jatkuvasti mittaavan välittömästi kaivannon ulkopuolella sijaitsevien pohjaveden havaintoputkien pohjavesitasoja sekä imukärjistä ja kaivannosta pumpattuja vesimääriä.

4 VEDEN VIRTAAUS MAAPERÄSSÄ

4.1 Yleistä

4.1.1 Lähtöolettamukset

Tässä luvussa käsitellään jatkotarkastelujen vaatimassa laajuudessa veden virtausta pohjavesivyöhykkeessä, jonka huokostila on täysin vedellä kyllästetty. Pohjavesihydrauliikan yhtälöitä johdettaessa voidaan tehdä useampia yksinkertaistuksia verrattuna yleiseen virtausmekaniikkaan huokoisen aineen läpi. Koska suotovirtausongelmien geometriset dimensiot ovat yleensä huomattavan suuria verrattuna vettäjohtavan materiaalin huokoskokoon, seuraavat otaksumat eivät aiheuta tuntuva virhettä /1,3/:

- Huokosvesi on homogeenista eli sen tiheys on kaikkialla sama.
- Huokosvesi on kokoonpuristumatonta.
- Raeaines on kokoonpuristumatonta.
- Raerungon liikenopeus on häviävän pieni vesipartikkelien keskimääräiseen nopeuteen verrattuna.

4.1.2 Akviferityypit

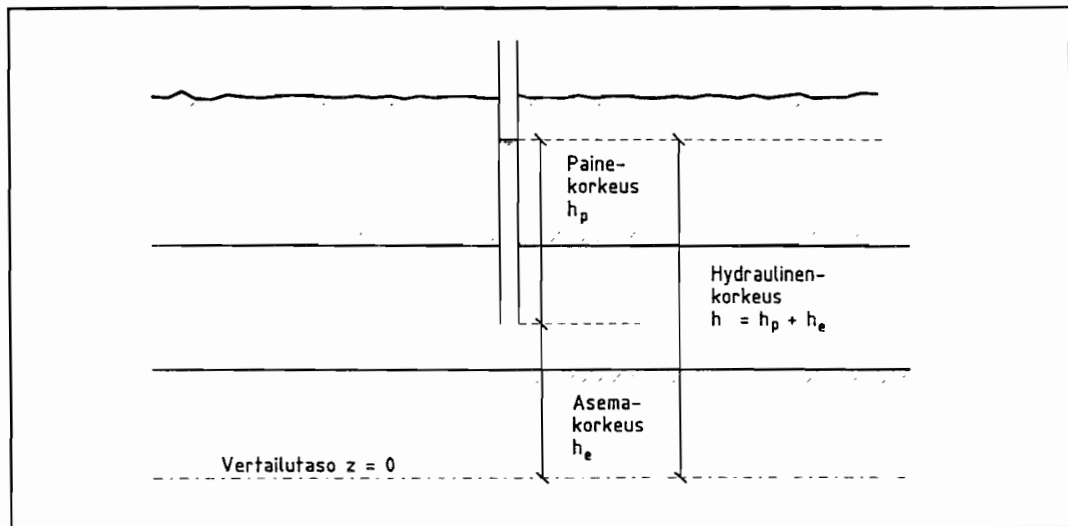
Akviferit ovat pohjavettä sisältäviä, hyvin vettä johtavia, hydraulisesti yhtenäisiä geologisia muodostumia. Sen mukaan, onko pohjavedenpinta vapaa vai vettä läpäisemättömän kerroksen rajoittama erotetaan kaksi perustyyppiä: vapaa ja paineellinen akviferi. Tässä esityksessä on keskitytty ainoastaan veden virtauksen teoreettiseen hallintaan paineellisessa akviferissa, koska Puotilan pohjavesiallas on savialueelle tyypillinen paineellinen akviferi.

Paineellinen akviferi rajoittuu sekä ylä- että alapinnastaan vettä läpäisemättömään tai huonosti vettä läpäisevään kerrokseen. Pohjavesi on nimeltään salpavettä. Vedenpaine on akviferin yläpinnassa ilmanpainetta suurempi, ja vettäjohtavaan kerrokseen ulotetussa havaintoputkessa vedenpinta nousee kerroksen yläpinnan yläpuolelle akviferin paine- eli pietsometriselle tasolle, joka ilmoittaa ilmakehän paineen korkeusaseman akviferissa. Kaikki pohjaveteen kohdistuvat paineen muutokset

aiheuttavat myös painetason muutoksen. Pohjavesialtaan tulo- ja menovesimäärien erotukset muuttavat vesivarastoa ja myös painetasoa. Salpaveden pietsometrisen tason korkeuteen vaikuttavat siten ilmanpaineen muutosten lisäksi sadannan ja haihdunnan vaihtelut sekä vedenotto ja -imeytys /3,4/.

4.1.3 Määritelmiä

Painekorkeus h_p [m] on korkeus, johon vedenpinta nousee tarkasteltavaan pisteeseen asetetussa havaintoputkessa. Painekorkeuden ja huokospaineen u [Pa] välillä on yhteys $h_p = u/\gamma_w$, jossa γ_w on veden tilavuuspaino [kN/m^3]. **Asemakorkeus** h_e [m] on tarkasteltavan pisteen korkeusasema suhteessa johonkin valittuun vertailutasoon, joka yleensä kenttämittauksissa on kaupungin koordinaatiston z -koordinaatin nollataso. **Hydraulinen korkeus** h [m] on painekorkeuden ja asemakorkeuden summa $h = h_p + h_e$. Hydraulista korkeutta nimitetään myös hydrauliseksi potentiaaliksi tai pietsometriseksi korkeudeksi /1/. Määritelmiä selventää kuva 4.1.



Kuva 4.1. *Painekorkeus, asemakorkeus ja hydraulinen korkeus /1/.*

4.2 Virtauksen perusyhtälöt

4.2.1 Darcyn laki

Pohjavesihydrauliikan perustana voidaan pitää Henry Darcyn vuonna 1856 yk-

siulotteiselle virtaukselle esittämää yhtälöä, jonka mukaan hiekkasynterin läpi kulkeva virtaama Q on suoraan verrannollinen synterin poikkipinta-alaan A ja sen ylä- ja alapintoihin vaikuttavien hydraulisten korkeuksien eroon ($h_1 - h_2$) ja kääntäen verrannollinen synterin korkeuteen L . Kaava (4.1) tunnetaan nimellä Darcyn laki.

$$Q = K A (h_1 - h_2) / L \quad (4.1)$$

jossa Q = virtaama [m^3/s]

K = Darcyn verrannollisuuskerroin, vedenjohtavuus [m/s]

A = virtausta vastaan kohtisuora synterin pinta-ala [m^2]

h = hydraulinen korkeus [m]

L = hiekkasynterin pituus virtauksen suunnassa [m].

Geotekniikassa Darcyn verrannollisuuskertoimesta käytetään tavallisimmin nimitystä vedenläpäisevyyskerroin k , jonka yksikkö on sama kuin vedenjohtavuuden K [m/s].

Määrittelemällä virtaamanopeus q [m/s] lausekkeella $q = Q/A$ ja merkitsemällä lisäksi, että hydraulinen gradientti $J = (h_1 - h_2)/L$, saadaan Darcyn laki kaavassa (4.2) esitettyyn muotoon.

$$q = K J \quad (4.2)$$

jossa q = virtaamanopeus [m/s]

J = hydraulinen gradientti

K = vedenjohtavuus [m/s].

Darcyn laki on alunperin määritetty empiirisesti, ja se koskee alkuperäisessä muodossaan yksiulotteista virtausta. Se pätee kuitenkin myös kolmiulotteisessa virtaustilanteessa, jolloin se voidaan esittää yleisessä vektorimuodossa kaavalla (4.3).

$$\vec{q} = K \vec{J} \quad (4.3)$$

Koska hydraulinen gradientti J on hydraulisen korkeuden h gradientin vastaluku, saadaan kolmiulotteisessa tapauksessa hydrauliselle gradientille esitysmuoto (4.4).

$$\bar{J} = -\bar{\nabla}h = - \left(\frac{\partial h}{\partial x}\bar{i} + \frac{\partial h}{\partial y}\bar{j} + \frac{\partial h}{\partial z}\bar{k} \right) \quad (4.4)$$

Isotrooppisessa tapauksessa, jolloin vedenjohtavuus K on skalaari, voidaan virtaamanopeus $\bar{q}$ kirjoittaa komponenttimuodossa yhtälöillä (4.5).

$$\begin{aligned} q_x &= KJ_x = -K \frac{\partial h}{\partial x} \\ q_y &= KJ_y = -K \frac{\partial h}{\partial y} \\ q_z &= KJ_z = -K \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (4.5)$$

4.2.2 Jatkuvuusyhtälö

Tarkastellaan veden kyllästämässä vyöhykkeessä olevaa tilavuusalkiota, jonka sivut ovat dx , dy ja dz . Alkion (differentiaalinen) tilavuus on siten $V = dxdydz$. Olkoon tilavuusalkion vesitilavuuden V_w tietyn prosessin johdosta saama muutos dV_w ja vastaava hydraulisen korkeuden muutos dh . Määritellään alkion ominaisvarastoituvuus S_o [1/m] kaavalla (4.6).

$$S_o = \frac{dV_w}{Vdh} \quad (4.6)$$

Tilavuusalkion sisältämän vesimäärän muuttumisnopeudelle eli varastoitumisnopeudelle $\partial V_w / \partial t$ saadaan siten kaavan (4.6) perusteella yhtälö (4.7).

$$\frac{\partial V_w}{\partial t} = VS_o \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.7)$$

Sovelletaan seuraavaksi huokosvedelle massan säilymisen periaatetta. Koska huokosvesi oletetaan kokoonpuristumattomaksi, voidaan massan säilymisen sijasta tarkastella tilavuuden säilymistä. Tilavuusalkion akselien suuntaiset tulovirtaamat ovat Q_x , Q_y ja Q_z sekä menovirtaamat $-(Q_x + dQ_x)$, $-(Q_y + dQ_y)$ ja $-(Q_z + dQ_z)$. Nettovirtaama alkioon tai alkion pois on tulo- ja menovirtaamien summa. Jotta huokosveden tilavuus säilyisi virtaustilanteessa, tulee nettovirtaaman ja varastoitumisnopeu-

den $\partial V_w / \partial t$ summan olla nolla. Ottamalla lisäksi huomioon, että alkion tilavuus on $V = dx dy dz$ ja että virtaamanopeus q on määritelty lausekkeella $q = Q/A$, jossa A on virtausta vastaan kohtisuoran pinnan ala ($A = dx dy$, $dy dz$ tai $dz dx$) saadaan johdettua huokosveden jatkuvuusyhtälö (4.8) /1,3,4,6/.

$$-\frac{\partial q_x}{\partial x} - \frac{\partial q_y}{\partial y} - \frac{\partial q_z}{\partial z} = \frac{1}{V} \frac{\partial V_w}{\partial t} \quad (4.8)$$

4.2.3 Suotovirtauksen differentiaaliyhtälö

Sijoittamalla jatkuvuusyhtälöön (4.8) Darcyn lain mukaiset virtaamanopeuden $\bar{q}$ komponentit kaavasta (4.5) sekä varastoitumisnopeuden lauseke (4.7) saadaan tulokseksi suotovirtauksen differentiaaliyhtälö isotrooppisessa tapauksessa (4.9).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K \frac{\partial h}{\partial z} \right) = S_o \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.9)$$

Pysyvässä (stationäärisessä) virtauksessa hydraulinen korkeus h ei riipu ajasta, eli $\partial h / \partial t = 0$, ja yhtälön (4.9) oikea puoli häviää /1,4/.

4.3 Veden virtaus paineellisessa akviferissa

4.3.1 Suotovirtauksen differentiaaliyhtälö paineellisessa ohuessa kerroksessa

Kun suotovirtaus tapahtuu laajuuteensa nähden ohuessa likipitään vaakasuorassa akviferissa, voidaan tehdä ns. Dupuitin otaksuma, jonka mukaan hydraulinen korkeus h ei riipu z -koordinaatista ja on siis ainoastaan x :n ja y :n funktio /1,4/. Käytännön tarkasteluissa tehdään usein lisäksi oletamus, että vettäjohtava kerros on isotrooppinen ja kerroksen paksuuden yli homogeeninen, jolloin myös vedenjohtavuus K ja ominaisvarastoitus S_o ovat vain x :n ja y :n funktioita. Paineellisen akviferin tapauksessa oletetaan lisäksi, että vettäjohtavan kerroksen ylä- ja alapinta ovat käytännöllisesti katsoen vettä läpäisemättömiä. Tällöin virtaamanopeuden $\bar{q}$ pystysuora komponentti q_z häviää, ja suotovirtauksen differentiaaliyhtälön (4.9) vasemman puolen viimeinen termi on nolla. Kertomalla yhtälön (4.9) molemmat puolet vettäjohtavan kerroksen paksuudella b , joka on osittaisderivoinnin suhteen

vakio, saadaan suotovirtauksen differentiaaliyhtälö paineellisessa ohuessa kerroksessa (4.10).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(Kb \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(Kb \frac{\partial h}{\partial y} \right) = S_o b \frac{\partial h}{\partial t} \quad (4.10)$$

Määrittelemällä edellä esitettyjen suureiden avulla kolme uutta suuretta, akviferin vedenjohtokyky T [m^2/s] ja dimensioton varastokerroin S sekä alenema s [m], yhtälö (4.10) voidaan esittää muodossa (4.11).

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(T \frac{\partial s}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(T \frac{\partial s}{\partial y} \right) = S \frac{\partial s}{\partial t} \quad (4.11)$$

jossa $T = Kb$ on kerroksen vedenjohtokyky [m^2/s] (4.11a)

$S = S_o b$ on kerroksen varastokerroin (4.11b)

$s = h_o - h$ on alenema [m].

Alenema s tarkoittaa siis hydraulisen korkeuden muutoksen suuruutta verrattuna johonkin alkuperäiseen hydraulisen korkeuden tasoon h_o .

Usein esimerkiksi analysoitaessa koepumppausta on mielekästä esittää suotovirtauksen differentiaaliyhtälö napakoordinaatistossa. Tällöin ohuen kerroksen virtauksen tulee tapahtua tietyn pystysuoran akselin suhteen symmetrisesti. Probleema on yksidimensioinen, ja muuttujina ovat pyörähdysakselista mitattu vaakasuora koordinaatti r ja aika t . Differentiaaliyhtälö on kaavan (4.12) mukainen [1].

$$\frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial s}{\partial r} \right) = \frac{rS}{T} \frac{\partial s}{\partial t} \quad (4.12)$$

4.3.2 Reunaehdot ja alkuehto

Edellä esitetyt suotovirtauksen differentiaaliyhtälöt ovat voimassa määrittelyalueissaan, joka esimerkiksi yhtälöiden (4.10) ja (4.11) tapauksessa on xy -tasossa ja yhtälön (4.12) tapauksessa jana $r_w < r < R$, jossa r_w on pyörähdyssymmetrisen alueen sisäreunan eli kaivon säde ja R sen ulkoreunan säde. Yhtälöt ovat lineaarisia, joten niiden ratkaisemisen yhteydessä voidaan soveltaa superpositioperiaatetta. Niille

voidaan löytää ratkaisut kiinnittämällä määrittelyalueen reunoilla vallitsevat reunaehdot. Ajasta riippuvassa tapauksessa tulee lisäksi valita alkuehto, joka määrittää epästationäärisen reuna-arvoprobleeman lähtötilanteen ajan suhteen /1/.

Ohuen kerroksen suotovirtauksen reuna-arvoprobleeman yleisimmät reunaehdot ovat tunnetun virtaamanopeuden reunaehto ($q = q_n$ reunalla s_q) ja tunnetun hydraulisen korkeuden ($h = h_n$ reunalla s_h) eli operoitaessa alenemalla tunnetun aleneman reunaehto ($s = s_n$ reunalla s_s). Läpäisemättömän reunan tapauksessa saadaan tunnetun virtaamanopeuden reunaehdolle $q_n = 0$ reunalla s_q . Vapaaseen vedenpintaan rajoitettavalla reunalla voidaan kirjoittaa tunnetun hydraulisen korkeuden reunaehdolle $h = H$ reunalla s_h , jossa H on vapaan vedenpinnan korkeus.

4.3.3 Kaivohydrauliikkaa

Pysyvä virtaus kaivoon

Määritettäessä akviferin hydraulisia parametreja suoritetaan alueella yleensä koe-pumppaus. Tällöin suotovirtausprobleemana on veden säteittäinen virtaus kaivoon. Paineellisessa akviferissa Dupuitin otaksuma ei aiheuta merkittäviä virheitä, koska virtaus on vaakasuora. Napakoordinaatistossa, jossa pumppauskaivon ajatellaan olevan ympyränmuotoisen saaren keskellä, kaivoon säteittäisesti suuntautuva virtaama on pysyvän virtauksen tapauksessa yhtälön (4.13) mukainen, jossa virtaamanopeudelle q on sijoitettu lauseke (4.2) /3/.

$$Q_w = A_w q = 2\pi r_w b K \frac{\partial s}{\partial r} = 2\pi r_w T \frac{\partial s}{\partial r} \quad (4.13)$$

jossa Q_w = kaivosta pumpattava vakiovirtaama [m^3/s]

$A_w = 2\pi r_w b$ = kaivon siiviläosan pinta-ala [m^2]

r_w = kaivon säde [m]

b = vettäjohtavan kerroksen paksuus [m]

q = virtaamanopeus [m/s]

$T = Kb$ = akviferin vedenjohtokyky [m^2/s].

Integroimalla yhtälö (4.13) tunnetun aleneman reunaehdoilla $s = s_w$, kun $r = r_w$, ja

$s = 0$, kun $r = R$, saadaan tulokseksi kaava (4.14), joka on ohuen kerroksen pysyvän suotovirtauksen perusratkaisu /1/. Ajatellun ympyränmuotoisen saaren säde R on käytännön havaintoihin perustuva pumppauksen vaikutussäde eli se etäisyys, jolla alenema riittävän pitkän ajan päästä häviää. Muut merkinnät on esitetty edellä.

$$s(r) = \frac{Q_w}{2\pi T} \ln \frac{R}{r} \quad (4.14)$$

Kaava (4.14) on kriittisesti tarkasteltuna matemaattisesti epätarkka, sillä se osoittaa saaren sädettä R rajattomasti kasvatettaessa myös aleneman s kasvavan rajatta. Teoriassa tasaista virtaustilaa ei siis voi esiintyä rajattoman laajassa akviferissa. Käytännössä kuitenkin jossain vaiheessa saavutetaan näennäisesti stationäärinen virtaustilanne, jossa alenema s_w kaivon reunalla r_w ei enää kasva ja on pumppauksen vaikutussäteen R etäisyydellä nolla /1,4/. Vaikutussäde R on siis alenemahavaintoihin perustuva raja-arvo. Huolimatta kaavan (4.14) eräänlaisesta puolikokeellisesta luonteesta sitä voidaan käyttää koepumppauksen alustavaan analysoimiseen. Koepumppauksen ja yhtälön (4.14) avulla voidaan määrittää akviferin keskimääräinen vedenjohtavuus sekä pumppausvirtaaman Q_w ja vaikutussäteen R välinen vuorosuhde /4/.

Muuttuva virtaus kaivoon

Kuten edellisessä kohdassa on esitetty, koepumppaus niin kuin pohjaveden virtausprobleemat yleensä on ajasta riippuva eli epästationäärinen virtaustilanne. Käytännön ongelmana niin analogisissa kuin numeerisissakin laskentamenetelmissä on akviferiparametrien T (vedenjohtokyky) ja S (varastokerroin) määrittäminen.

Lähtien analogiasta lämpöoppiin Theis (1935) on esittänyt ratkaisun yhtälölle (4.12) seuraavin lähtöolettamuksin: a) akviferi on vaakasuora, homogeeninen, isotrooppinen, paksuudeltaan vakio ja pinta-alaltaan rajaton, b) akviferi on paineellinen ja sen ylä- ja alapinta ovat vettä läpäisemättömiä, c) kaikki vesi tulee akviferissa olevasta vesivarastosta ja vapautuu välittömästi huokospaineen laskiessa, d) pumppauskaivo on pistemäinen ja läpäisee akviferin täydellisesti, e) kaivon suodatin- ja siiviläosien putoushäviöt ovat merkityksettömiä, f) kaivosta pumpataan vettä vakiovirtaamalla Q_w , g) virtaus on laminaarista ja noudattaa Darcyn lakia.

Theisin esittämä ratkaisu differentiaaliyhtälölle (4.12) on kaavan (4.15) mukainen /17/. Reunaehdoiksi on sijoitettu alueen sisäreunalla $r = r_w$ tunnetun virtaamanopeuden reunaehto $q = q_n = (Q_w/2\pi r_w)$ ja alueen ulkoreunalla $r = R$ tunnetun aleneman reunaehto $s = \underline{s} = 0$. Lähtöolettamuksista a) ja d) seuraa, että yhtälö (4.12) on määritelty alueessa $0 < r < \infty$, koska $r_w \rightarrow 0$ ja $R \rightarrow \infty$. Alkuehtona on koko määrittelyalueessa ehto $s = 0$, kun $t = 0$.

$$s(r, t) = \frac{Q_w}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-x}}{x} dx = \frac{Q_w}{4\pi T} Ei(u) \quad (4.15)$$

jossa merkinnät ovat edellä esitetyt lukuunottamatta apumuuttujaa u , jolla merkitään kaavan (4.16) mukaista lauseketta.

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (4.16)$$

Kaavassa (4.15) esiintyvää eksponentiaalista integraalia $Ei(u)$ nimitetään kaivofunktioksi. Se voidaan esittää sarjakehitelmänä (4.17) /2/.

$$Ei(u) = -\gamma - \ln u + \frac{u}{1 \times 1!} - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} - \frac{u^4}{4 \times 4!} + \dots \quad (4.17)$$

jossa $\gamma = 0,5772156649\dots$ on Eulerin vakio.

Kaava (4.15) on ohuen kerroksen ajasta riippuvan suotovirtauksen perusratkaisu. Se soveltuu melko hyvällä tarkkuudella käytettäväksi myös luonnollisten akviferien analysoimiseen, vaikka johdon yhteydessä tehdyt lähtöolettamukset eivät täysin toteutuisikaan, mikäli soveltuvuusalueen rajat ja virhetekijöiden vaikutukset analysoidaan tapauskohtaisesti.

5 POHJAVEDEN HALLINNAN SUUNNITTELU

5.1 Suunnittelun vaiheet

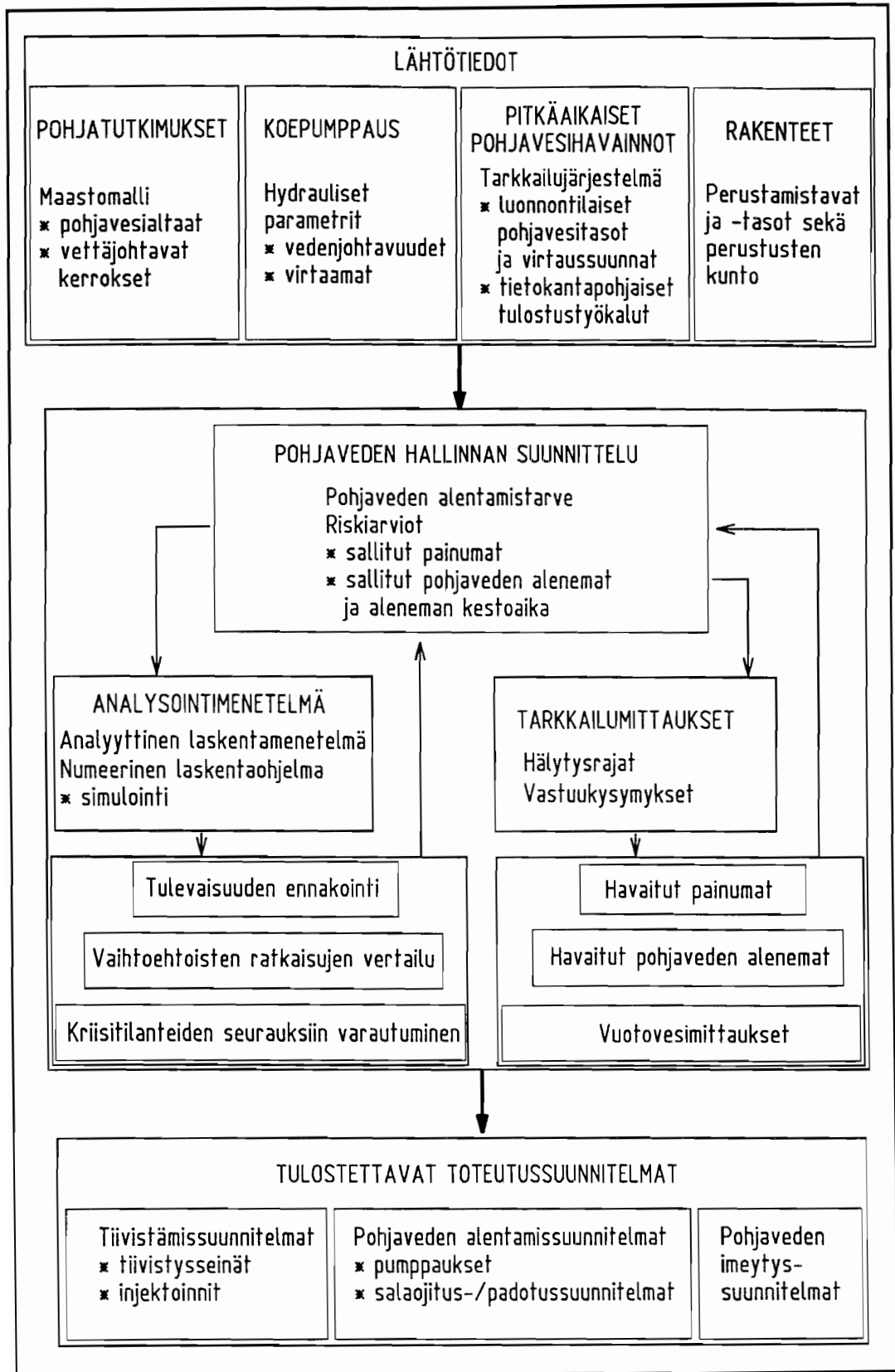
Rakentamista ohjaavia säännöksiä ovat rakennuslaki ja -asetus sekä rakennuslaissa säädetyllä tavalla rakentamismääräyskokoelma. Rakennuslain mukaan uudisrakennuksen rakentamiseen tarvitaan rakennuslupa. Uudisrakennuksen käsite on määritelty rakennuslaissa. Maanalaisen tilan luvanvaraisuus määräytyy pitkälti sen mukaan, miten kunnan rakennusvalvontaviranomainen tulkitsee rakennuslain ao. kohtia. Yleensä maanalaista tilaa on pidetty uudisrakennuksena silloin kun siellä tulee työskentelemään tai oleskelemaan ihmisiä. Jos maanalaisen tilan rakentaminen edellyttää rakennuslupaa, tulee määräysten noudattaminen myös maanalaisen tilan osalta rakennusvalvonnan piiriin, ja tällöin tulvat noudatettaviksi periaatteessa kaikki maanpäällistä uudisrakentamista koskevat säännökset. Maanalaisesta tilasta osa voidaan tulkita rakennuslupan varaiseksi ja osa ei. Metron kohdalla laituritiloille eli asemille on edellytetty rakennuslupa, mutta raidetunneleille ei. Raidetunneleille on asemakaavassa tehty tilavaraus, ja ne on rakennettu kunnanhallituksen myöntämän toimenpideluvan turvin.

Pohjaveden hallinnan suunnittelu on aina rakennuttajan vastuulla ja sen päämääränä on rakennushankkeen toteuttaminen siten, ettei työnaikaisesta tai lopullisesta pohjaveden alentamisesta aiheudu vaurioita hankkeen ympäristössä. Viranomaisvalvontaa suorittava rakennusvalvontavirasto vaatii pohjavedenpinnan alapuolelle ulottuvista rakennushankkeista joko rakennus- tai muuta lupaa myönnettäessä yksityiskohtaisen selvityksen pohjavesitilanteen pysyvistä hoitamisesta sekä työn suorittamisesta niin, että mahdollisen pohjaveden alentamisen haittavaikutukset voidaan minimoida. Pohjaveden hallintaselvitys voidaan vaatia tarvittaessa myös rakennustyön aikana. Yleensä rakennuslupan varaisista toimenpiteistä on viranomaisella hyväksyttävä rakennepiirustusten hyväksyttämisen yhteydessä myös pohjaveden hallintasuunnitelma, jossa on selvitettävä mahdollisen pohjaveden alenemisen vaikutukset rakennuskaivannon ympäristössä ja tarvittaessa suunniteltava haittavaikutusten ehkäiseminen. Metron tapauksessa rakennuttajan eli Helsingin kaupungin rakennusviraston on katsottu olevan niinsanotun asiantuntijarakennuttajan, jolloin

pohjaveden hallintasuunnitelmaa ei tarvitse hyväksyttää viranomaisella. Vastaavalaisia institutionaalisia asiantuntijarakennuttajia ovat esimerkiksi Helsingin Energia (Energialaitos) ja Rautatiehallitus. Pohjaveden hallintasuunnitelma on tässä tapauksessa rakennuttajan ja urakoitsijan välinen urakkasopimusasiakirja, jossa määritellään muunmuassa urakoitsijan vastuut ja rakennuttajan vaatimat toimenpiteet pohjavesitilanteen hoitamisesta. Rakennusvalvontavirasto on suorittanut viranomaisvalvontaa osallistumalla rakentamisen aikana pohjavesikokouksiin, joita on pidetty yleensä kerran kuukaudessa tai tarpeen mukaan ja joissa on todettu kulloinenkin pohjavesitilanne ja tarvittaessa mahdolliset toimenpiteet tilanteen saattamiseksi hallintasuunnitelmassa edellytettyyn kuntoon.

Pohjaveden hallinnan suunnittelu koostuu karkeasti ottaen kahdesta pääosasta, jotka ovat pohjaveden tarkkailujärjestelmä ja hallinnan suunnitteluun käytetyt laskentamenetelmät. Kuvassa 5.1 on pohjaveden hallinnan suunnittelu esitetty kaaviona, jossa suunnittelussa käytetyksi analysointimenetelmäksi on sijoitettu mm. tässäkin työssä käytetyn kaltainen numeerinen pohjavesimalli. Sen sijalla voisi tietysti yhtä hyvin olla jokin muu, esimerkiksi analyyttinen laskentamenetelmä. Kaavioon on merkitty tarvittavat lähtötiedot ja mahdollisesti tulostettavat pohjaveden hallinnan suunnittelun lopputuotteet.

Kaikki kaavion osat eivät kuitenkaan ole yksin rakennuttajan vastuulla, vaan myös urakoitsija on vastuussa rakennuttajan velvoittamin osin esimerkiksi osasta tarkkailumittauksia, kuten vuotovesimittauksista, pumpatuista vesimääristä ja välittömästi kaivannon ulkopuolisista pohjavedenpinnan korkeushavainnoista. Lisäksi geoteknisellä osastolla on kaupunginhallituksen päätöksen (1977) perusteella tehtävänä toimia viranomaisen eli rakennusvalvontaviraston asiantuntijana pohjavesitarkkailussa eli suorittaa jatkuvia alueellisia tarkkailumittauksia määrätyillä riskialueilla. Tällaisia alueita ovat yleensä ainakin ne, joilla sijaitsee puupaaluilla perustettuja rakennuksia kuten Puotila.



Kuva 5.1

Pohjaveden hallinnan suunnittelu.

5.2 Suunnittelussa käytetty ohjelmisto

5.2.1 Kolmiulotteinen CAD-mallinnus

Maakerrokset ja kallionpinta

Koko itämetron ympäristö on geoteknisessä osastossa mallinnettu tehtyjen pohjatutkimusten perusteella kolmiulotteiseksi suunnittelumalliksi. Malli käsittää Puotilan alueella koko tässä työssä tarkasteltavan pohjavesialtaan. Mallinnus on suoritettu Intergraphin MicroStation-suunnitteluohjelman 3D-sovelluksilla. Tietokantaan tallennetuista pohjatutkimuksista on tulkittu maakerrosrajojen ja kalliopinnan tasot, jonka jälkeen mallinnusohjelmalla tulkinnasta on tuotettu kolmiulotteinen maastomalli. Suhteellisen tiheän pohjatutkimuspisteverkoston ansiosta maastomalli antaa varsin hyvän kuvan alueen maakerrosrajojen ja kallionpinnan sijainnista sekä siten myös vettäjohtavan kerroksen dimensioista. Pelkän maastomallin perusteella voidaan numeeriseen malliin jo sijoittaa joitakin lähtötietoja kuten esimerkiksi vettä läpäisemättömiä rajapintoja kohdissa, joissa tiivis kallionpinta rajoittaa akviferia. Vettäjohtavan kerroksen paksuuden vaihteluista saadaan kaavan (4.11a) mukaisesti myös viitteitä akviferin vedenjohtokyvyn suhteista eri suunnissa ja eri alueilla.

Pohjavesi

Geoteknisen osaston suunnittelutyökaluihin kuuluu myös pohjaveden seurantajärjestelmä, joka tallentaa pohja- ja orsivesipisteistä tehdyt havainnot tietokantaan. Havainnoista voidaan edelleen aikaansaada monenlaisia tulosteita eri tarkoituksiin kuten esimerkiksi pistekohtaisia aikasarjadiagrammeja valitulta ajanjaksolta. Pohjavesimallin laatimisen kannalta merkittävin sovellus on kuitenkin mahdollisuus tuottaa eri kriteereillä valituista havainnoista kolmiulotteisia pintoja, jotka voidaan tulostaa esimerkiksi tasa-arvokäyrästöinä. Yksi esimerkki tällaisesta käyrästä on kuvassa 6.2. Pintoja voidaan edelleen käsitellä mallinnusohjelmistolla ja muodostaa esimerkiksi kahden pinnan välinen erotuspinta, joka havainnollistaa selkeästi tietyn toimenpiteen tai olosuhdemuutoksen vaikutusta alueella.

Pohjaveden seurantajärjestelmä on kuitenkin luonteeltaan pelkästään havainnoiva eli se ei sisällä mahdollisuutta laskennalliseen tarkasteluun, jolla voitaisiin etukäteen arvioida erilaisten toimenpiteiden pohjavesivaikutuksia. Tässä työssä pohjaveden seurantajärjestelmän hyödyntämiseen on yhdistetty numeerisen laskentaohjelman (FLAC) käyttö, jotta etukäteen voidaan simuloida tulevaisuudessa vallitsevia olosuhteita ja siten luoda käsityksiä esimerkiksi vaihtoehtoisista toimintatavoista.

5.2.2 Kaksiulotteinen FLAC-ohjelma

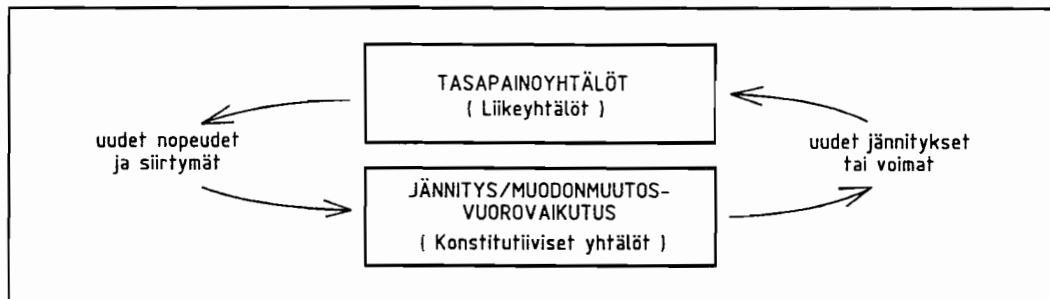
Ohjelman kuvaus

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) on kaksidimensioinen eksplisiittinen differenssimenetelmään perustuva numeerinen laskentaohjelma. Sen avulla voidaan ratkaista materiaalmallin (kuten suotovirtausprobleeman) käyttäytymistä kuvaavat differentiaaliyhtälöt lähtien malliin annetuista initiaaliarvoista ja reunaehdoista. Differenssimenetelmässä jatkuvaa systeemiä kuvataan diskreetillä systeemillä, jossa kenttämuuttujat (esimerkiksi jännitys, siirtymä tai huokospaine) ovat määriteltyjä ainoastaan differenssiverkon solmupisteissä.

Kenttämuuttujien arvoja sitovien kenttäyhtälöiden kuten suotovirtauksen differentiaaliyhtälön osittaisderivaatat korvataan laskennassa algebrallisilla lausekkeilla, jotka saadaan antamalla muuttujille pienet, mutta äärelliset muutokset. Esimerkiksi huokospaineen osittaisderivaattaa ajan suhteen $\partial u / \partial t$ kuvataan huokospaineen inkrementillä hyvin pienen aika-askeleen aikana $\Delta u / \Delta t$. Aika-askel Δt on menetelmään liittyvä puhtaasti laskennallinen yksikkö, eikä se kuvaa todellista ajankulkua. Jotta ajan diskretointi laskennan yhteydessä olisi fysikaalisesti mielekäästä, tulee aika-askeleen olla niin pienen, ettei fysikaalinen vuorovaikutus vierekkäisten solmupisteiden välillä ole mahdollista. Ohjelma määrittää aika-askeleen kriittisen arvon ja käyttää laskennassa aika-askelta, joka on suuruudeltaan kriittinen arvo kerrottuna varmuuskertoimella 0,8 /8/.

Ohjelman käyttämää laskentatapaa voidaan kuvata eksplisiittiseksi ajassa eteneväksi laskentamenetelmäksi. Se poikkeaa jossain määrin useimpien elementtimenetelmään perustuvien laskentaohjelmien käyttämästä implisiittisestä ratkaisutavasta, jossa

elementtimatriisit kootaan suureksi globaaliksi jäykkyysmatriisiksi. Implisiittisen ratkaisun yhteydessä jokainen elementti on kaiken aikaa vuorovaikutussuhteessa kaikkiin muihin elementteihin jäykkyysmatriisin osoittamalla tavalla. Eksplisiittisessä ratkaisumenetelmässä ei koota jäykkyysmatriisia, vaan algebralliset differenssiyhtälöt ratkaistaan jokaisen aika-askeleen aikana uudelleen. Johtuen aika-askeleen pienuudesta niitä vaaditaan tasapainon saavuttamiseksi suuria määriä, mallin koosta riippuen jopa kymmeniä tuhansia. Yhden aika-askeleen aikana suoritettava perusproseduuri on esitetty kuvassa 5.2. Ensin ratkaistaan jännityksistä ja voimista liikeyhtälöiden avulla nopeudet ja siirtymät. Niistä ratkaistaan edelleen suhteelliset muodonmuutokset, joista saadaan uudet jännitykset. Kussakin laskennassa käytettyjen suureiden arvot pysyvät laskennan ajan vakioina. Tämä on perusteltua, mikäli aika-askel on riittävän pieni. Tällöin laskenta-aalto on koko ajan fysikaalisen vuorovaikutusaallon “edellä”, ja malli toimii fysikaalisessa mielessä oikein, vaikka lähtöarvoina käytettyjen suureiden arvot ovat kiinnitetyt kunkin aika-askeleen ajan /6,8/.



Kuva 5.2 Eksplisiittinen laskenta-askel /8/.

Suotovirtauksen laskenta FLAC:lla

FLAC:lla voidaan mallintaa nesteen virtausta huokoisen väliaineen läpi. Suotovirtausta voidaan analysoida itsenäisenä, mekaanisesta laskennasta erillisenä virtausmallina tai maan mekaaniseen käyttäytymiseen yhdistettynä analyysinä. Tässä työssä on käytetty itsenäistä virtausmallia täysin vedellä kyllästetyssä vyöhykkeessä. FLAC:n suotovirtausanalyysi noudattaa edellisessä kohdassa esitettyjä yleisiä laskentaperiaatteita. Seuraavassa luvussa on selostettu laskentamallin laatimista ja mallin vaatimien parametrien määrittämistä Puotilan pohjavesialtaassa.

6 MUODOSTETTU LASKENTAMALLI

6.1 Numeerisen mallinnuksen peruslähtökohdat

Puotilan pohjavesiallas on keskeiseltä osaltaan paineellinen akviferi. Laadittaessa alueelle numeerista mallia on sen tähden mahdollista tehdä kohdassa 4.1.1 esitettyjen yleisten lähtöolettamusten lisäksi kohdassa 4.3.1 esitetyt otaksumat paineelliselle akviferille, joista tärkein on Dupuitin otaksuma. Sen mukaan hydraulinen korkeus h ei riipu z -koordinaatista, vaan on ainoastaan x :n ja y :n funktio /1,4/. Lähtien kohdassa 4.3.1 esitetyistä otaksumista on mahdollista laatia Puotilan pohjavesialtaalle kaksidimensioiden numeerinen malli, jossa differenssiverkko on levitetty xy -tasoon. Tällöin laskennassa voidaan käyttää differentiaaliyhtälöitä (4.10), (4.11) ja (4.12).

Käytettäessä analyysiin FLAC-ohjelmaa mallin jokaiseen elementtiin (zone) sijoitetaan parametriksi vedenjohtavuus K . Koska malli on kaksidimensioiden, eikä se näin ollen pysty suoraan ottamaan huomioon vettäjohtavan kerroksen paksuuden vaihteita, tulee kyseisen tekijän vaikutus sisällyttää parametriin K . Koska vedenjohtavuuden K ja akviferin paksuuden b välinen riippuvuussuhde on kiinnitetty akviferin vedenjohtokyvyn T määritelmän (4.11a) perusteella $T = Kb$, voidaan vettäjohtavan kerroksen paksuuden vaikutus ottaa huomioon, mikäli sen lisäksi tunnetaan vedenjohtokyky T akviferin eri osissa. Vedenjohtokyvyn T määrittämiseksi koepumppauksen perusteella on esitetty useita erilaisia analogisia menetelmiä, joita on esitelty kohdassa 6.2.3.

Tarpeesta muuttaa todellisuudessa kolmiulotteinen suotovirtausprobleema laskentaa varten kaksiulotteiseksi seuraa, että malliin sijoitettava vedenjohtavuus K ei enää ole arvoltaan sama kuin maastossa mitattu tai rakeisuuskäyrien perusteella arvioitu vedenläpäisevyyskerroin k . On kuitenkin tärkeää mallia laadittaessa ottaa huomioon kaikki mahdollinen saatavissa oleva informaatio maakerrosten ("todellisista") vedenläpäisevyyskertoimista alueen eri osissa ja eri syvyyksillä, sillä yhdessä koepumppaushavaintojen ja vettäjohtavan kerroksen paksuustietojen kanssa niistä saadaan arvokasta tietoa vedenjohtavuuksien suhteista mallin eri osissa.

Jotta lähinnä laskennallisen vedenjohtavuusparametrin K käyttö ei aiheuttaisi mallin vääränlaista toimintaa, tulee mallin toiminta alustavien parametrinmääritysten jälkeen kalibroida todellisiin havaintoihin. Kalibrointi voidaan suorittaa erilaisten kriteerien pohjalta esimerkiksi koepumppauksen perusteella. Käytännön tilanteissa koepumppaus on yleensä ainoa tapa mallin testaamiseen.

Kirjallisuuslähteiden perusteella yleisin tapa mallin kalibroimiseksi on kokeilla useiden peräkkäisten laskentojen avulla erilaisten K -arvojen vaikutusta laskennan lopputulokseen. On kehitetty myös useita stokastisia algoritmeja K -arvojakautuman optimoimiseen, mutta ne ovat usein matemaattisesti melko raskaita ja vaativat useimmiten myöskin toistuvia laskentakertoja. Tässä työssä on käytetty yksinkertaisen stokastisen tarkastelun jälkeen mallin toiminnan hienosäädössä lähinnä kokeilumenetelmää, joka ei yksittäisen mallin kalibroinnissa ole juurikaan monimutkaisempaa stokastista algoritmia työläämpi. Kehittyneempien matemaattisten menetelmien käyttö tulee kannattavaksi, mikäli pohjavesimalleja laaditaan useita ja ne ovat enemmän rutiininomaisena suunnitteluvälineenä.

6.2 Suotovirtausparametrien määrittäminen Puotilan pohjavesialtaassa

6.2.1 Lähtökohdat

Numeerisen mallin laatimiseksi Puotilan pohjavesialtaan akviferiparametrit vedenjohtokyky T ja varastokerroin S on määritetty koepumppauksella 11. - 22.8.1994. Alustavan suunnittelun yhteydessä myös Suunnittelukeskus Oy suoritti Puotilassa koepumppauksen syksyllä 1989. Sen yhteydessä ei kuitenkaan määritetty akviferiparametreja, eikä Suunnittelukeskus Oy:n koepumppausta ole analysoitu tässä työssä uudelleen. Suunnittelukeskus Oy:n koepumppauksen yhteydessä suoritettiin kuitenkin ominaisantisuusmittauksia, joiden perusteella valittiin sopiva pumppauskaivon paikka. Geotekninen osasto on myöhemmin käyttänyt havaintoja hyväkseen valitessaan paikan omassa koepumppauksessaan käyttämälleen kaivolle, jonka sijainti on lähes sama kuin Suunnittelukeskuksen koepumppauksessa. Pumppauskaivon K1 sijainti ilmenee liitteestä 2.

Alueen maastomallin laadinnan ja eteläisen pyörrepaalupadon rakentamisen yhteydessä on maakerroksista otettu häiriintyneitä näytteitä, joista on määritetty rakeisuuskäyrät eri syvyyksiltä. Näytepisteiden sijainnit on esitetty liitteessä 1 ja rakeisuuskäyrät kuvassa 6.1. Alustavan kuvan saamiseksi kerrosten vedenjohtavuudesta on rakeisuuskäyrien perusteella arvioitu maalajien vedenläpäisevyyskertoimia k sekä Hazenin esittämällä kaavalla (6.1) /11/ että ruotsalaisen ohjeen mukaisella kaavalla (6.2) /7/. Vedenläpäisevyyskerroimen k arvot on esitetty taulukossa 6.1.

$$k = 0,01157 (D_{10})^2 \quad (6.1)$$

jossa k = vedenläpäisevyyskerroin [m/s]

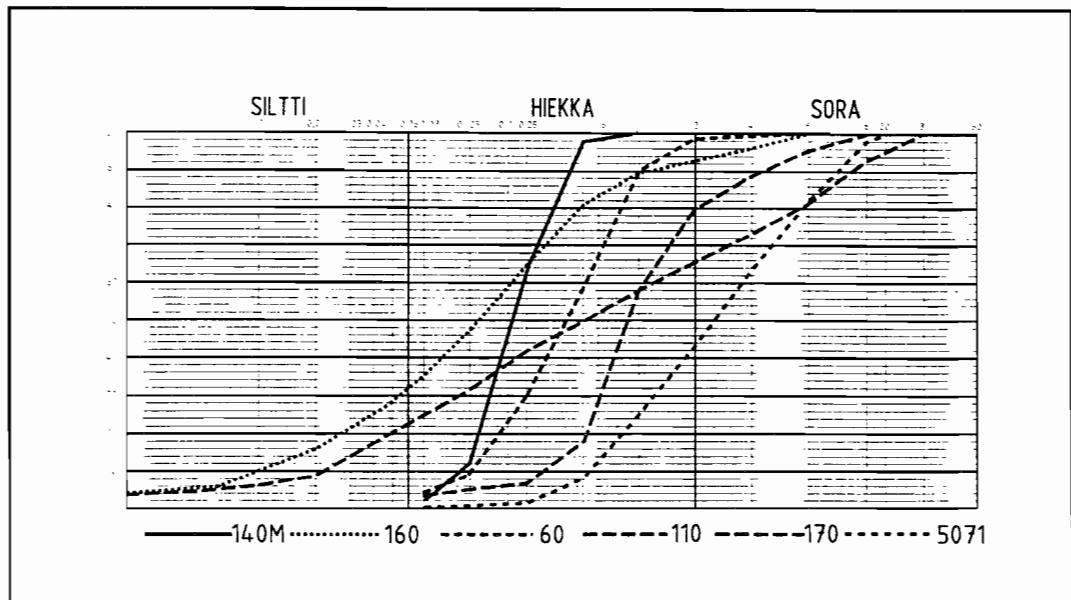
D_{10} = läpäisyprosenttia 10% vastaava tehokas raekoko [mm].

$$k = c (D_{10})^2 \times (0.7 + 0.03\theta) \quad (6.2)$$

jossa k = vedenläpäisevyyskerroin [m/s]

c = $1,5 \times 10^{-2}$ tasarakeiselle löyhälle ja $0,6 \times 10^{-2}$ suhteistuneelle tiiviille maalle

θ = lämpötila [°C].



Kuva 6.1. Puotilan pohjavesialtaan maakerrosten rakeisuuskäyriä.

Taulukko 6.1. *Tehokkaan raekoon D_{10} perusteella arvioituja vedenläpäisevyyskertoimia k [m/s].*

piste	z	K [m/s]		maalaji
		Hazen	ruotsalain	
4839/140M	+2,0	0,2e-7		saSi
	+0,3	1,6e-5	9,6e-6	srHkMr
	-0,3	5,5e-5	4,4e-5	hkSr
	-1,2	6,3e-6	3,8e-6	Hk (Mr)
	-1,8	2,3e-6	1,4e-6	srHkMr
4839/170	-2,8	2,5e-7	2,3e-7	srHkMr
	+1,1	5,3e-6	3,2e-6	srHkMr
	+0,7	4,0e-6	2,4e-6	srHkMr
	+0,1	1,0e-6	0,8e-7	HkMr
	-2,4	4,2e-7	2,5e-7	siHkMr
4839/110		0,9e-3	1,1e-3	Hk
4839/60		1,6e-4	2,2e-4	Hk
		1,0e-4	1,2e-4	Hk
4839/160	-1,7	1,0e-6	0,8e-6	HkMr
4839/140	+0,8	3,6e-7	2,9e-7	siHk
	-1,9	4,2e-5	4,6e-5	Hk
	-2,4	1,6e-4	1,9e-4	Hk
	-2,9	5,5e-5	6,6e-5	Hk
	-3,4	4,0e-6	3,6e-6	siHk
	-4,4	4,0e-6	2,4e-6	srHkMr
	-4,9	4,9e-7	3,0e-7	srHkMr
		3,0e-3	3,9e-3	hkSr
5071				

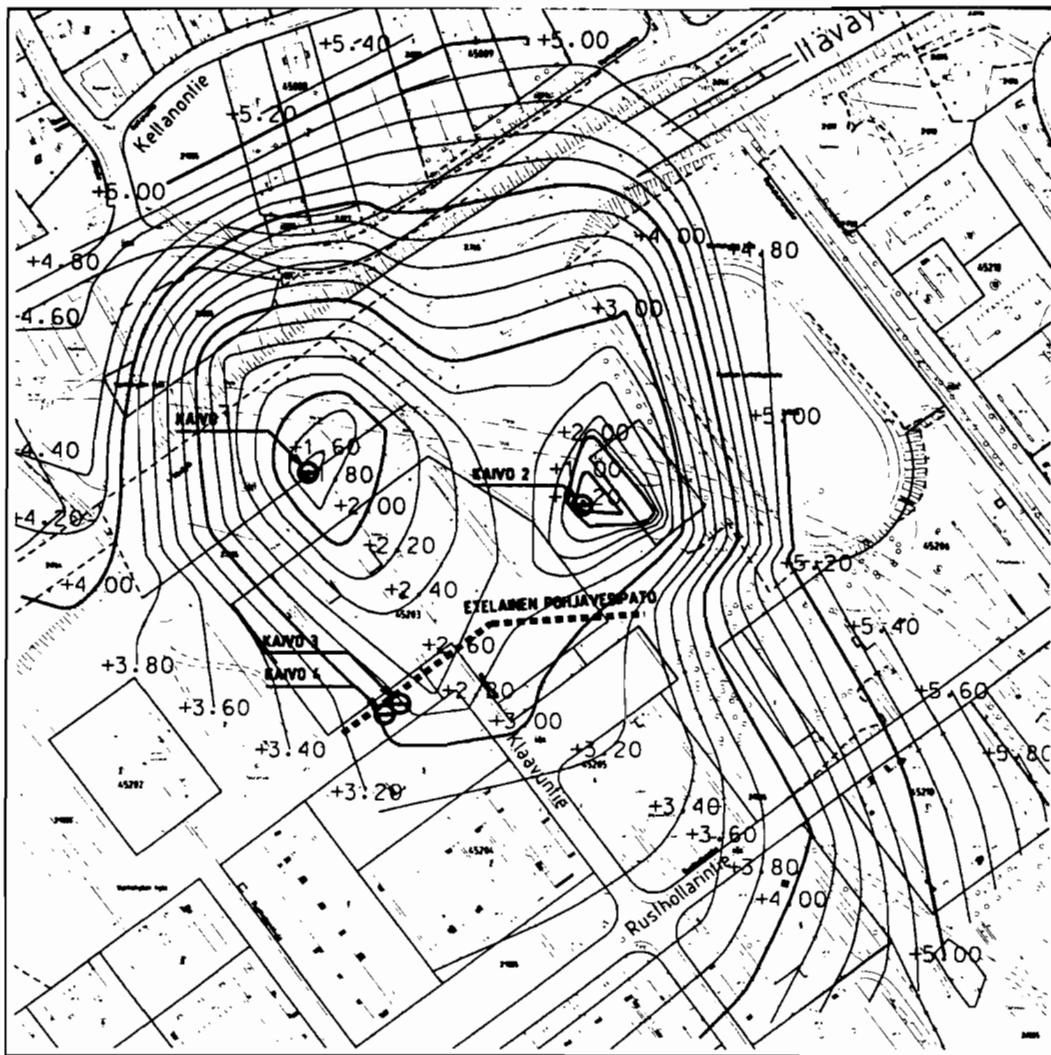
6.2.2 Koepumpauksen suoritus

Geotekninen osasto suoritti Puotilassa koepumpauksen 11. - 22.8.1994 kaivosta K1, jonka sijainti on esitetty liitteessä 2. Pumpaus suoritettiin kaivon kiinteästi asennetulla pumpulla keskimääräisellä teholla 240 l/min. Koepumpaus lopetettiin vaiheessa, jolloin aleneman etenemisen voitiin katsoa pysähtyneen ja virtaustilannetta voitiin pitää stationäärisenä. Samasta kaivosta on lisäksi suoritettu lyhytaikaisempia noin 2 - 20 tuntia kestäneitä koepumpauksia, joiden aikana on tarkkailtu pienempää havaintopistejoukkoa tiheämmin havaintovälein. Lyhytaikaisilla pumpauksilla on pääasiassa tarkasteltu pohjavesipadon toimintaa ja tiivistymistä injektointien yhteydessä. Myös niistä tehtyjä alenemahavaintoja on eräissä tapauksissa voitu käyttää akviferiparametrien määrittämiseen.

Pumpauskaivo K1 on akviferin osittain puhkaiseva suuriläpimittainen putkikaivo. Se on rakennettu $\varnothing$ 800 mm pyörrepaaluista, joiden keskeltä keskelle väli on noin 600 mm. Kaivon säde paalujen keskipisteeseen mitattuna on 1,6 m. Joka toisen paalun alapää on ulotettu koheesiomaakerrosten läpi hiekkaan tasolle noin -0,5 ja

joka toisen syvemmälle vettäjohtavaan hiekkakerrokseen. Kaivoon on lisäksi asennettu vettäjohtavan kerroksen matkalta reijitetty sisäputki, jonka alapää on tasossa noin -1,10. Kaivo ei ole luonnollisestikaan kaikkia teoreettisia lähtöoletuksia täyttävä, mutta tämän työn yhteydessä ei ole erikseen pyritty määrittämään kaivon siivilä- ja suodatinosien putoushäviöitä tai nostokorkeuden muutoksen vaikutusta kaivon antoisuuteen, vaan kaivosta on oletettu pumppatun vettä vakiovirtaamalla 240 l/min koko koepumppauksen ajan. Pumppausteho on koepumppauksen aikana tehtyjen virtaamamittausten keskiarvo. Vakiovirtaamalla pumppaavan kaivon mallinnukseen liittyy eräitä ongelmia, jotka liittyvät kohdassa 4.3.3 esitetyn kaavan puolikokeellisesta luonteesta johtuvaan matemaattiseen epäjohtonmukaisuuteen. Kohdassa 6.3.2 on esitetty menettely, jolla kaivon mallinnuksessa on pyritty ottamaan huomioon todellisessa virtaustilanteessa esiintyviä tehohäviöitä.

Koepumppauksen yhteydessä pumpattiin samanaikaisesti myös kaivosta K2 teholla 30 l/min. Samalla imeytettiin vettä kaivoihin K3 ja K4 yhteensä alle 20 l/min. Kaivojen sijainnit on esitetty liitteessä 2. Useiden pumppaus- ja imeytystoimenpiteiden suorittaminen samanaikaisesti on mallinnuksen kannalta epäedullista, koska niiden vaikutusten erottaminen toisistaan on hankalaa. Kuitenkin sekä kaivosta K2 tapahtunut pumppaus että samanaikaiset imeytykset kaivoihin K3 ja K4 olivat tehoiltaan melko pieniä. Kuvassa 6.2 on esitetty pohjavedenpinnan tasa-arvokäyrästä juuri ennen koepumppauksen lopettamista. Kuten kuvasta 6.2 huomataan, kaivojen K2, K3 ja K4 vaikutukset ovat jääneet varsin paikallisiksi eikä niitä siksi ole otettu analyysissä huomioon muutoin kuin lähimpien tarkkailupisteidensä osalta. Myöskin mallin kalibroinnin yhteydessä verrattaessa simuloidulla koepumppauksella laskettuja alenemia todellisiin alenemahavaintoihin, kaivojen K2, K3 ja K4 vaikutuksia on arvioitu lähinnä häiriötekijöinä.



Kuva 6.2. Painekorkeuden tasa-arvokäyrä koepumppauksen lopussa.

6.2.3 Koepumppauksen analysointi

Malliin sijoitettavien vedenjohtavuuksien K määrittämiseksi on alustavissa tarkaste-
luissa analysoitu koepumppausta erilaisin analogisin menetelmin. Tarkoituksena on
ollut määrittää akviferin vedenjohtokyky T ja varastokerroin S , joista viimeksi-
mainitun parametrin merkitys paineellisen akviferin tapauksessa on kuitenkin varsin
vähäinen. Keskimääräisen vedenjohtokyvyn T lisäksi tärkeä tieto on myös vedenjoh-
tokyvyn T vaihtelu akviferin eri osissa. Tässä yhteydessä menetelmät on kuvattu vain
siinä laajuudessa kuin parametrien määrittämiseksi on tarpeen.

Analyysi pitkäaikaisena koepumppauksena

Koepumppauksen analysointi pitkäaikaisena koepumppauksena edellyttää, että

pumppausta on jatkettu niin kauan, että käytännössä pysyvä virtaustila on saavutettu. Näin voidaan katsoa Puotilan koepumppauksessa tapahtuneen, sillä aleneman eteneminen oli pumppauksen loppuvaiheessa riittävällä tarkkuudella pysähtynyt. Stationäärisessä virtaustilanteessa voidaan soveltaa pysyvän virtauksen kaavaa (4.14), joka voidaan kirjoittaa muotoon (6.3) /1/.

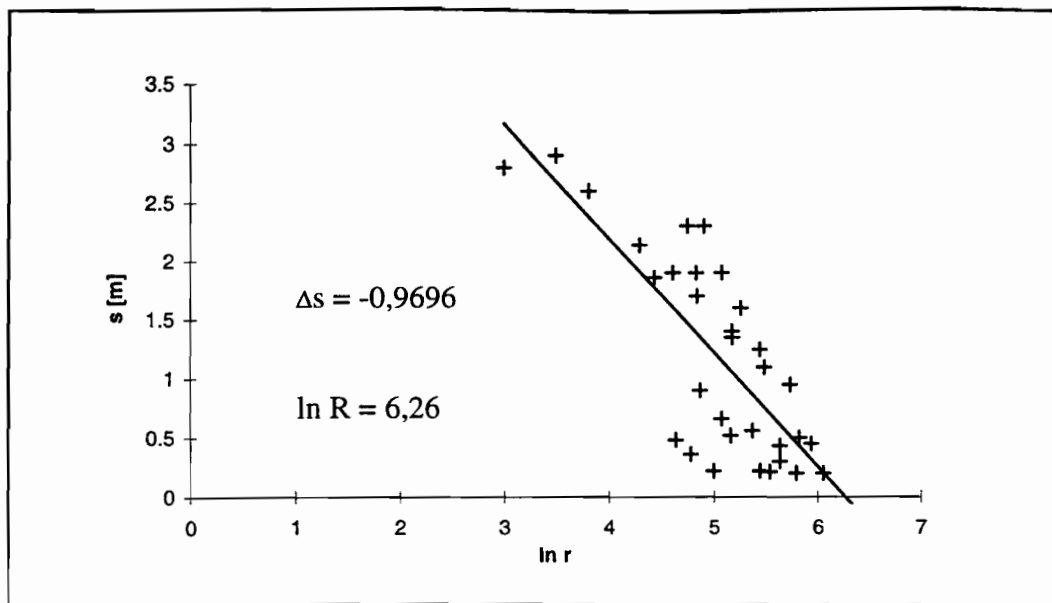
$$s(r) = \frac{Q_w}{2\pi T} (\ln R - \ln r) \quad (6.3)$$

Yhtälön (6.3) kuvaaja on $\ln r$, s -koordinaatistossa suora viiva, jonka kulmakerroin on $\Delta s = -Q_w/(2\pi T)$ ja joka leikkaa $\ln r$ -akselin pisteessä $\ln R$. Piirtämällä alenemahavainnot koepumppauksen lopussa $\ln r$, s -koordinaatistoon ja määrittämällä pistejoukon regressiosuora saadaan vedenjohtokyky T ja koepumppauksen vaikutussäde R määritettyä.

Taulukossa 6.2 on esitetty alenemahavainnot koepumppauksen lopussa ja kuvassa 6.3 vastaava havaintojoukko on esitetty $\ln r$, s -koordinaatistossa.

Taulukko 6.2. Pitkäaikaisen koepumppauksen alenemat havaintopisteissä.

<u>Piste</u>	<u>r [m]</u>	<u>ln r</u>	<u>s [m]</u>	<u>Piste</u>	<u>r [m]</u>	<u>ln r</u>	<u>s [m]</u>
6252/35	20	3.00	2.80	4113/06	103	4.63	0.48
4778/12	115	4.74	2.30	4778/03	119	4.78	0.36
4778/13	135	4.91	2.30	4113/12	148	5.00	0.22
6252/01	160	5.08	1.90	4294/02	254	5.54	0.21
6252/55	230	5.44	1.25				
6252/10	308	5.73	0.95	4778/02	73	4.29	2.14
6252/57	378	5.93	0.45	4778/08	130	4.87	0.90
				4778/06	160	5.08	0.66
4778/11	126	4.84	1.70	4778/09	174	5.16	0.52
4778/10	176	5.17	1.40	4778/05	215	5.37	0.56
6252/11	337	5.82	0.50	4778/07	231	5.44	0.22
				4778/04	280	5.63	0.30
4778/14	125	4.83	1.90				
4778/15	177	5.18	1.35	4113/08	33	3.50	2.90
6252/02	240	5.48	1.10	4113/09	45	3.81	2.60
6252/08	328	5.79	0.20	6240/02	84	4.43	1.86
6240/03	426	6.05	0.20	4113/10	100	4.61	1.90
				4778/01	192	5.26	1.60
				4113/15	280	5.63	0.43

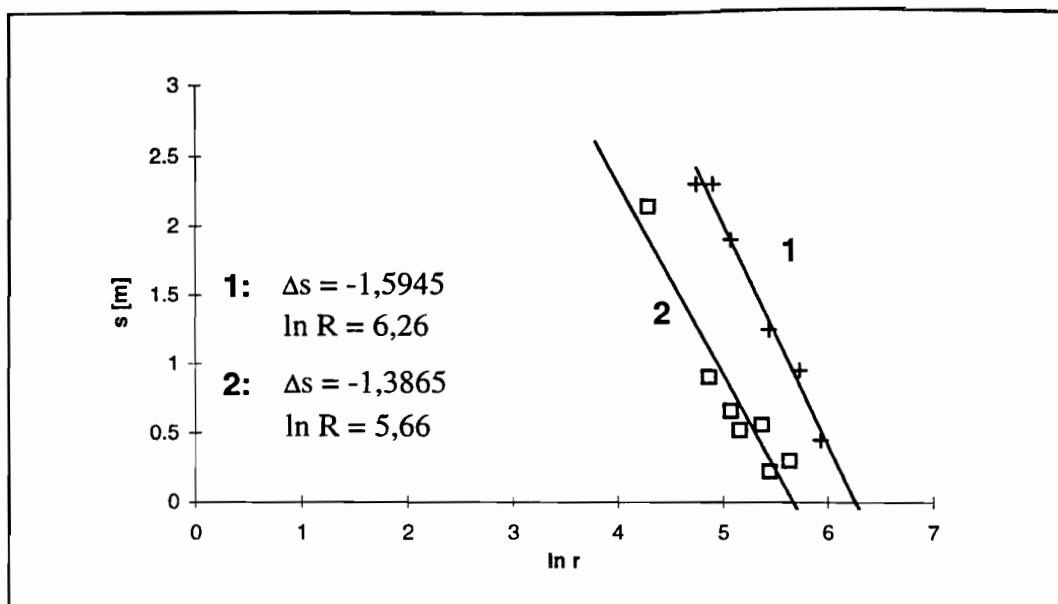


Kuva 6.3. Pitkäaikaisen koepumppauksen alenemat $\ln r$, s -koordinaatistossa sekä regressiosuoran kulmakerroin ja leikkauspiste $\ln r$ -akselilla.

Kuvan 6.3 perusteella saadaan koko havaintojoukosta lasketuksi akviferin keskimääräinen vedenjohtokyky T ja koepumppauksen vaikutussäde R :

$$\begin{aligned} \Delta s = -Q_w / 2\pi T & \quad \Leftrightarrow \quad T = -Q_w / 2\pi \Delta s \\ & \quad \Leftrightarrow \quad T = (0,004 \text{ m}^3/\text{s}) / (2\pi \cdot 0,9696 \text{ m}) = 0,00066 \text{ m}^2/\text{s} \\ \ln R = 6,26 & \quad \Leftrightarrow \quad R = 524 \text{ m}. \end{aligned}$$

Kuten kuvasta 6.3 voidaan havaita, mittauksiin liittyvä hajonta pistejoukossa on varsin suuri. Taulukon 6.2 havainnot onkin ryhmitelty sarjoihin, jotka edustavat eri suunnissa sijaitsevia havaintopisteitä. Laskettaessa vastaavalla menetelmällä vedenjohtokyvyn ja vaikutussäteen arvoja käyttäen pelkästään tietyssä suunnassa sijaitsevia pisteitä saadaan hieman toisistaan poikkeavia tuloksia. Esimerkkinä tästä on kuvassa 6.4 esitetty pumppauskaivosta koilliseen sijaitsevien pisteiden havaintojoukko (merkitty ykkösellä) ja pumppauskaivosta kaakkoon sijaitsevien pisteiden havaintojoukko (merkitty kakkosella). Koillisen suunnan pisteille saadaan vedenjohtokyvyn arvoksi $T = 0,00040 \text{ m}^2/\text{s}$ ja vaikutussäteelle $R = 524 \text{ m}$. Kaakon suuntaan vastaavat arvot ovat $T = 0,00046 \text{ m}^2/\text{s}$ ja $R = 289 \text{ m}$. Vertailemalla eri suunnista laskettuja vedenjohtokyvyn T ja vaikutussäteen R arvoja saadaan viitteitä malliin sijoitettavien vedenjohtavuuden K arvoista mallin eri osissa.



Kuva 6.4.

*Pitkäaikaisen koepumppauksen alenemat $\ln r$, s -koordinaatistos-
sa sekä regressiosuorien kulmakertoimet ja leikkauspisteet $\ln r$ -
akselilla erikseen koillisille (1) ja kaakkoisille pisteille (2).*

Analyysi lyhytaikaisena koepumppauksena

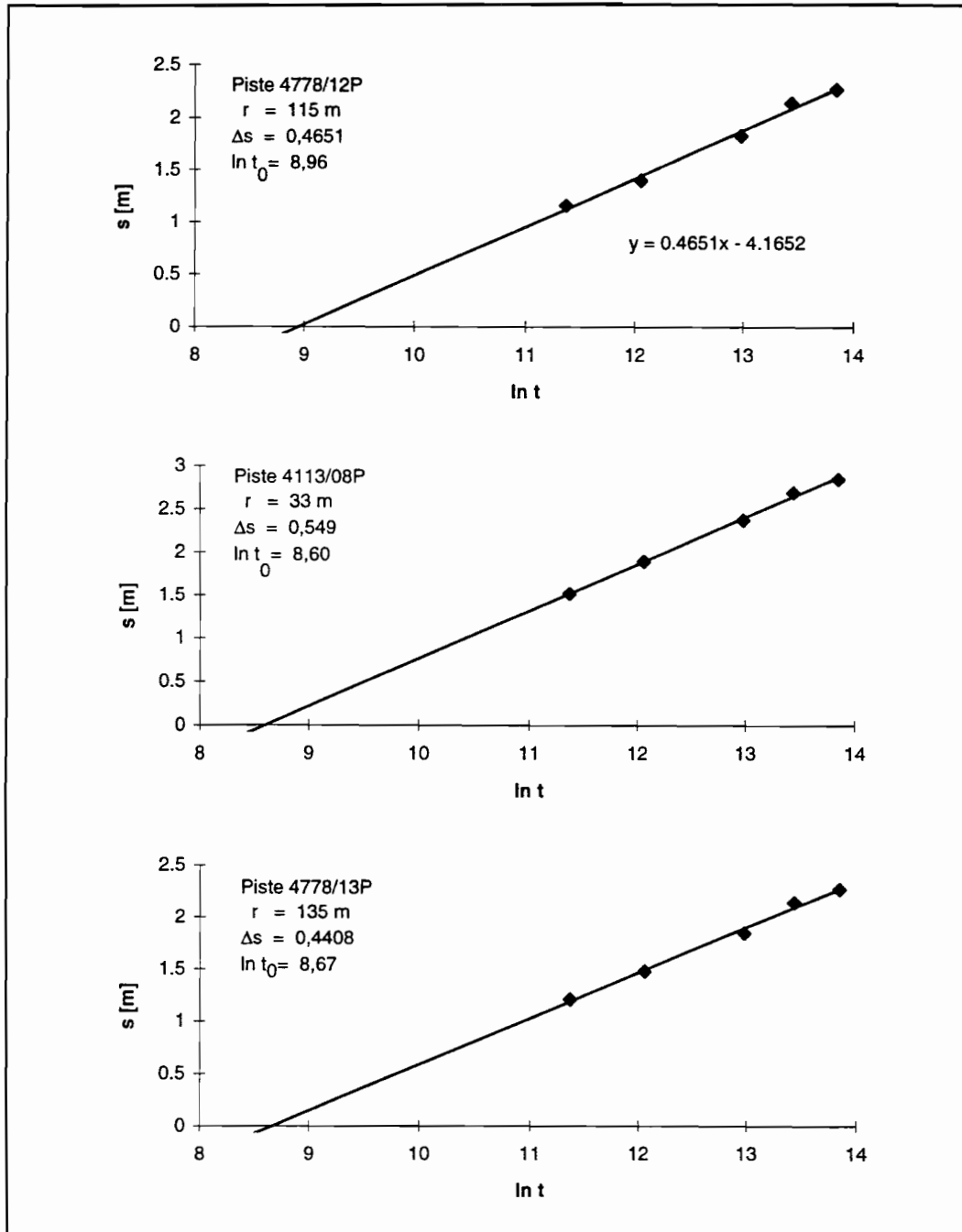
Mikäli koepumppausta analysoidaan lähtemällä muuttuvan virtauksen yhtälöstä (4.15), ei stationäärisen virtaustilanteen saavuttamista luonnollisestikaan edellytetä. Koska kaavan (4.15) soveltamisessa on kuitenkin joitakin matemaattisia vaikeuksia, lyhytaikaisen koepumppauksen analysointiin on kehitetty eräitä likimääräismenetelmiä, joita käytettäessä on otettava huomioon joitakin rajoituksia [3]. Theis esitti ratkaisun (4.15) ajasta riippuvan suotovirtauksen differentiaaliyhtälölle (4.12) jo vuonna 1935. Hän käytti itse matemaattisesti hankalan näköisen lausekkeensa käsittelyssä superposition periaatetta graafisesti. Theisin ns. tyypikäyrämenetelmää ei esitetä tässä yhteydessä, vaikka se onkin työläydestään huolimatta varsin laajasti käytetty.

Tässä työssä on tyydytty käyttämään likimääräismenetelmää (Jacobin menetelmä), jonka esittivät Cooper ja Jacob vuonna 1946. Approksimaatio perustuu havaintoon, jonka mukaan yhtälön (4.17) kolmas ja sitä seuraavat termit voidaan jättää huomioimatta, kun u on tarpeeksi pieni (yleensä riittävällä tarkkuudella, kun $u < 0,1$). Apumuuttujan u merkitys on esitetty kaavassa (4.16). Kaivofunktio $Ei(u)$ saa tällöin muodon (6.4).

$$Ei(u) = \ln(1/u) - 0,5772 \quad (6.4)$$

Sijoittamalla tähän u :n lauseke kaavasta (4.16) ja saatu tulos edelleen kaavaan (4.15) saadaan ajanhetkestä $t = 0$ vakioantoisuudella Q_w pumppaavan kaivon ympäristössä alenemalle s lauseke (6.5) /5/.

$$s(r, t) = \frac{Q_w}{4\pi T} \ln\left(\frac{2,25Tt}{r^2 S}\right) \quad (6.5)$$



Kuva 6.5.

Eräiden havaintopisteiden alenemahavainnot $\ln t$, s -koordinaatistossa.

Yhtälön (6.5) kuvaaja on $\ln t$, s -koordinaatistossa suora viiva, jonka kulmakerroin on $\Delta s = Q_w / (4\pi T)$ ja joka leikkaa $\ln t$ -akselin pisteessä $\ln t_0$. Kun tietyn etäisyydellä r sijaitsevan havaintoputken alenemahavainnot piirretään koepumppauksen alusta lähtien $\ln t$, s -koordinaatistoon, lähenee havaintojoukko vähitellen lähes suoraa linjaa. Tästä tulee menetelmän toinen nimitys eli asympotoottimenetelmä. Kyseisen asympotootin kulmakertoimen perusteella voidaan määrittää vedenjohtokyky T . Varastokertoimen S merkitys näkyy siinä, kuinka nopeasti havaintojoukko saavuttaa asympotoottinsa. Varastokerroin voidaan määrittää aika-akselin leikkauspisteen t_0 ja vedenjohtokyvyn T avulla kaavasta $S = 2,25 T t_0 / r^2$. Kuvassa 6.5 on esitetty eräiden havaintopisteiden alenemahavainnot $\ln t$, s -koordinaatistossa.

Jacobin menetelmän etuna voidaan pitää sitä, että sen avulla voidaan pistekohtaisesti määrittää vedenjohtokyvyn T ja varastokertoimen S arvot. Mikäli havaintopisteverkosto on riittävän kattava, saadaan näin erittäin hyvä kuva parametrien vaihtelusta akviferin eri osissa. Vertailemalla laskettuja vedenjohtokyvyn arvoja eri pisteissä vettäjohtavan kerroksen paksuuden vaihteluun voidaan määrittää vedenjohtavuuden K arvot mallin eri osissa. Taulukossa 6.3 on esitetty pistekohtaisesti määritetyt vedenjohtokyvyn T ja varastokertoimen S arvot.

Taulukko 6.3. *Jacobin menetelmällä määritetyt pistekohtaiset vedenjohtokyvyn T ja varastokertoimen S arvot.*

<u>Piste</u>	<u>r [m]</u>	<u>T [m²/s]</u>	<u>S</u>	<u>Piste</u>	<u>r [m]</u>	<u>T [m²/s]</u>	<u>S</u>
		$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-3}$			$\times 10^{-4}$	$\times 10^{-3}$
6252/35	20	6.0	18.0	4113/06	103	20.0	22.0
4778/12	115	6.4	1.0	4778/03	119	19.0	35.0
4778/13	135	7.2	0.5	4113/12	148	0.7	0.9
6252/01	160	6.9	1.1	4778/02	73	5.1	5.7
6252/55	230	8.7	1.5	4778/08	130	12.0	9.1
6252/10	308	10.0	1.4	4778/06	160	12.0	9.5
6252/57	378	15.0	3.0	4778/09	174	10.0	11.0
4778/11	126	7.3	2.6	4113/08	33	5.8	6.5
4778/10	176	0.8	1.9	4113/09	45	5.2	7.8
4778/14	125	0.6	2.3	4113/10	100	6.4	3.1
4778/15	177	0.7	2.8	4778/01	192	0.7	1.3
6252/02	240	0.8	2.0	4113/04	151	0.7	3.3

Puotilan koepumppausta on tarkasteltu vielä palautumiskäyrämenetelmällä. Siinä akviferin vedenjohtokyky T voidaan määrittää koepumppauksen lopettamisen

jälkeen pohjavedenpinnan palautumisvaiheen aikana tehdyistä alenemahavainnoista. Mikäli ajanhetkellä $t = 0$ vakioantisuudella Q_w suoritettu koepumppaus on lopetettu ajanhetkellä $t = t'$, asettuvat $\ln t/(t - t')$, s-koordinaatistoon piirretyt tietyn pisteen palautumisvaiheen alenemahavainnot likimain suoralle viivalle niiltä osin kuin ehto $u' < 0,1$ on voimassa, jossa $u' = S r^2 / 4 T (t - t')$. Määrittämällä ao. regressiosuoran kulmakerroin Δs saadaan vedenjohtokyky T kaavasta $T = Q_w / (4 \pi \Delta s)$. Varastokerrointa ei menetelmällä voida määrittää $1/$.

Taulukkoon 6.4 on yhteenvedona kerätty eri menetelmillä määritetyt keskimääräiset vedenjohtokyvyn T ja varastokertoimen S arvot sekä kaikkien menetelmien tulosten keskiarvo. Pitkäaikaisen koepumppauksen varastokerroin on määritetty Jacobin menetelmän yhteydessä esitetyllä kaavalla $S = 2,25 T t_0 / r^2$ asettamalla säteelle r arvoksi pitkäaikaisen koepumppauksen menetelmällä määritetty koepumppauksen keskimääräinen vaikutussäde R ja $t_0 = t'$, jossa t' on koepumppauksen kesto aika..

Taulukko 6.4. *Eri menetelmillä määritetyt keskimääräiset vedenjohtokyvyn T ja varastokertoimen S arvot sekä tulosten keskiarvo.*

<i>Menetelmä</i>	<i>T [m^2/s]</i>	<i>S</i>
<i>Analyysi pitkäaikaisena koepumppauksena</i>	<i>0,00066</i>	<i>0,0051</i>
<i>Analyysi Jacobin menetelmällä</i>	<i>0,00087</i>	<i>0,0064</i>
<i>Analyysi palautumiskäyrämenetelmällä</i>	<i>0,00059</i>	<i>-</i>
<i>Menetelmien tulosten keskiarvo</i>	<i>0,00071</i>	<i>0,0058</i>

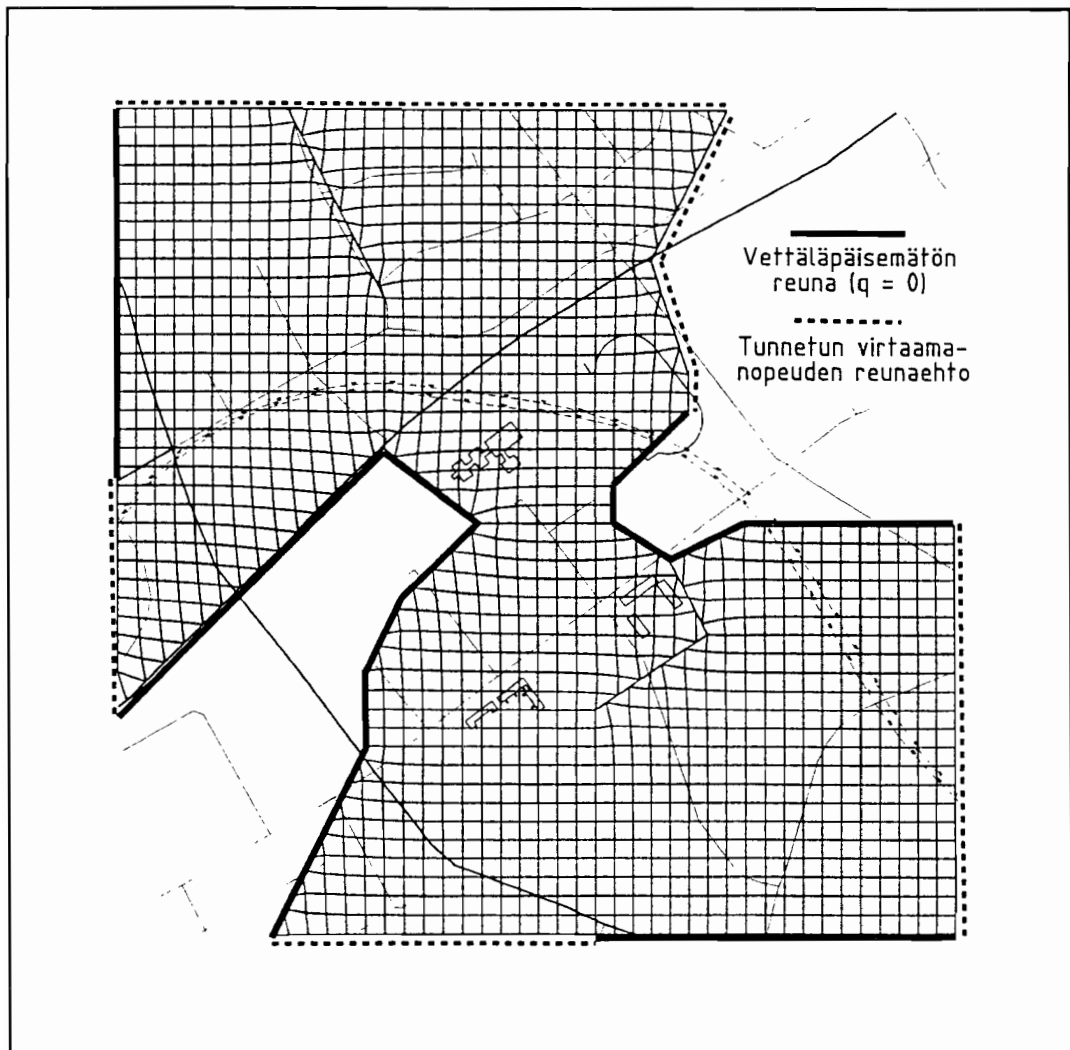
6.3 Puotilan pohjavesialtaan numeerinen malli

6.3.1 Differenssiverkko ja reunaehdot

Puotilan pohjavesialtaan mallinnuksessa on käytetty differenssiverkkoa, joka koostuu nelikulmaisista elementeistä, joiden sivun pituus on noin 25 metriä. Mallissa on yhteensä 1936 elementtiä. Verkko ei ole täysin säännöllinen, vaan se noudattelee tiettyjä geometrisia linjoja, joita muodostavat mm. vettä läpäisemättömät reunat ja metrolinja. Sen sijaan solmupisteitä ei ole pyritty kohdistamaan pohjaveden havain-

toputkien koordinaatteihin, vaikka tästä olisi tulosten käsittelyssä ollut huomattavaa hyötyä, vaan painekorkeudet halutuissa koordinaateissa on määritetty interpoloiden. Syy siihen, ettei verkkoa ole "taivuteltu" havaintopisteisiin on pohjavesiputkien taipumus usein tuhoutua rakentamisen aikana. Myös metroprojektin aikana moni putki on korvattu uudella ja lisää putkia on asennettu aina havaitun tarpeen mukaan.

Vettäläpäisemättömät reunat on määritetty alueen kolmiulotteisen maastomallin perusteella kalliorinteisiin, jotka rajoittavat vettäjohtavaa kerrosta. Tunnetun virtaamanopeuden reunaehdot on määritetty luonnontilaisten pohjavesitasojen ja pohjaveden virtaussuuntien perusteella. Niiden arvot on määritetty vasta mallin kalibroinnin jälkeen kuten kohdassa 6.3.2 on esitetty. Muodostettu differenssiverkko reunaehtoineen on esitetty kuvassa 6.6.



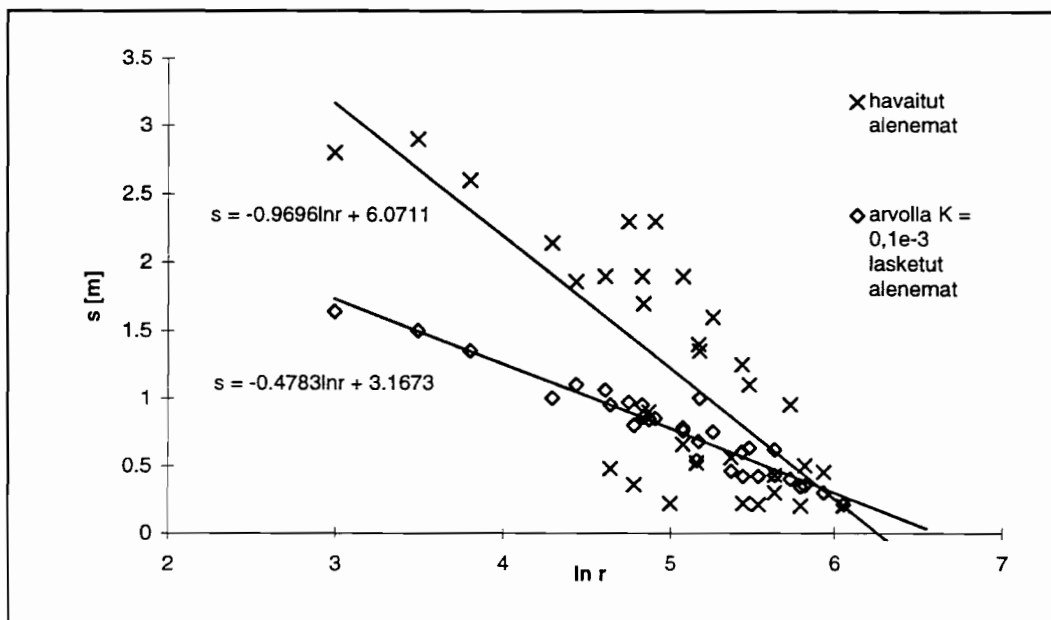
Kuva 6.6.

Differenssiverkko ja reunaehdot.

6.3.2 Mallin kalibrointi koepumppauksen perusteella

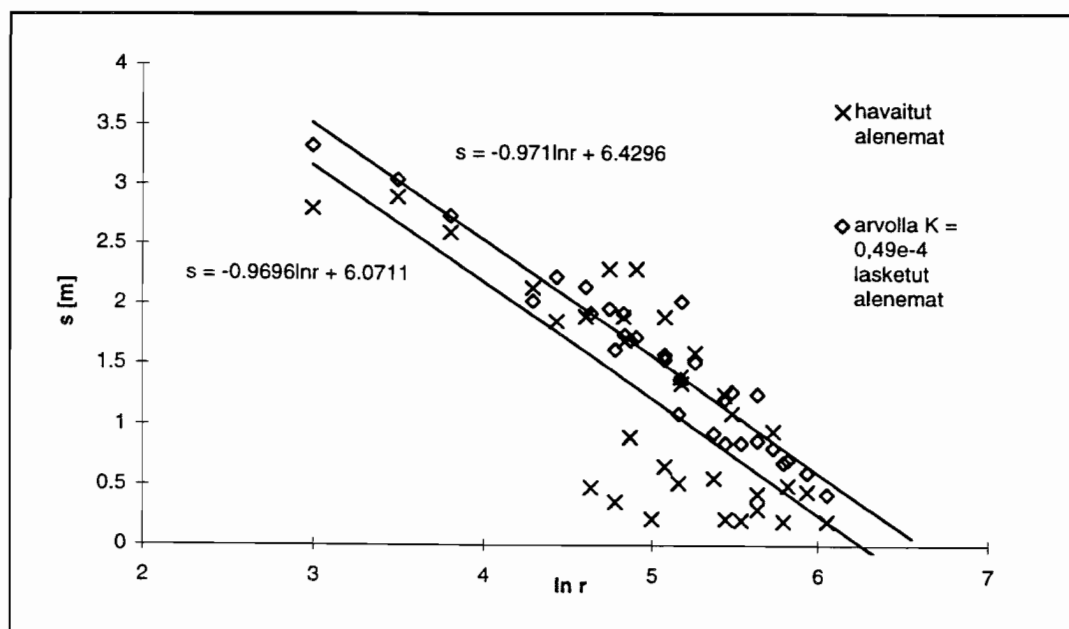
Malliin sijoitettavien vedenjohtavuuden K arvojen määrittäminen on aloitettu suorittamalla stationäärinen virtauslaskelma, jossa on pumpattu pumppauskaivon kohdalta vakioantoisuudella $Q_w = 240 \text{ l/min} = 0,004 \text{ m}^3/\text{s}$. Koko mallin vedenjohtavuudeksi on asetettu $K = 0,1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$. Reunaehdoksi on asetettu kaikilla vettäläpäisevillä reunoilla tunnetun hydraulisen korkeuden reunaehto eli tässä tapauksessa tunnetun aleneman reunaehto $s = 0$. Akviferin paksuudeksi on oletettu tässä vaiheessa $b = 1,0 \text{ m}$.

Kuten kohdassa 6.2.2 on mainittu, liittyy vakioantoisuudella pumppaavan kaivon mallinnukseen eräitä ongelmia, jotka johtuvat siitä, ettei stationääristä virtaustilaa teoriassa voi saavuttaa. Malliin onkin tästä syystä asetettu eräänlaisena sisäisenä reunaehtona funktio, joka säätää stationääristä virtaustilaa lähestyttäessä pumppaus-
tehon inkrementtiä jokaisen laskenta-askeleen aikana siten, että pysyvä virtaustilanne saavutetaan. Funktion voidaan katsoa edustavan kaivohäviöitä. Kuvassa 6.7 on esitetty stationäärinen laskelman tulos vedenjohtavuuden arvolla $K = 0,1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ sekä koepumppauksen yhteydessä tehdyt todelliset alenemahavainnot. Kuvaan on myös merkitty regressiosuorien yhtälöt, jotka ovat muotoa (6.3).



Kuva 6.7. Koepumppauksen havaitut ja mallilla lasketut alenemat stationäärisessä tilanteessa vedenjohtavuudella $K = 0,1 \times 10^{-3}$.

Nyt voidaan löytää kerroin λ , jonka avulla suorien kulmakertoimet saadaan yhtymään. Kertoimelle saadaan arvoksi $\lambda = 2,03$. Muistamalla vedenjohtokyvyn T määritelmä $T = Kb$, voidaan kaavan (6.3) ja korjauskertoimen λ avulla määrittää yhden metrin paksuiselle vettäjohtavalle kerrokselle keskimääräinen vedenjohtavuus K , joka toteuttaa havaitut alenemat parhaiten. Saadaan $K = (0,1 \times 10^{-3}) / \lambda \text{ m/s} \Leftrightarrow K = 0,49 \times 10^{-4} \text{ m/s}$. Kuvassa 6.8 on kyseisellä vedenjohtavuuden K arvolla lasketut alenemat stationäärisessä tilanteessa. Se, että suorat eivät täysin yhdy, johtuu todellisen akviferin huomattavasta epäsymmetrisyydestä sekä laskennassa käytetyn pumppausvirtaaman mittaukseen mahdollisesti liittyvästä virheestä.

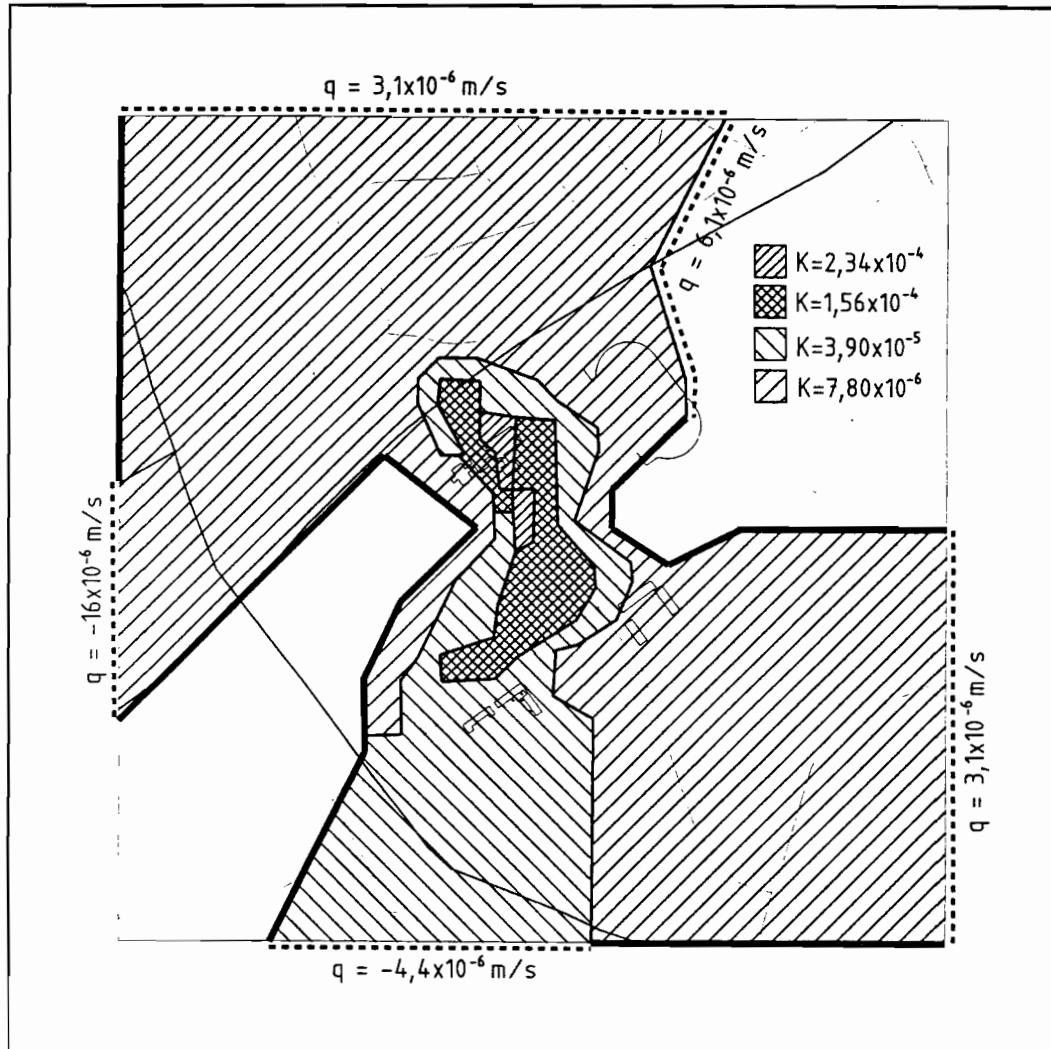


Kuva 6.7. Koepumppauksen havaitut ja mallilla lasketut alenemat stationäärisessä tilanteessa vedenjohtavuudella $K = 0,49 \times 10^{-4}$.

Seuraavaksi on käytetty hyväksi tietoja vettäjohtavan kerroksen paksuusvaihteluista sekä kaikkia tässä luvussa aiemmin esitettyjä määrittämiä. Kymmenien laskentakierosten aikana eri alueiden vedenjohtavuuksia on vaihdeltu kokeilemalla niin kauan, että koepumppausta simuloimalla saadut alenemat ovat tyydyttävällä tarkuudella lähestyneet myös alueellisesti havaittuja alenemia. Malliin sijoitetut K -arvot on esitetty kuvassa 6.8.

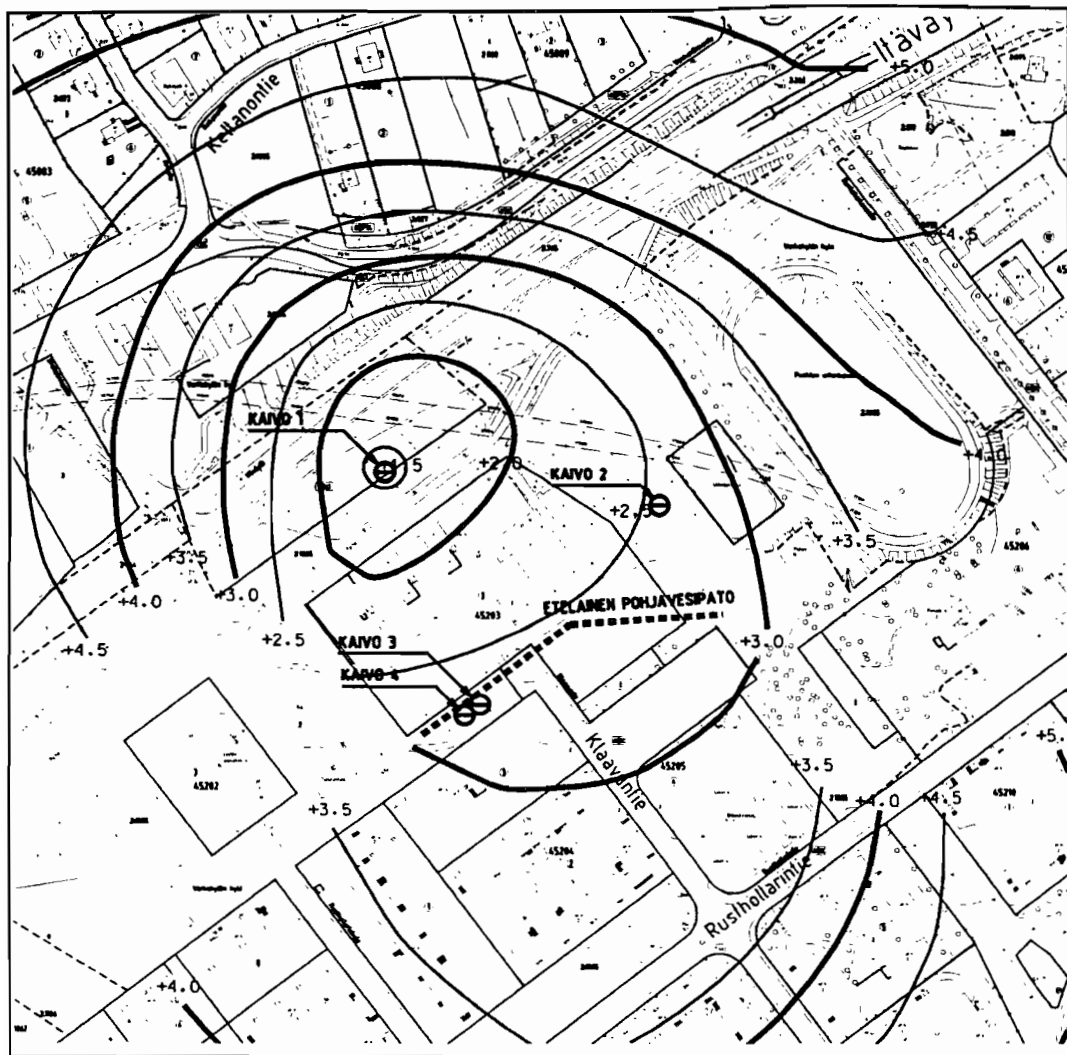
Kun malliin on saatu määritettyä vedenjohtavuudet koepumppauksen perusteella, on seuraavaksi vaihdettu vettäläpäisevien reunojen reunaehto tunnetun aleneman

reunaehdosta tunnetun virtaamanopeuden reunaehdoksi. Virtaamanopeuksien arvot mallin reunoilla on etsitty niinikään kokeilemalla erilaisia arvoja kalibroidulla mallilla, kunnes mallin initiaalipainekorkeudet yhtyvät tyydyttävällä tarkkuudella luonnontilaiseen painekorkeuden jakaumaan. Reunaehtojen arvot on esitetty kuvassa 6.8.



Kuva 6.8. *Malliin sijoitetut vedenjohtavuuden K arvot sekä vettä läpäisevien reunojen virtaamanopeudet q (mittakaava 1:10 000).*

Kuvassa 6.9 on esitetty kalibroidulla mallilla laskettujen painekorkeuksien tasa-arvokäyrästä simuloidun koepumppauksen lopussa. Havaittujen painekorkeuksien tasa-arvokäyrästä todellisen koepumppauksen lopussa on esitetty kuvassa 6.2.

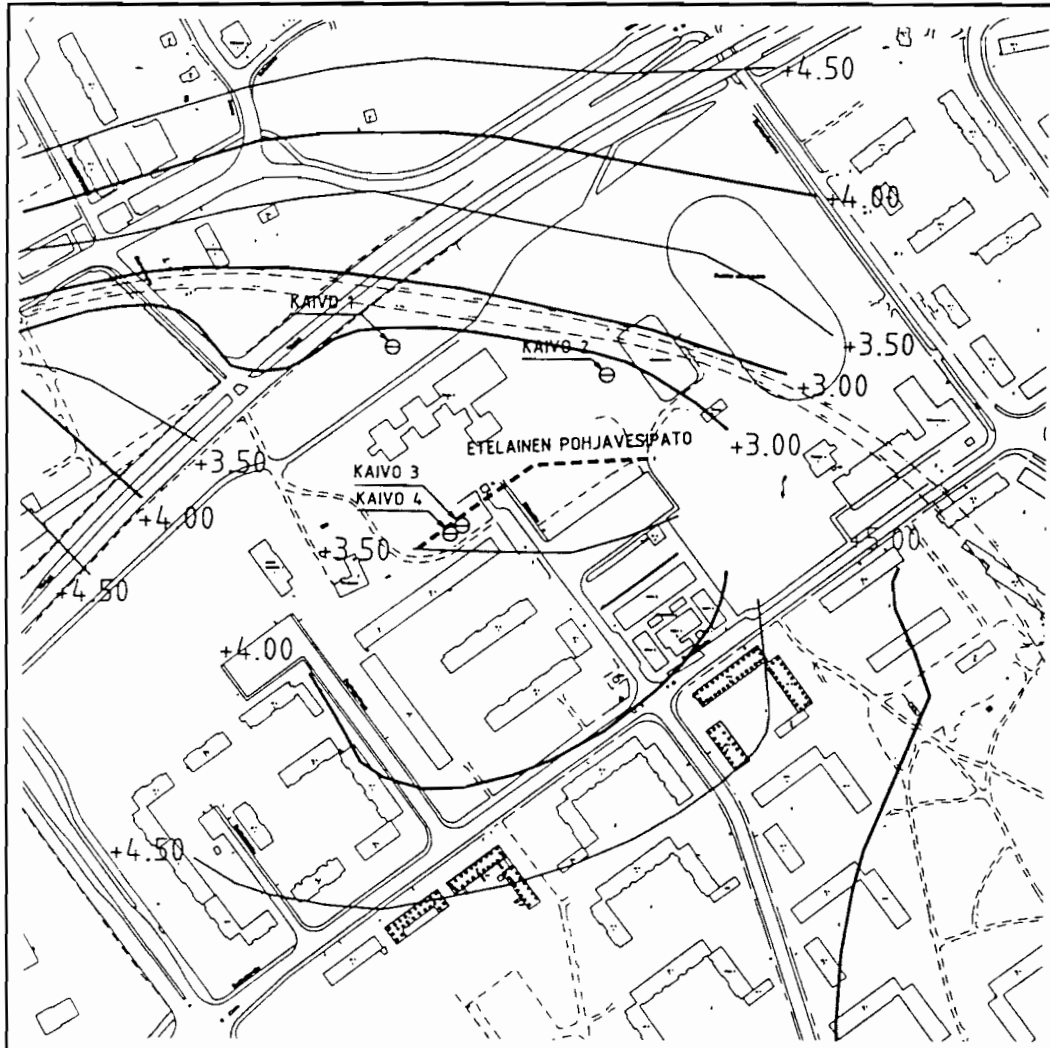


Kuva 6.9. Mallilla simuloidun koepumppauksen painekorkeuksien tasa-arvokäyrästöt.

7 POHJAVEDEN VIRTausLASKELMAT

7.1 Rakentamisen aikaiset pohjavesitasot

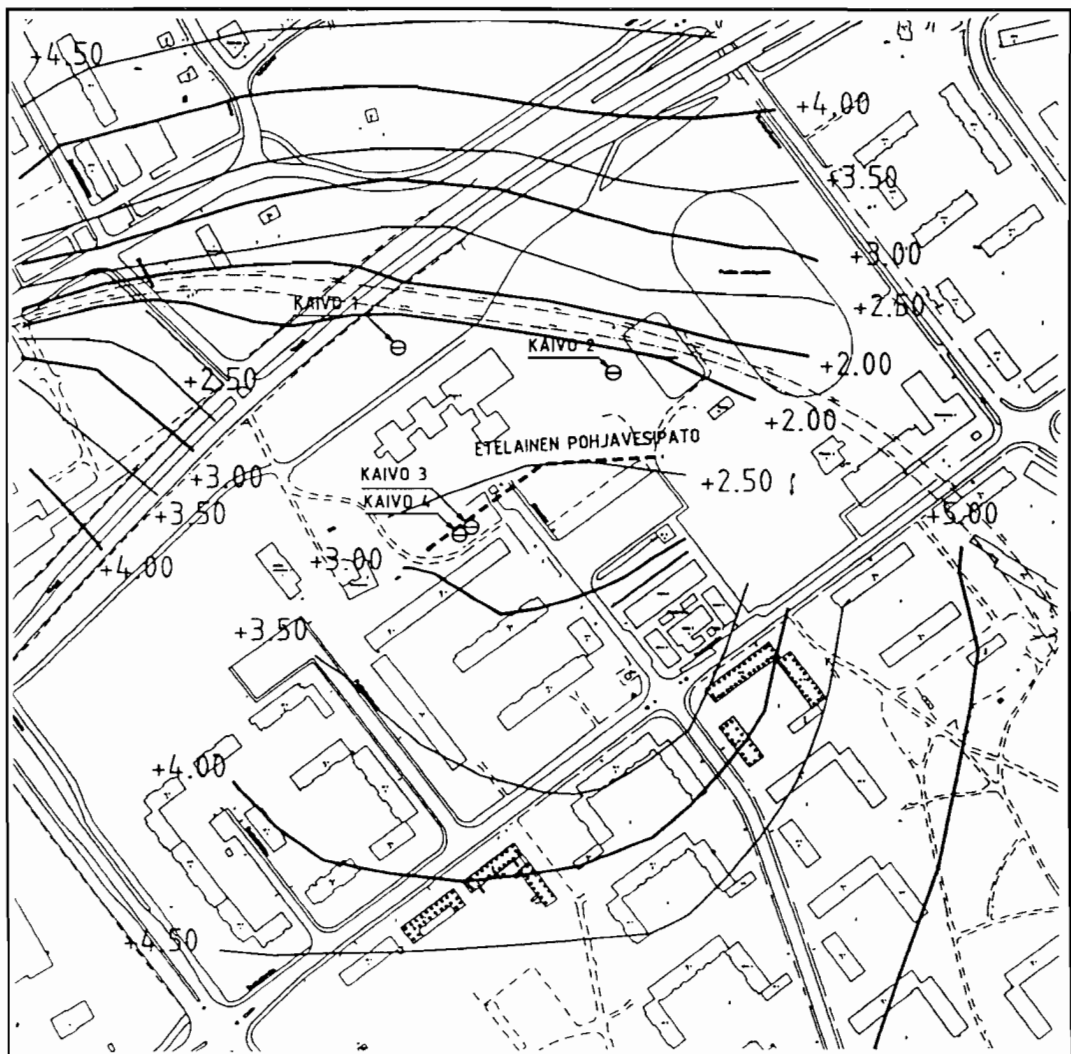
Muodostetulla Puotilan pohjavesialtaan numeerisella mallilla tarkasteltiin ensin betonitunnelin rakentamisen aikaisen pohjaveden alentamisen vaikutuksia ympäristön pohjavesitasoihin. Pohjaveden hallinnan lähtökohtia on käsitelty kohdassa 3.2. Pohjaveden alentamisen ympäristövaikutuksia on tarkasteltu erikseen kolmella erilaisella kaivannon ulkopuolisella alennustasolla. Pohjavesi on laskennoissa alennettu metrolinjalla tasolle +3,0, +2,0 ja +1,0.



Kuva 7.1.

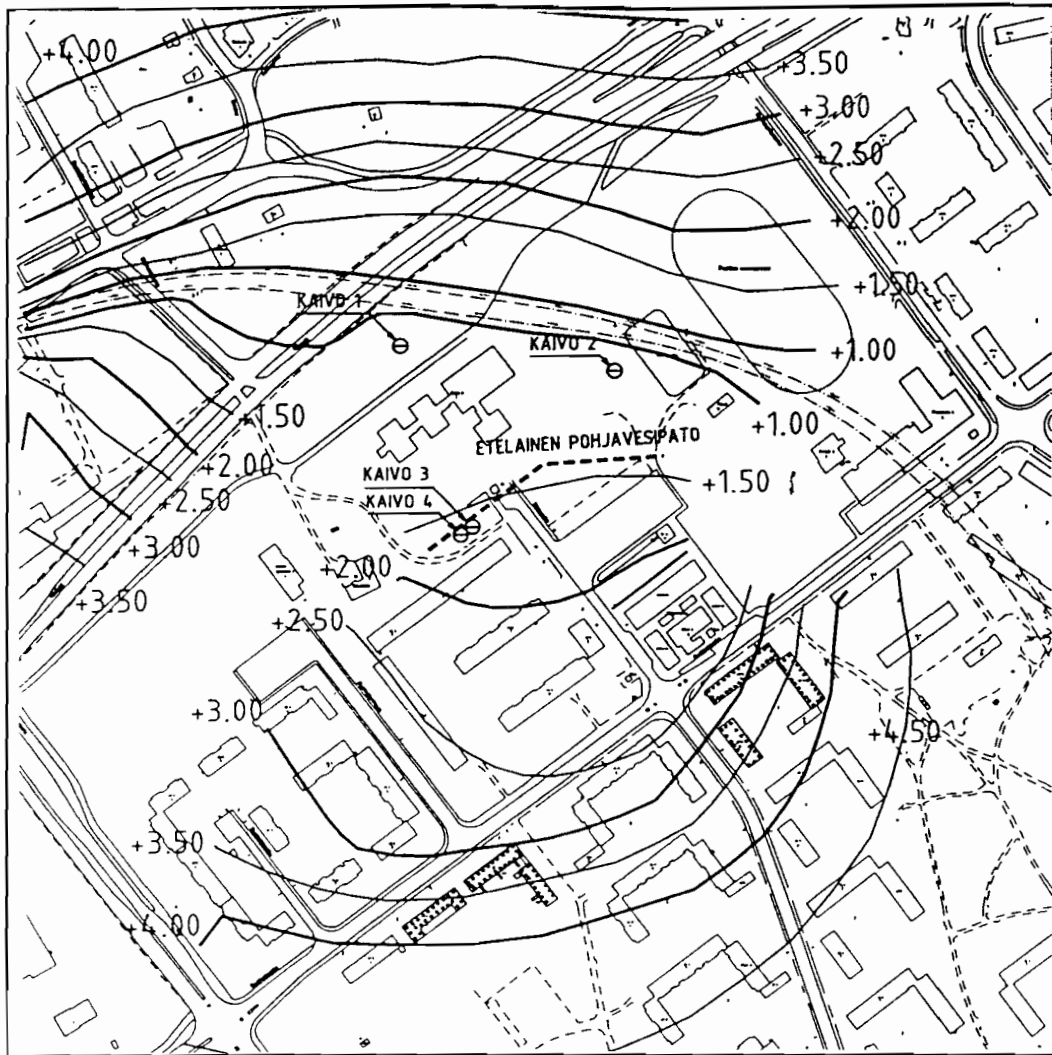
Lasketut painekorkeuden tasa-arvokäyrät, kun pohjavesi on alennettu kaivannon ulkopuolella tasolle +3,0.

Mallissa pohjaveden alentaminen on toteutettu asettamalla metrolinjalle mallin sisäinen tunnetun virtaamanopeuden reunaehto. Metrolinjalla olevista solmupisteistä pumpataan vettä teholla, jota ohjataan laskennan aikana sisäisellä fuktiolla. Ohjaus-funktio pienentää pumppaustehoa lähestyttäessä kulloinkin tavoitteena olevaa alennustasoa. Kun taso on saavutettu, pumppausteho pidetään vakiona, ja tarkastelu on sen jälkeen stationäärinen. Laskenta kuvaa siis tilannetta, jossa koko kaivanto on auki ja sen tiivistysseinien ulkopuolella pohjavesi on alennettu vakiona pidettävälle tasolle. Laskentojen tuloksena saadut painekorkeuksien tasa-arvokäyrät on esitetty kuvissa 7.1, 7.2 ja 7.3.



Kuva 7.2.

Lasketut painekorkeuden tasa-arvokäyrät, kun pohjavesi on alennettu kaivannon ulkopuolella tasolle +2,0.

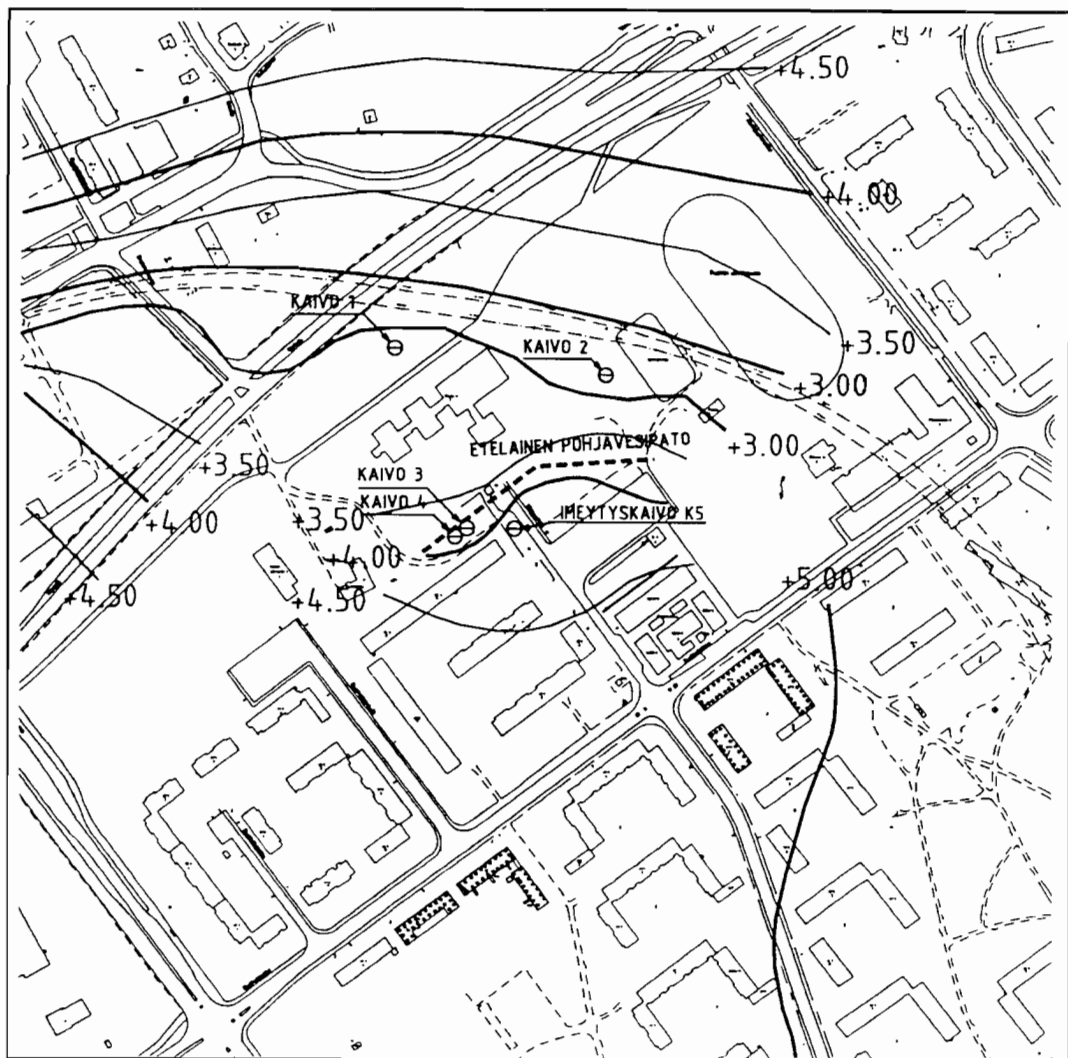


Kuva 7.3. *Lasketut painekorkeuden tasa-arvokäyrät, kun pohjavesi on alennettu kaivannon ulkopuolella tasolle +1,0.*

Kuvista 7.1 - 7.3 voidaan havaita, että mallin antamat ennusteet erilaisten pohjaveden alennustasojen vaikutuksista ympäristöön tukevat alustavaa käsitystä, jonka mukaan metrokaivannon ulkopuolisen alennustason +3,0 vaikutukset ovat vielä hallittavissa. Tällöinkin Puotilan koulun ja ostoskeskuksen välisellä alueella saattaa esiintyä vähäisiä painumia. Pohjoisella pientaloalueella vaikutukset näkyisivät selvästi vasta alennustasolla +2,0. Tällöin etelässä puupaaluilla perustettujen rakennusten kohdalla alenema olisi noin metrin suuruusluokkaa, ja pohjavedenpinta olisi tasolla noin +3,5...+4,0 eli puupaalujen yläpäiden alapuolella. Jos pohjavesi alennettaisiin alle tason +3,0, olisi laskentatuloksen perusteella ainakin etelässä korvausvettä imeytettävä.

7.2 Pohjaveden imeyttämisen simulointi

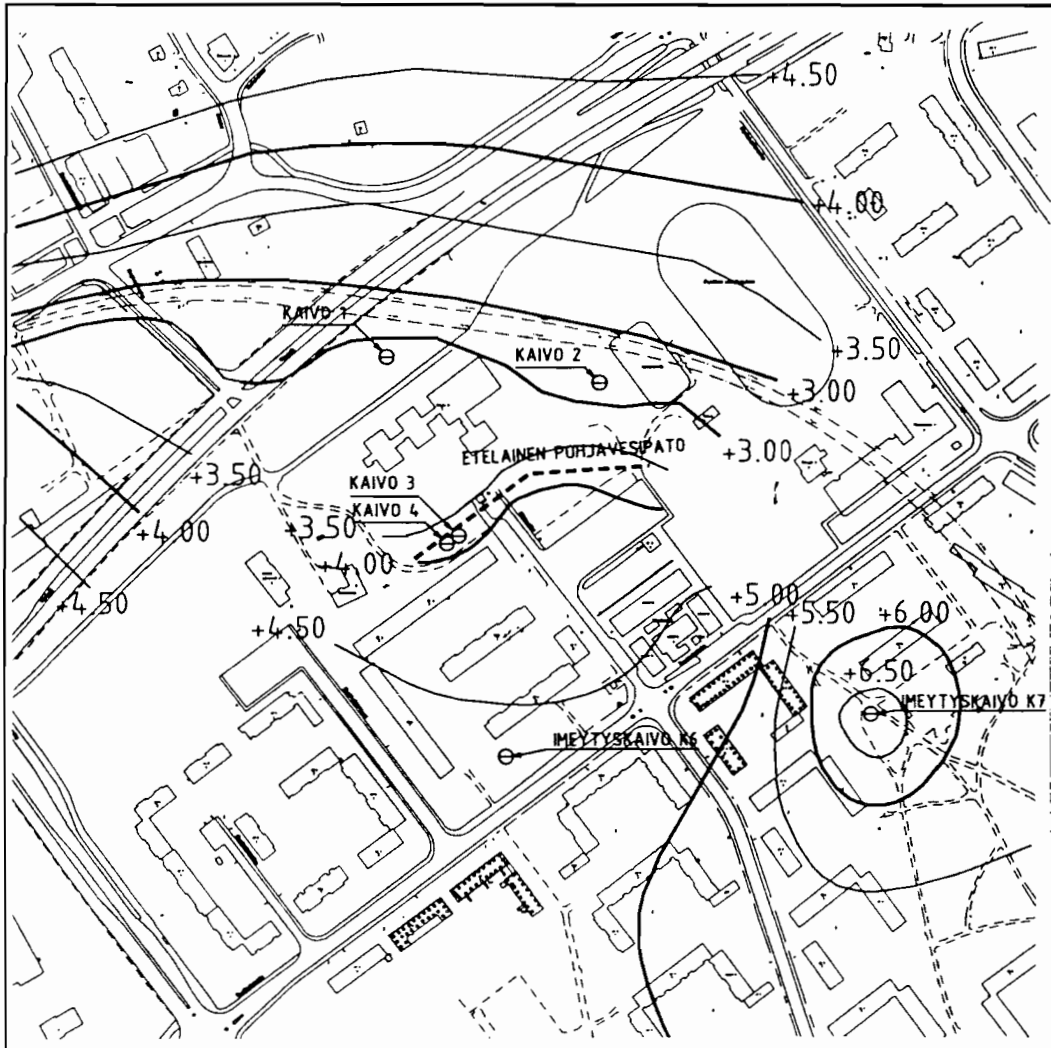
Pohjavesimallilla simuloitiin myös imeytysten vaikutuksia pohjaveden painekorkeuden tasoihin. Eri puolille mallia asetettuihin imeytyskaivoihin imeytettiin vettä erilaisilla imeytystehoilla tarkoituksena löytää vaikutuksiltaan mahdollisimman optimaalisia imeytyskaivojen sijoituspaikkoja. Imeytykset suoritettiin kaivannon ulkopuolisen pohjaveden alennuksen ollessa tasolla +3,0. Tässä yhteydessä esitellään kolme laskentatapausta johtopäätöksineen. Laskentojen tuloksena saadut painekorkeuden tasa-arvokäyrät on esitetty kuvissa 7.4, 7.5 ja 7.6.



Kuva 7.4.

Lasketut painekorkeuden tasa-arvokäyrät, kun imeytyskaivoon K5 on imeytetty teholla 50 l/min kaivannon ulkopuolisen pohjaveden alennustason ollessa +3,0.

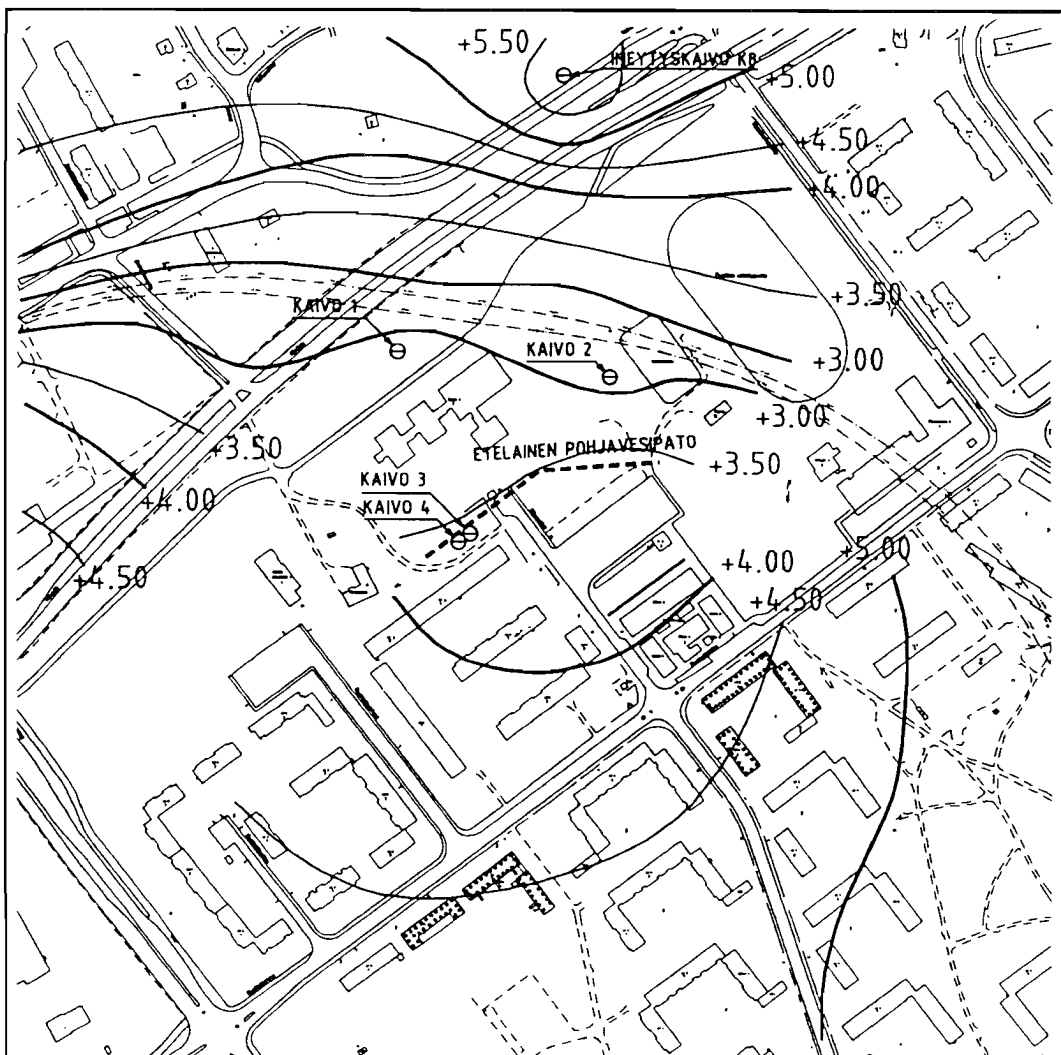
Kuvassa 7.4 on tilanne, jossa imeytyskaivoon K5 imeytettiin teholla 50 l/min. Kaivo sijaitsee hyvin vettä johtavissa maakerroksissa ja laskennassa siihen saatiin imeytymään huomattavasti suurempiakin vesimääriä ilman, että ympäristön vastaanottokyky asetti rajoituksia. Arvo 50 l/min on kuitenkin yksittäiselle kaivolle varsin realistinen tavoite, sillä pelkästään painovoimaisessa imeytyksessä tulee kaivon rakenne yleensä määrääväksi tekijäksi saavutettavan imeytystehon kannalta. Imeytyksen vaikutuksesta pohjaveden painekorkeus nousi etelässä puupaaluperustusten kohdalla noin 0,3 metriä verrattuna kuvan 7.1 tilanteeseen. Pohjavesipadon ja Puotilan ostoskeskuksen välisellä alueella painekorkeus nousi keskimäärin noin 0,7 metriä.



Kuva 7.5.

Lasketut painekorkeuden tasa-arvokäyrät, kun imeytyskaivoihin K6 ja K7 on imeytetty teholla 25 l/min kaivannon ulkopuolisen pohjaveden alennustason ollessa +3,0.

Kuvassa 7.5 on esitetty tilanne, jossa imeytyskaivoihin K6 ja K7 molempiin imeytettiin teholla 25 l/min. Kaivon K7 tapauksessa tämä oli suurin teho, joka painovoimaisella imeytyksellä ympäröiviin maakerroksiin laskennan perusteella saatiin imeytymään. Edes ideaalinen kaivo ei siis voisi ylittää kyseistä tehoa. Kaivoon K7 suoritettun imeytyksen vaikutus jäi lisäksi varsin paikalliseksi. Vastaavat huomiot voidaan tehdä kuvassa 7.6 esitetystä imeytyksestä kaivoon K8 teholla 25 l/min. Kaivon K6 sijoituspaikka oli alunperin melko epärealistinen, koska se sijaitsi yksityisellä tontilla. Paikka oli myös teknisesti vaikea, koska vettäjohtava kerros on melko ohut. Imeytysteho 25 l/min saattoi siis olla varsin optimistinen. Laskenta osoitti, ettei edes tällä teholla saavutettaisi merkittävää hyötyä.



Kuva 7.6.

Lasketut painekorkeuden tasa-arvokäyrät, kun imeytyskaivoon K8 on imeytetty teholla 25 l/min kaivannon ulkopuolisen pohjaveden alennustason ollessa +3,0.

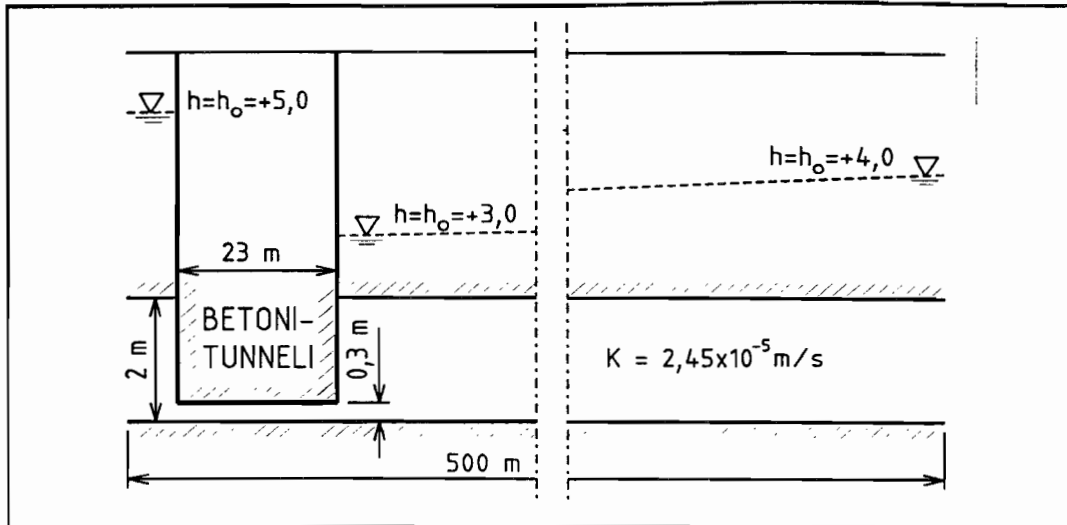
7.3 Pitkän ajan pohjavesitasot

Betonitunnelilla ei tulisi olla pitkäaikaisia pohjavesivaikutuksia. Pohjaveden tulisi valmiin tunnelin ympäristössä nousta rakentamista edeltäneelle tasolle, eikä tunneli saa padottaa luonnontilaista pohjavedenvirtausta pohjoisesta etelään. Siksi tunnelin alle ja sen ympärille on rakennettu salaojakerros, joka tunnelin pohjalaatan alla on paksuudeltaan 300 mm.

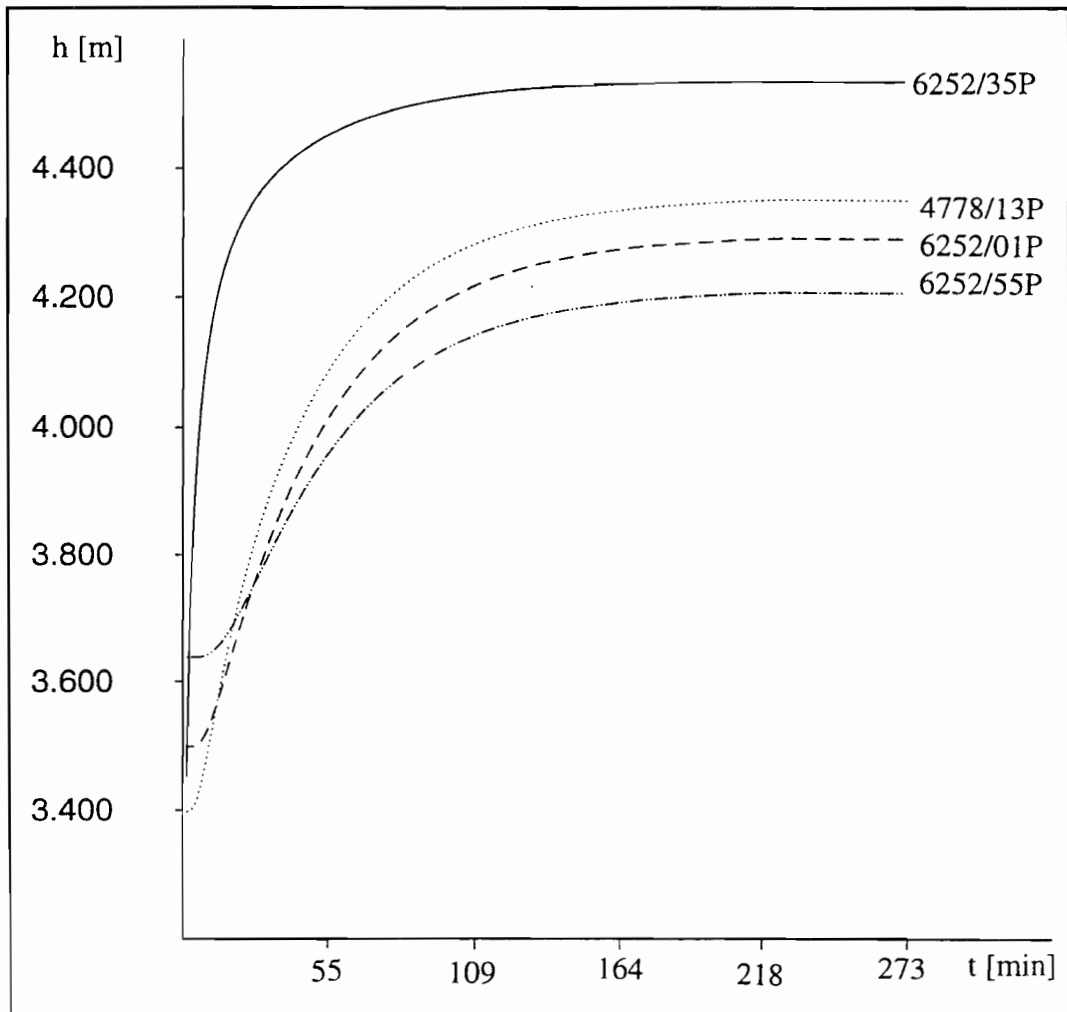
Pohjaveden pitkäaikaiseen virtaustilanteeseen vaikuttavat kuitenkin monet tekijät. Vaikka tiivistysseinät poistetaan, vettäjohtavien kerrosten vedenjohtavuus ei enää välttämättä vastaa luonnontilaista tilannetta, sillä ponttiseiniä ympäröiviä hyvin vettä johtavia kerroksia on injektoitu kaivannon tiivistämisen yhteydessä. Aikaisemmin myös kallion kautta virranneen veden osuus oli ilmeisen huomattava. Kalliota ja kaivannon pohjaa on niin ikään tiivistetty verhoinjektioin. Tunnelin pohjalaatan leveys myöskin vaihtelee. Se on leveimmillään noin 23 metriä.

Betonitunnelin pitkäaikaista pohjavesivaikutusta on analysoitu mallilla, joka on vertikaalitasoon asetettu poikkileikkaus. Vettäjohtavan kerroksen paksuutena on käytetty sen keskimääräistä paksuutta $b = 2$ metriä ja vedenjohtavuutena kohdassa 6.3.2 määritettyä keskimääräistä vedenjohtavuutta kahden metrin paksuiselle kerrokselle $K = 2,45 \times 10^{-5}$ m/s. Pohjalaatan leveydeksi on valittu sen levein kohta eli 23 m. Salaojakerroksen paksuus on $b = 0,3$ m ja sen vedenjohtavuus on sama kuin ympäröivän maan. Mallin reunaehtoina on pohjalaatan pohjoispuolella tunnetun hydraulisen korkeuden reunaehto $h = +5,0$ m ja viidensadan metrin päässä betonitunnelin eteläpuolella $h = +4,0$ m. Initiaalityötilanteessa hydraulinen korkeus on asetettu välittömästi pohjalaatan eteläpuolella tasoon +3,0, josta se lineaarisesti kasvaa etelään päin mentäessä arvoon +4,0. Malli ja reunaehdot on esitetty kuvassa 7.7.

Tarkastelu on tehty ajasta riippuvana laskentana, joten pohjaveden paineen kehitystä voidaan tarkastella ajan suhteen. Edellä esitetyillä lähtöarvoilla suoritettujen laskennan tulos on esitetty kuvassa 7.8, jossa on laskennan ennustama pohjaveden paineen kehitys pisteissä 6252/35P, 4778/13P, 6252/01P ja 6252/55P, joiden sijainti on esitetty liitteessä 6.



Kuva 7.7. *Betonitunnelin pitkäaikaisten pohjavesivaikutusten arvioimiseen käytetty malli reunaehtoineen.*



Kuva 7.8. *Painekorkeuden kehitys ajan suhteen pisteissä 6252/35P, 4778/13P, 6252/01P ja 6252/55P tiivistysseinien poistamisen jälkeen.*

Kuvasta 7.8 voidaan havaita, että mainituilla lähtöarvoilla laskennan perusteella painekorkeus vakiintuu etelässä kolmen tunnin kuluessa tasolle noin +4,2...+4,5. Alueen luonnontilaisen pohjavedenpinnan minimitasoksi on mitattu noin +4,3, joten merkittävää padotusvaikutusta ei ole havaittavissa.

Tarkasteltaessa betonitunnelin pitkän ajan pohjavesivaikutuksia on kuitenkin syytä kiinnittää huomiota muutamiin seikkoihin, joita ei mallinnuksessa ole otettu huomioon tai joita on yksinkertaistettu. Malliin on asetettu betonitunnelin leveys sen leveimmän kohdan mukaan. Osalla matkaa Puotilan pohjavesialtaassa betonitunneli on kuitenkin kapeampi kuin 23 metriä. Laskennallisista syistä salaojituskerroksen vedenjohtavuutena on käytetty ympäröivän vettäjohtavan kerroksen vedenjohtavuutta. Tällöin ohjelman käyttämä aika-askel pitenee ja laskenta-aika saadaan lyhenemään. Todellisuudessa salaojakerroksen vedenjohtavuus on kuitenkin käytettyä arvoa parempi. Betonitunnelin pohjoisseinämällä pohjaveden painetaso on pitkän ajan tarkastelussa asetettu tasolle +5,0. Kuitenkin, varsinkin jos jonkinlaista padottamista esiintyy, painetaso tulee nousemaan sen yläpuolelle, jolloin gradientin kasvun myötä todellinen virtaustilanne helpottuu. Mallissa ei myöskään ole otettu huomioon mahdollisesti kallion kautta virtavaa vettä, vaan kallio on asetettu vettäläpäisemättömäksi rajapinnaksi. Näin on menetelty siksi, ettei ole varmuutta, ovatko kalliossa sijaitsevat vesijohteet enää kaikkien tiivistys- ja injektointitöiden jälkeen olemassa. Edellä esitetyt tekijät on mallinnettu tavallaan varman päälle, ja siksi laskennan perusteella on tehty johtopäätös, ettei merkittävää padotusvaikutusta ole havaittavissa.

On kuitenkin olemassa eräs todellisessa virtaustilanteessa huonompaan suuntaan vaikuttava tekijä, jota ei mallinnuksessa ole otettu huomioon. Tiivistystöiden yhteydessä on nimittäin suoritettu myös mittavia maainjektointeja hyvin vettä johtavissa kerroksissa. Niiden vaikutusta ei nykyisten havaintojen perusteella ole pystytty mallissa ottamaan huomioon, vaikka se saattaa lopullisessa tilanteessa olla merkittävä. Tiivistysseinien poistamisen jälkeenkin vettäjohtaviin kerroksiin saattaa jäädä veden virtausta vaikeuttavia alueita.

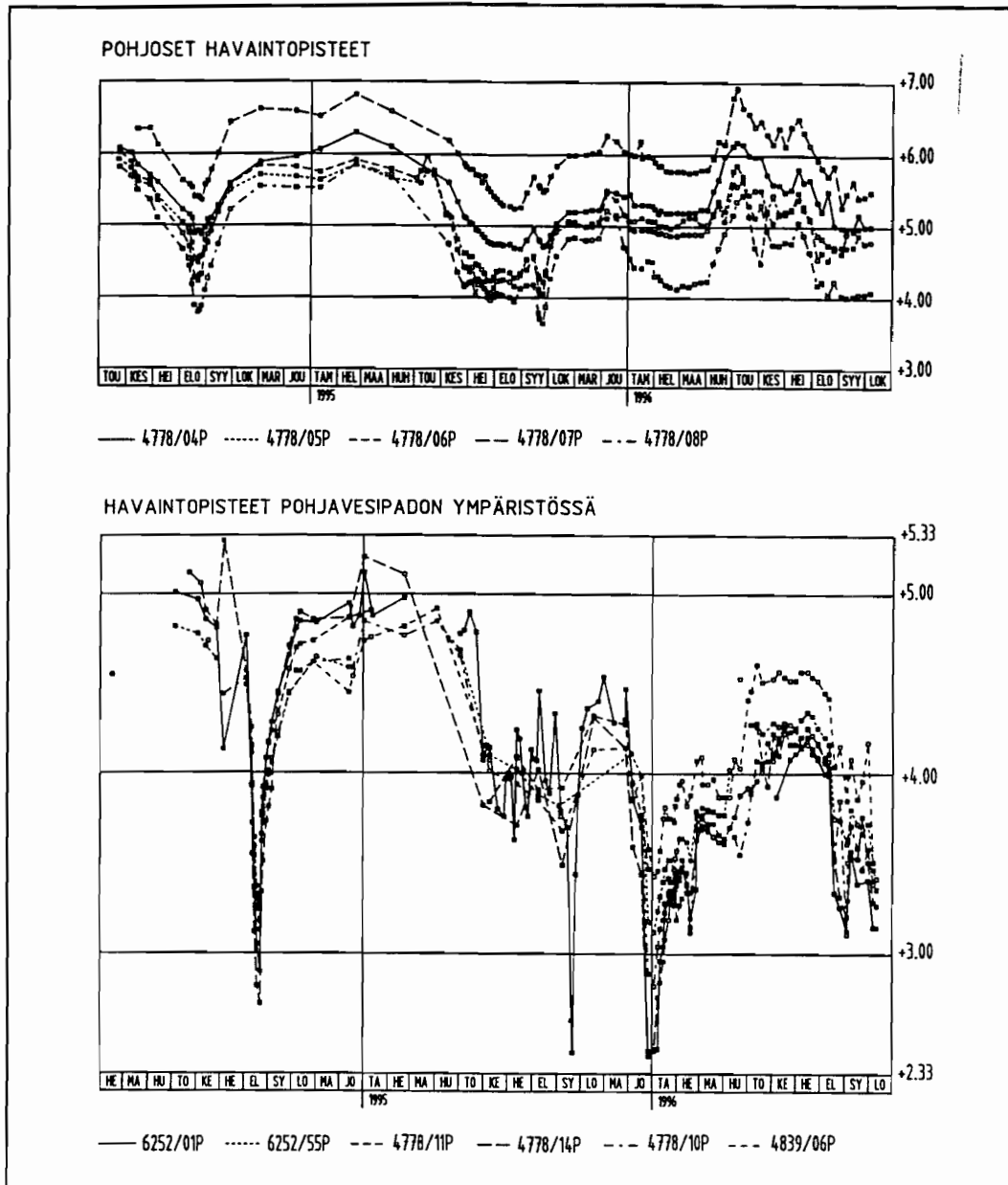
8 JOHTOPÄÄTÖKSET

8.1 Havaitut pohjavesitasot

Liitteessä 6 on esitetty Puotilan pohjavesialtaan alueella toiminnassa olleet pohjaveden havaintoputket lokakuun alussa 1996. Kaivannoissa sattuneiden vuotojen takia varsinkin etelässä oli työn aikana vaikeuksia säilyttää pohjavedenpinta riittävän ylhäällä. Siksi kriittisten puupaaluperustusten ympäristöön lisättiin havaintoputkia. Vaikka alemman pohjaveden painetaso etelässä ajoittain laski kriittiselle tasolle, pysyi puupaaluperustusten alueella havaittu orsivedenpintat vuoden 1996 kahta ensimmäistä kuukautta lukuunottamatta riittävän ylhäällä.

Kuvassa 8.1 on esitetty geoteknisen osaston tekemät työnaikaiset pohjavesihavainnot kaivannon pohjoispuolisissa havaintopisteissä 4778/04P, 05P, 06P, 07P ja 08P sekä eteläpuolisissa, pohjavesipadon ympärillä sijaitsevista pisteistä 6252/01P, 55P, 4778/10P, 11P, 14P ja 4839/06P. Pisteiden sijainti on esitetty liitteessä 6. Kuvasta nähdään, että pohjaveden tasot vaihtelivat melko voimakkaasti varsinkin eteläisissä pisteissä. Vuoden 1994 elokuussa oleva alenemapiikki on koepumppauksen vaikutusta. Puotilan urheilupuiston metrotunnelin rakentamisen vaikutus alkaa näkyä selvästi vuoden 1995 huhtikuussa. Saman vuoden syyskuussa näkyvä alenemapiikki johtui metron paalulla noin 17 100 sattuneesta voimakkaasta kallioruhjeen kautta tapahtuneesta vuodosta, joka kuitenkin saatiin viikon aikana tyrehtymään injektoidulla kalliota kemiallisella injektointiaineella ja sementillä.

Joulukuussa 1995 alkoi Puotilan metroaseman ratatunneliosuuden eteläpuoleinen tiivistysseinä vuotaa voimakkaasti hyvin vettä johtavien maakerrosten ja kallion kautta. Vuoto saatiin kuitenkin tyrehtytettyä maa- ja kallioinjektoinnein sekä valamalla ponttiseinän sisäpuolelle betoninen sulku, mutta sen havaitaan kuitenkin vaikuttaneen voimakkaasti eteläpuolella hyvin vettä johtavissa kerroksissa oleviin havaintopisteisiin.

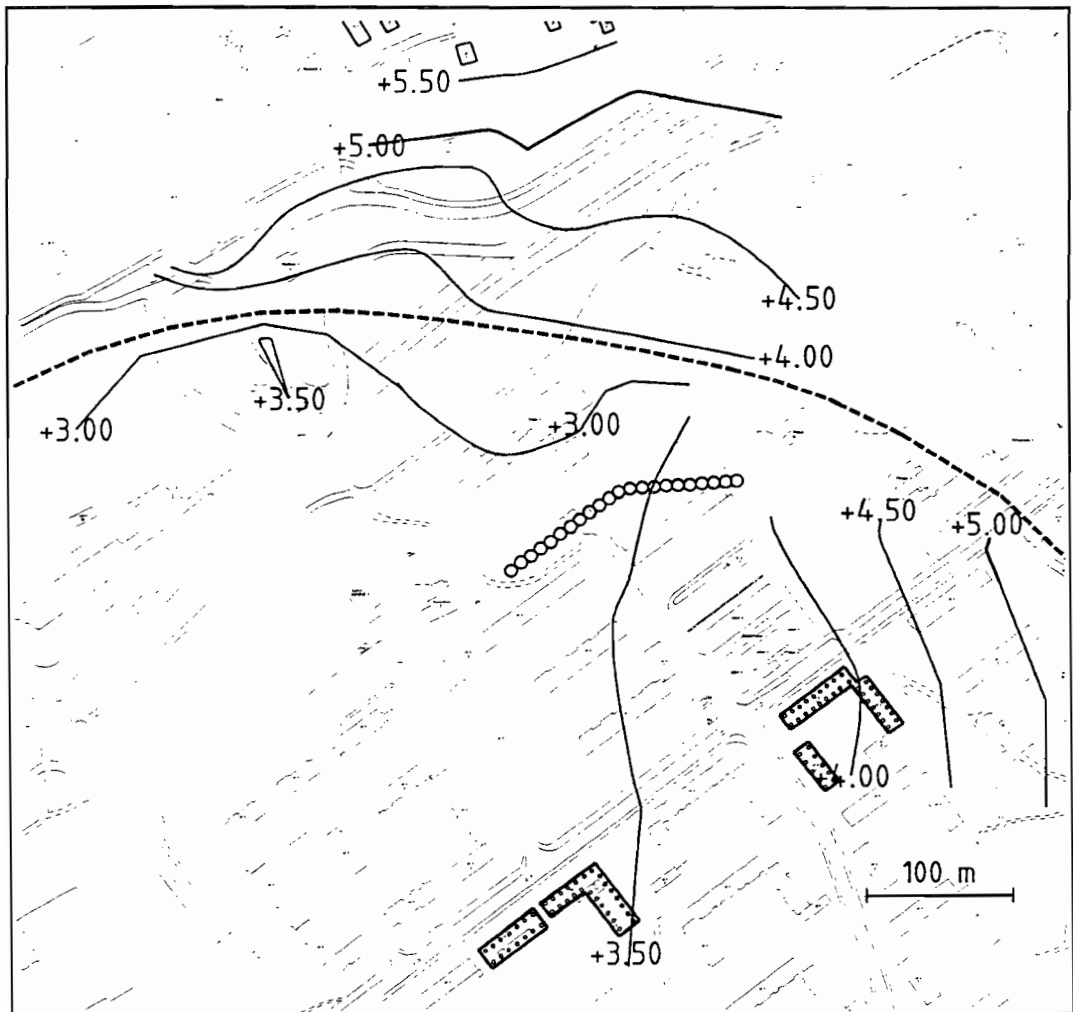


Kuva 8.1. *Työnaikaisia pohjavesihavaintoja pohjoisissa ja eteläisissä pisteissä.*

Urakoitsija asensi välittömästi tiivistysseinien ulkopuolelle pohjaveden havaintoputkia ja mittasi niitä jatkuvasti. Havaintojen mukaan pohjoisen tiivistysseinän takana pohjavedenpinta vaihteli maaliskuun 1996 loppuun mennessä tasovälillä noin +2,7...+4,5 ollen keskimäärin tasolla noin +3,6. Huhtikuun alun jälkeen pohjavedenpinta oli keskimäärin tasolla noin +4,0. Eteläisen tiivistysseinän takana pohjavedenpinta oli helmikuuhun 1996 asti keskimäärin tasolla noin +2,8 ja sen jälkeen huhtikuun alkuun asti keskimäärin tasolla noin +3,4. Sen jälkeen edelleen heinäkuun loppuun asti pohjavedenpinta oli keskimäärin tasolla noin +3,8, kunnes elokuun

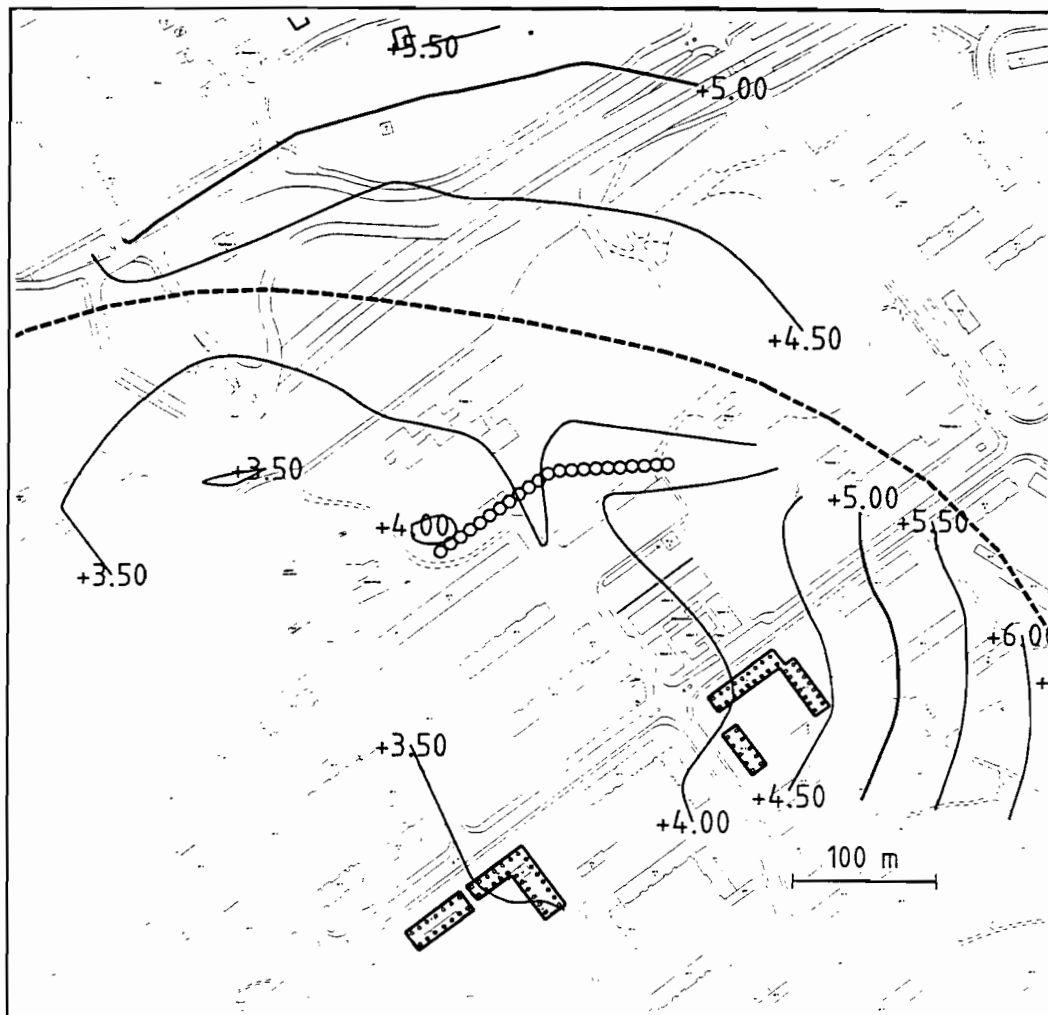
alussa se putosi tasolle noin +3,2, johon se jälleen kutakuinkin vakiintui.

Suurimmalla osalla pohjoista seinää pohjavedenpinta oli jatkuvasti yli metrin ylempänä kuin sallituksi raja-arvoksi määritetty taso +3,0. Eteläisen tiivistysseinän osalta oltiin lähimpänä kyseistä arvoa helmikuun kolmen ensimmäisen viikon ja elokuun ajan. Kuvassa 8.2 on esitetty keskimääräinen pohjavedenpinnan tasa-arvokäyrä ajalta 1.2. - 21.2.1996 ja kuvassa 8.3 vastaava keskimääräinen käyrä ajalta 1.8. - 30.9.1996. Vertailun vuoksi kuvassa 8.4 on esitetty keskimääräinen pohjavedenpinnan tasa-arvokäyrä ajalta 1.6. - 31.7.1996, jolloin pohjoisen tiivistysseinän pohjavedenpinta oli keskimäärin tasolla noin +4,8 ja eteläisen tiivistysseinän tasolla noin +3,9.



Kuva 8.2.

Keskimääräinen pohjavedenpinnan tasa-arvokäyrä ajalta 1.2. - 21.2.1996. Pohjavedenpinta pohjoisen tiivistysseinän takana keskimäärin tasolla noin +3,6 ja eteläisen seinän takana tasolla noin +2,8.



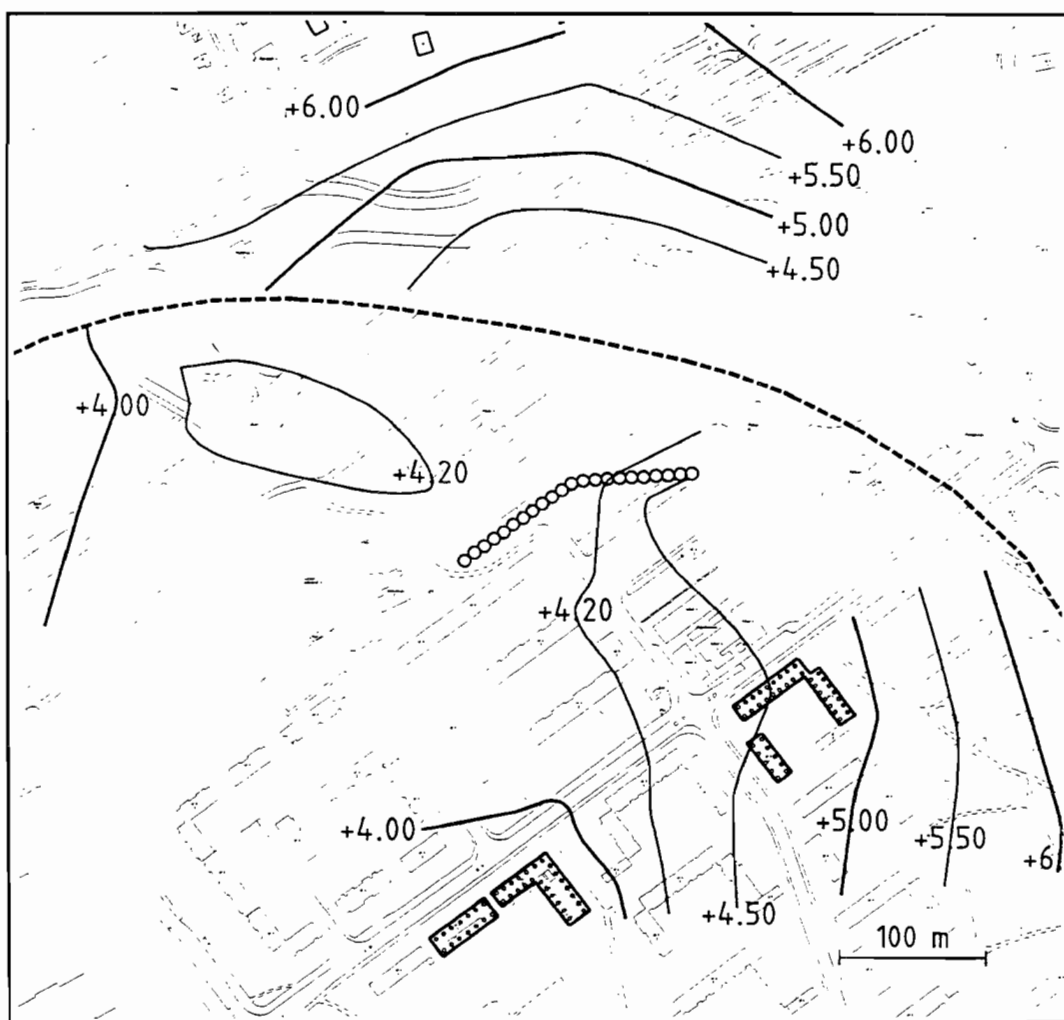
Kuva 8.3.

Keskimääräinen pohjavedenpinnan tasa-arvokäyrä ajalta 1.8. - 30.9.1996. Pohjavedenpinta pohjoisen tiivistysseinän takana keskimäärin tasolla noin +4,0 ja eteläisen seinän takana tasolla noin +3,2.

8.2 Mallin toiminta

Kuten kohdassa 8.1 on esitetty, staattisia tasapainotilanteita mallin toiminnan arvioimiseksi oli työn aikana varsin harvoin. Määritettyjä stationäärisiä virtaustilanteita on vaikea verrata kuvan 8.1 mukaisesti alati voimakkaasti vaihtelevaan virtaustilanteeseen, koska akviferin eri osat saattavat olla kehittymässä eri suuntiin. Mikäli verrataan kuvan 7.1 alennustasolla +3,0 laskettua tasapainotilannetta kuvien 8.2 ja 8.3 havaittuihin lähinnä stationääristä virtaustilaa edustaviin tilanteisiin, voidaan kuitenkin päätellä, että malli toimi keskeiseltä osaltaan metrolinjalta lähimmille

puupaaluperustuksille tyydyttävällä tarkkuudella, mutta lounaisella osalla malli ennusti liian pieniä alenemia. Koepumppauksen vaikutusalueella parametrit on kyettiin määrittämään suhteellisen hyvin, koska mallin toiminta oli sangen tyydyttävä, mutta heti vaikutusalueen ulkopuolelle ekstrapoloidut parametrit eivät vastanneet todellisia, koska malli toimi tällä osalla epätarkasti. Mallin laatimisvaiheessa tulisi olla riittävästi tietoa koko mallinnettavalta alueelta ja mielellään myös sen ympäristöstä. Mikäli koepumppauksen vaikutusalue ei kata koko mallinnettavaa aluetta, tulisi parametrit määrittää esimerkiksi takaisinpäin laskemalla pitkäaikaisista pohjavesihavainnoista.



Kuva 8.4.

Keskimääräinen pohjavedenpinnan tasa-arvokäyrä ajalta 1.6. - 31.7.1996. Pohjavedenpinta pohjoisen tiivistysseinän takana keskimäärin tasolla noin +4,8 ja eteläisen seinän takana tasolla noin +3,9.

Toinen tekijä mallin tarkkuutta heikentävä tekijä on virheellinen reunaehto lounaisella osalla, jossa vettä läpäisemätön reuna on ulotettu liian etelään. Vaikka Itäkeskuksen pohjavesialtaan vaikutus Puotilan pohjavesialtaaseen pohjoisessa oli moreenikannaksen takia vähäinen, vaikutus saattoi olla merkittävämpi etelän kautta. Molempina kuvien 8.2 ja 8.3 aikaisina havaintojaksoina Itäkeskuksen pohjavesialtaan eteläosan pohjaveden painetaso oli jopa alle +3,0. Tällöin korvausvettä saattoi virrata korkeampipaineisesta Puotilan pohjavesialtaasta juuri etelän suunnasta, mitä mahdollisuutta malli ei lähtökohtaisestikaan huomionnut.

Numeerisella mallilla tehtyjä laskelmia hyväksikäyttäen alennustaso +3,0 hyväksyttiin raja-arvoksi sillä perusteella, että tällöin vaikutukset ympäristön pohjaveteen olivat hallittavissa. Jos pohjaveden alennus olisi ollut suurempi kuin tasolle +3,0, tuli ainakin etelässä varautua pohjaveden imeyttämiseen. Verrattaessa laskennan tuloksia alennustasoilla +3,0 ja +2,0 kuvissa 7.1 ja 7.2 havaitaan, että varmuustaso alennustasolla +3,0 on kuitenkin varsin pieni. Lähimpien puupaaluperusteisten talojen anturoiden alapinta on tasossa +4,05. Sama havainto voidaan tehdä kuvan 8.2 mukaisesta helmikuun tilanteesta, jota edelsi etelän suunnassa ajanjakso, jolloin pohjavesi oli kuvan 8.1 mukaisesti hyvin alhaalla. Korkean pohjaveden aikaa kuvaavasta tilanteesta (kuva 8.4) nähdään, että etelän suunta reagoi herkästi painetason vaihteluihin.

Yksi merkittävä ongelma mallinnuksen kannalta on kallion kautta virtaava vesi. Kallion olettaminen vettäläpäisemättömäksi materiaaliksi ei varsinkaan laajoja alueita tarkasteltaessa useinkaan ole perusteltua. Esimerkiksi Puotilan pohjavesialtaassa kalliossa virtaavat vesimäärät osoittautuivat merkittäviksi. Kallion rakosysteemien kautta tapahtuvat virtaukset ovat kuitenkin vaikeasti mallinnettavissa, koska niiden mittaaminen on vaikeaa. Puotilassa poranreijästä kesällä 1996 suoritettu koepumppaus kallioista ei osoittanut merkittäviä vaikutuksia ympäristössä. Myös kalliojohteiden yhteydet vettäjohtaviin maakerroksiin ovat vaikeasti ennakoitavissa, koska niiden olemassaolo tulee usein esiin vasta rakentamisen aikana. Esimerkiksi syyskuussa 1996 tapahtuneen kalliovuodon yhteydessä eräät vuotokohdasta kauempana sijainneet havaintopisteet reagoivat vuotoon lähempiä pisteitä voimakkaammin ja paljastivat näin ruhjeen vaikutuksen vasta työn aikana. Kalliojohteiden huomioi-

minen mallinnuksessa on toki mahdollista, mutta se vaatii riittävästi etukäteen poranreijistä tehtäviä koepumppauksia. Esimerkiksi tämän työn aikana suoritettiin ainoastaan yksi koepumppaus kalliosta, joka siis jäi havaintoarvoltaan merkityksettömäksi.

8.3 Numeeriset menetelmät pohjavesihallinnan apuvälineinä

8.3.1 Numeeristen menetelmien käytön asettamia vaatimuksia

Vaatimukset lähtötiedoille

Varsinaisen numeerisen mallinnuksen suorittaja joutuu toisinaan tilanteeseen, jossa hänellä on mallin laatimista varten käytössään valmiit lähtötiedot, jotka saattavat olla puutteellisia tai osin epätarkoituksenmukaisia. Esimerkiksi koepumppaus on saatettu suorittaa ilman mallin laatijan myötävaikutusta, jolloin ei välttämättä ole kiinnitetty riittävästi huomiota kaikkiin oleellisiin tekijöihin. Tällöin mallin laatija saattaa joutua tekemään oletuksia ja yksinkertaistuksia, jotka eivät välttämättä ole toimivia. Mallin laatimisaikataulu saattaa lisäksi olla niin kiireinen, ettei lisätutkimuksille enää ole riittävästi aikaa. Olisi hyvin tärkeää, että päätös numeerisen mallinnuksen hyväksikäytöstä voitaisiin tehdä niin aikaisessa vaiheessa, että mallinnuksen vaatimien lähtötietojen määrittämiselle ja analysoimiselle jää riittävästi aikaa. Myös varsinaisen mallinnuksen suorittajan tulisi olla mukana tutkimusten ohjelmoimisessa ja suunnittelussa heti alusta lähtien.

Koska koepumppaus on parametrien määrittämisen kannalta usein hyvin merkittävässä asemassa, on sen suorittamisesta syytä mainita eräitä keskeisiä huomioita:

- 1) Pumppauspaikka valitaan antoisuusmittausten perusteella, ja pumppaus suoritetaan vuodenaikana, jolloin pohjaveden muodostuminen on vähäistä.
- 2) Pumppaus suoritetaan yhdestä pisteestä kerrallaan ja sitä jatketaan niin kauan, että tasapainotilanne on saavutettu.
- 3) Samanaikaisia imeytyksiä ei suoriteta, ja pumpattu vesi johdetaan sellaiseen paikkaan, ettei se palaa takaisin järjestelmään.
- 4) Pumpun antoisuutta mitataan kahdesti päivässä astiamittauksella.
- 5) Lähimpien havaintoputkien vedenpinnat mitataan ensimmäisen vuorokauden

aikana kahden tunnin välein ja sen jälkeen 1 - 2 kertaa vuorokaudessa. Kauempana olevat havaintoputket mitataan ensimmäisen vuorokauden aikana kahdesti ja tämän jälkeen kerran vuorokaudessa. Mittausten ajankohdat merkitään vähintään minuutin tarkkuudella.

- 6) Palautumisvaiheessa mitataan ensimmäisen viikon aikana kuten kohdassa 5 ja sen jälkeen kerran viikossa.
- 7) Lyhytaikaisena suoritettua koepumppauksen havaintoväli saa olla korkeintaan 1/10 ajasta, joka on kulunut pumppauksen aloittamisesta, mutta korkeintaan yksi tunti. Ensimmäiset havainnot suoritetaan mahdollisimman nopeasti.

Havaintopisteverkoston tulee olla riittävän tiheä koepumppauspaikan ja toimenpidealueen ympäristössä. Myös mallin reuna-alueille on syytä asentaa pohjaveden havaintoputkia luonnontilaisten gradienttien selvittämiseksi.

Vaatimukset itse mallinnukselle

Malli tulee laatia geometrialtaan tarkoituksenmukaiseksi ja sen reunat on ulotettava niin kauas, etteivät ne merkittävästi häiritse mallin toimintaa. Tarkoituksenmukaisten ja toiminnaltaan oikeiden reunaehtojen määrittämiseen on kiinnitettävä huomiota. Riittävän tutkimusaineiston merkitys korostuu parametrien ja reunaehtojen määrittämisessä kuten tämänkin työn yhteydessä on huomattu: Koepumppauksen vaikutusalueen ulkopuolinen osa mallista toimi epätarkasti.

Laskennan tehokkuuden kannalta tulee ennakolta tarkasti miettiä mallin rakennetta ja toimintaa. On selvitettävä, mallinnetaanko paineellista vai vapaata akviferia, tarkastellaanko painekorkeutta vai alenemia, onko tarvetta ajastariippuvaan tarkasteluun vai onko ongelma luonteeltaan stationäärinen tai selvittääkö pelkällä virtausanalyysillä vai pitääkö analyysiin sisällyttää maan ja pohjaveden virtauksen mekaaninen vuorovaikutus. Yleensä voidaan sanoa, että malli kannattaa tehdä niin yksinkertaiseksi kuin se halutun tuloksen saamiseksi on mahdollista. Yksittäisten tekijöiden vaikutusta kannattaa analysoida mieluiten ensin erillisinä ja vasta sitten mahdollisesti yhdistettyinä analyysinä. Saatuja tuloksia tulisi tarkastella myös muilla menetelmillä karkeiden virheiden välttämiseksi. On tärkeää, että mallin laatijalla on riittävän hyvä käsitys mallinnettavasta ilmiöstä, parametrien merkityksestä ja mallinsa toiminnasta.

Vaatimukset suunnittelu- ja toteutusorganisaatiolle

Numeerisia menetelmiä ei vielä pidetä rakennuslalla rutiiniinomaisina suunnittelun apuvälineinä, vaan niiden käyttö on yleensä jossain määrin erikoistapaus. Päädyttäessä numeerisen mallin käyttöön on tärkeää, että ajatus hyväksytään koko suunnittelu- ja toteutusorganisaatiossa. Kuvan 5.1 mukaisessa pohjaveden hallinnan suunnittelu-järjestelmässä on varsinkin suurten projektien yhteydessä useita osapuolia kuten rakennuttaja, urakoitsija, suunnittelija ja viranomainen. Kaavion esittämällä tavalla tiedon kulku ja palaute ovat järjestelmän toiminnan kannalta avainasemassa varsinkin silloin, kun suoritetaan työnaikaisia ajastariippuvia tarkasteluja, koska reaaliaikaisen mallin ylläpito vaatii tietoja kaikilta tarkkailumittauksia suorittavilta osapuolilta..

8.3.2 FLAC pohjavesimallinnuksessa

Yhtenä työn tarkoituksena oli selvittää numeerisen laskentaohjelman FLAC käyttömahdollisuuksia laaja-alaisen suotovirtausongelman analysoimiseen. Vaikka laskentatuloksia on jossakin määrin vaikea verrata havaintoihin, voitaneen kuitenkin saatujen kokemusten perusteella todeta, että työn aikana esiintyneet ongelmat olivat enimmäkseen numeeriseen mallinnukseen ja parametrien määrittämiseen liittyviä yleisiä ongelmia. FLAC soveltui sekä ajasta riippuviin että stationäärisiin tarkasteluihin, vaikka toisinaan laskenta-aika saattoi ainakin 486-tasoisella PC:llä venyä melko pitkäksi. Selkeisiin ongelmiin laskenta-ajan kanssa joudutaan suurten mallien yhteydessä ainakin silloin, kun laskentaan halutaan sisällyttää mekaaninen vuorovai-
kus kuten konsolidaatio. Tehokkaammalla tietokoneella ongelma ei ole merkittävä.

Komentokielisenä ohjelmana FLAC vaatii aloitteluvaiheessa jonkin verran työtä komentokielen opettelussa. Opetteluvaiheen jälkeen mallin generointi on sangen tehokasta ja komentokieli sisäänrakennettuine FISH-ohjelmointikieliseen osoittautuu ohjelman vahvuudeksi. FISH mahdollistaa ajonaikaiset käyttäjän määrittelemät funktiot ja muuttujat. Esimerkiksi pumppaustehoja ja reunaehtoja voidaan muuttaa laskennan edetessä. Komentokielisen rakenteen ansiosta FLAC voidaan ohjelmoida laskemaan peräkkäisiä ajassa eteneviä tarkasteluja, joissa edellisen laskennan lopputulos on seuraavan lähtötilanne. Käyttäjän ei tarvitse olla jatkuvasti paikalla,

joten tietokoneen voi jättää laskemaan parametrisia tarkasteluja yön tai viikonlopun yli. Lopputulokset tallettavat tietokoneen levykkeelle, josta ne voidaan myöhemmin kutsua tarkasteltaviksi.

Ohjelman suurimpana heikkoutena voidaan pitää nykyisen version tulostusrutiinia. Mikäli tulokset halutaan esittää CAD-sovelluksella, vaatii se niiden välikäsittelyä. Ongelma lienee kuitenkin varsin yleinen muidenkin nykyisten numeeristen laskentaohjelmien yhteydessä. Tähänkin ongelmaan voidaan saada apua FISH-kielen tehokkaasta käytöstä. Luonnollisestikaan tämän työn yhteydessä ei ole pystytty hyödyntämään kaikkia FLAC:n ominaisuuksia, koska tekijä on käyttänyt ohjelmaa ensimmäistä kertaa.

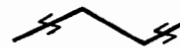
KIRJALLISUUS

- /1/ Aalto, J., Veden virtaus maassa. RIL 157-1 Geomekaniikka 1. Luku 11. s. 411 - 479. Rakennusinsinöörien liitto, Helsinki 1985.
- /2/ Abramowitz, M., Stegun, I. A., Handbook of mathematical functions with formulas, graphs and mathematical Tables. Ninth Printing. Dover publications Inc, New York 1970.
- /3/ Airaksinen, J. U., Maa- ja pohjavesihydrologia. Kustannusosakeyhtiö Pohjoinen, Oulu 1978.
- /4/ Bear, J., Hydraulics of groundwater. Water resources and environmental engineering. McGraw-Hill, USA 1979.
- /5/ Cooper, H. H., Jacob, C. E., A generalized graphical method for evaluating formation constants and summarizing well field history. Trans. Amer. Geophysical Union. Vol. 27, no. 4, pp. 526 - 534, 1946.
- /6/ Desai, C. S., Christian J. T., Numerical methods in geotechnical engineering. McGraw-Hill, USA 1977.
- /7/ Fagerström, H., Wiesel, C-E., Permeabilitet och kapillaritet. Byggeforskningens informationblad B7, Stockholm 1972.
- /8/ FLAC Version 3.0, User's manual vol. I - II, ITASCA Consulting group, Inc., Minneapolis, Minnesota 1991
- /9/ Geoteknillinen toimisto, Kallioperäkartta GEO 10K. Helsingin geotekniset kartat. Helsinki 1978.
- /10/ Geo-Work, Maatutkaluotausraportti, Itäväylän täytepaksuudet Vartiokylän kohdalla. 1992.
- /11/ Howes, B. L., Millham, N. P., A comparison of methods to determine K in a shallow coastal aquifer. Ground Water, vol. 33, no. 1, pp. 49 - 57, 1995.
- /12/ Laakso, K., Metrorata Itäkeskus-Vuosaari, pohjavesiselvitys. Suunnittelukeskus Oy, Helsinki 1990.
- /13/ Mehtälä, J., Itämetron betonitunneliosuuden pohjavesivaikutusten arvioiminen numeerisella menetelmällä, väliraportti 2: Eteläisen pohjavesipadon vaikutus. Geoteknisen osaston raportti tno. 6492. Helsinki 1995.

- /14/ Pöllä, J., Korkealaakso, J., Itäkeskus-Vuosaari metrolinjan sähköiset luotaukset Puotilassa ja Itäväylällä. Tutkimusselostukset YKI85/94 ja YKI109/94. VTT Yhdyskuntatekniikka, Kallio- ja ympäristötekniikka, Espoo 1994.
- /15/ Raudasmaa, P., Itämetro, Puotilan betonitunneliosuus, pohjavesitarkkailu 1994. Geoteknisen osaston raportti tno. 4822. Helsinki 1995.
- /16/ Sandberg, L., Metrorata Itäkeskus-Vuosaari, Seisminen refraktioluotaus toukokuussa 1991. Tutkimusraportti, työ nro 6.116. Terraplan Oy, 1991.
- /17/ Theis, C. V., The relation between the lowering of piezometric surface and rate duration of discharge of a well using groundwater storage. Transactions, American Geophysical Union. Vol. 16. 1935.

Leikkaukset A-A, B-B ja C-C esitetty kuvissa 2.1, 2.2 ja 2.3

Maatutkaluotaus



Sähköinen luotaus

160

Näytepiste vettä-
johtavasta kerroksesta



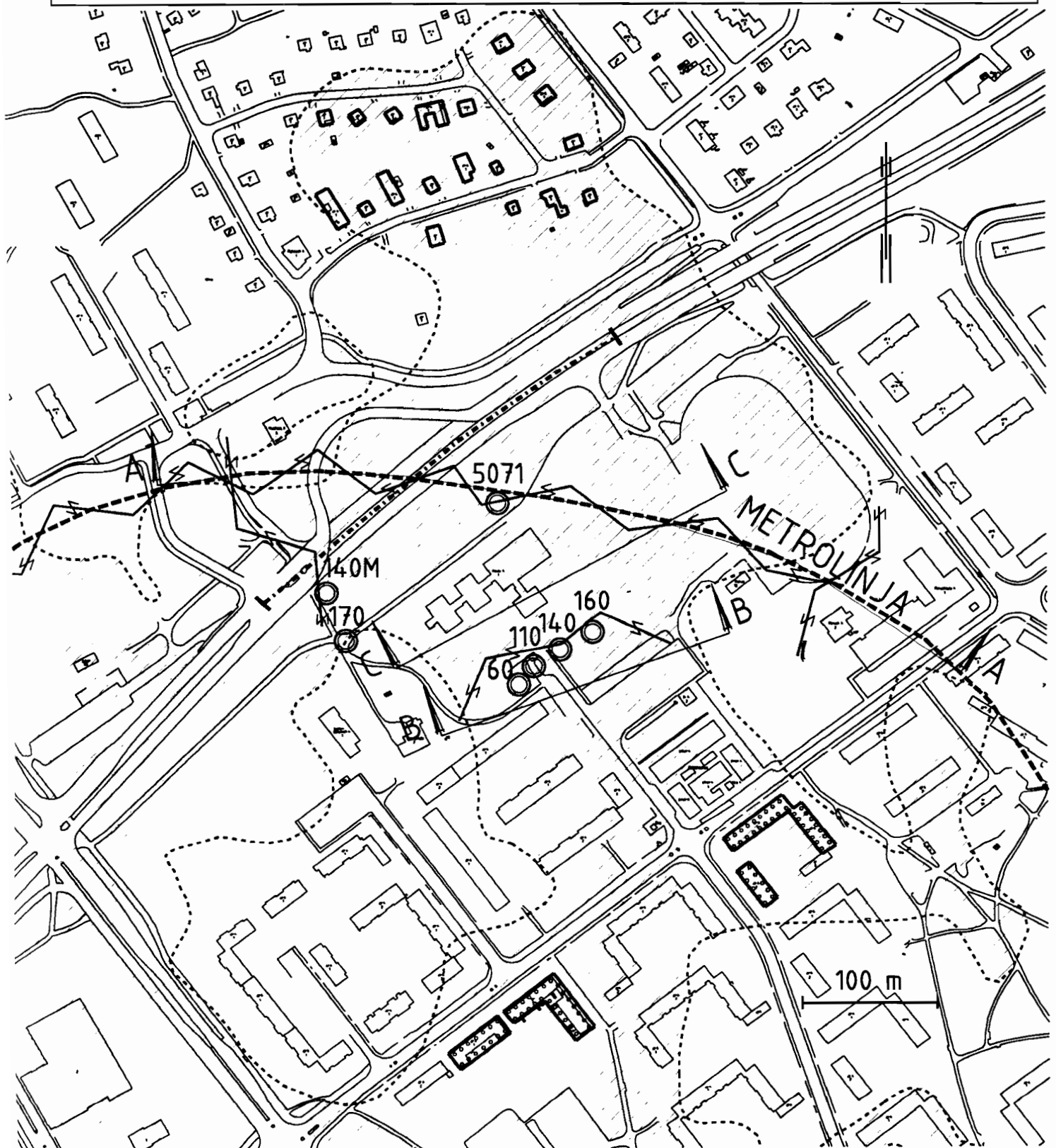
Maanvarainen rakennus

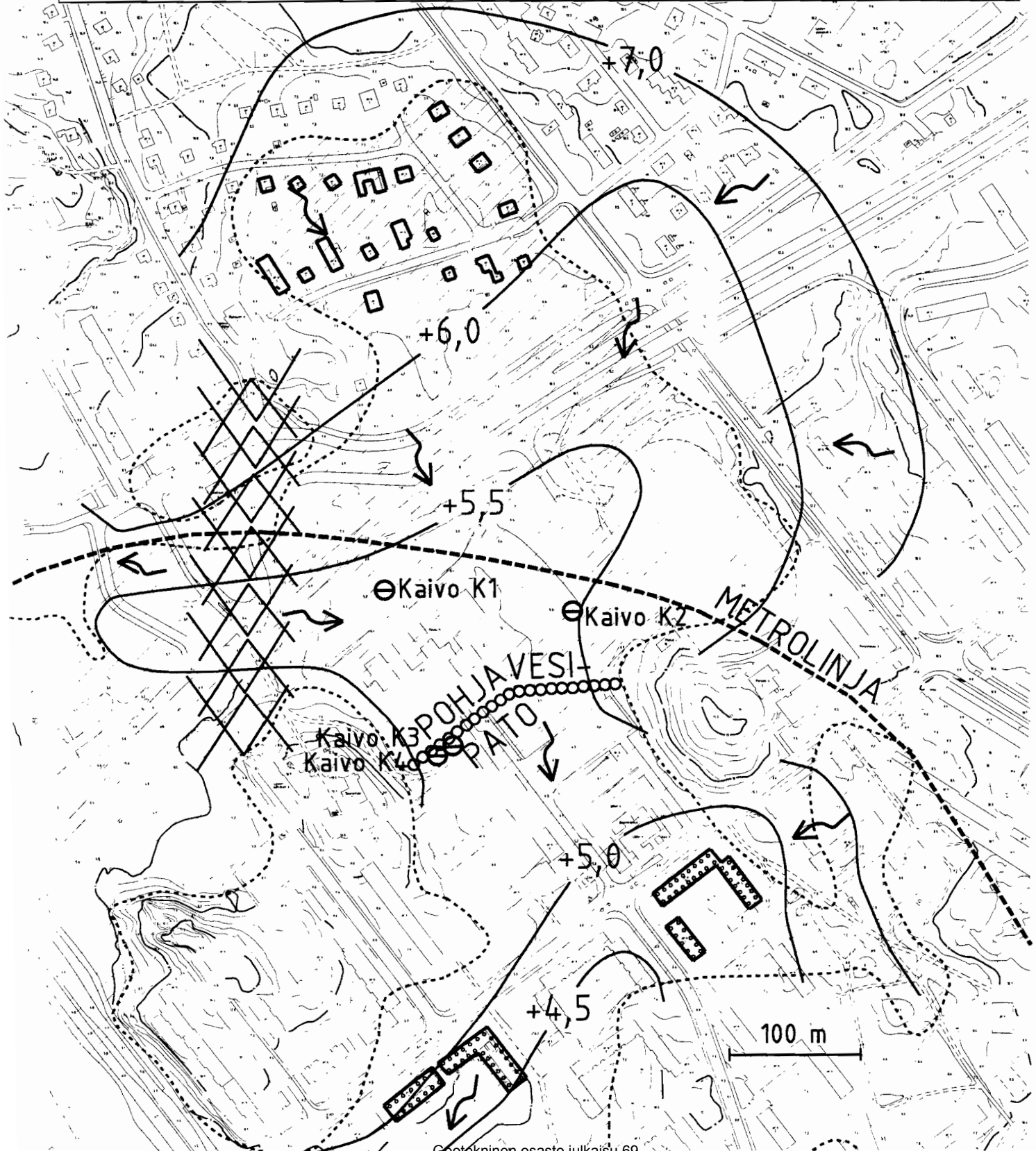
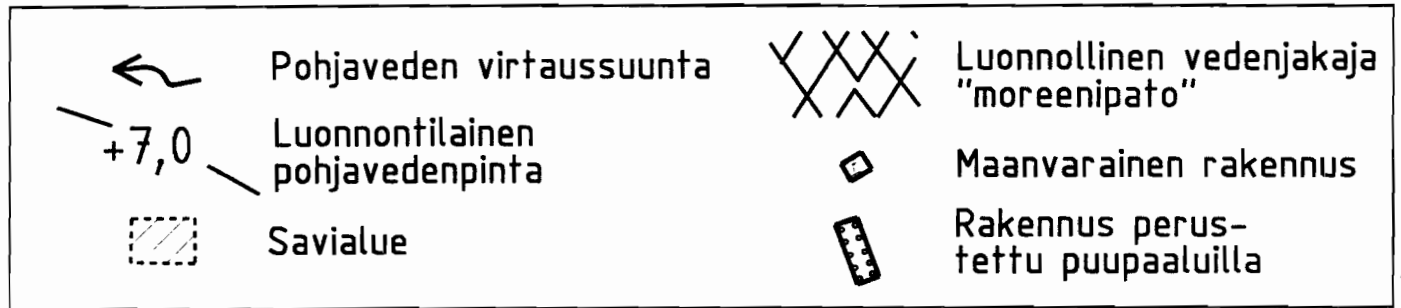


Savialue

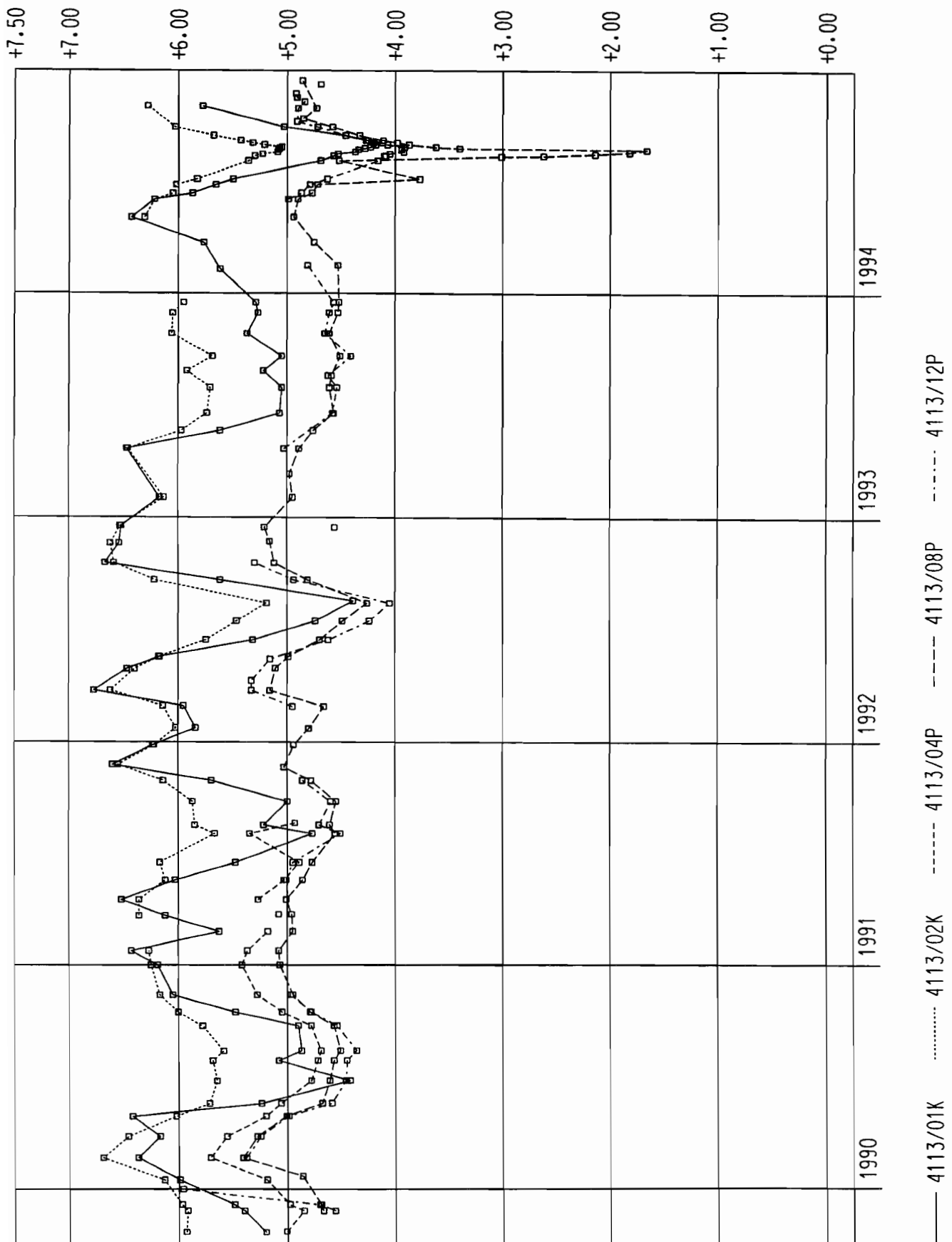


Rakennus perus-
tettu puupaaluilla

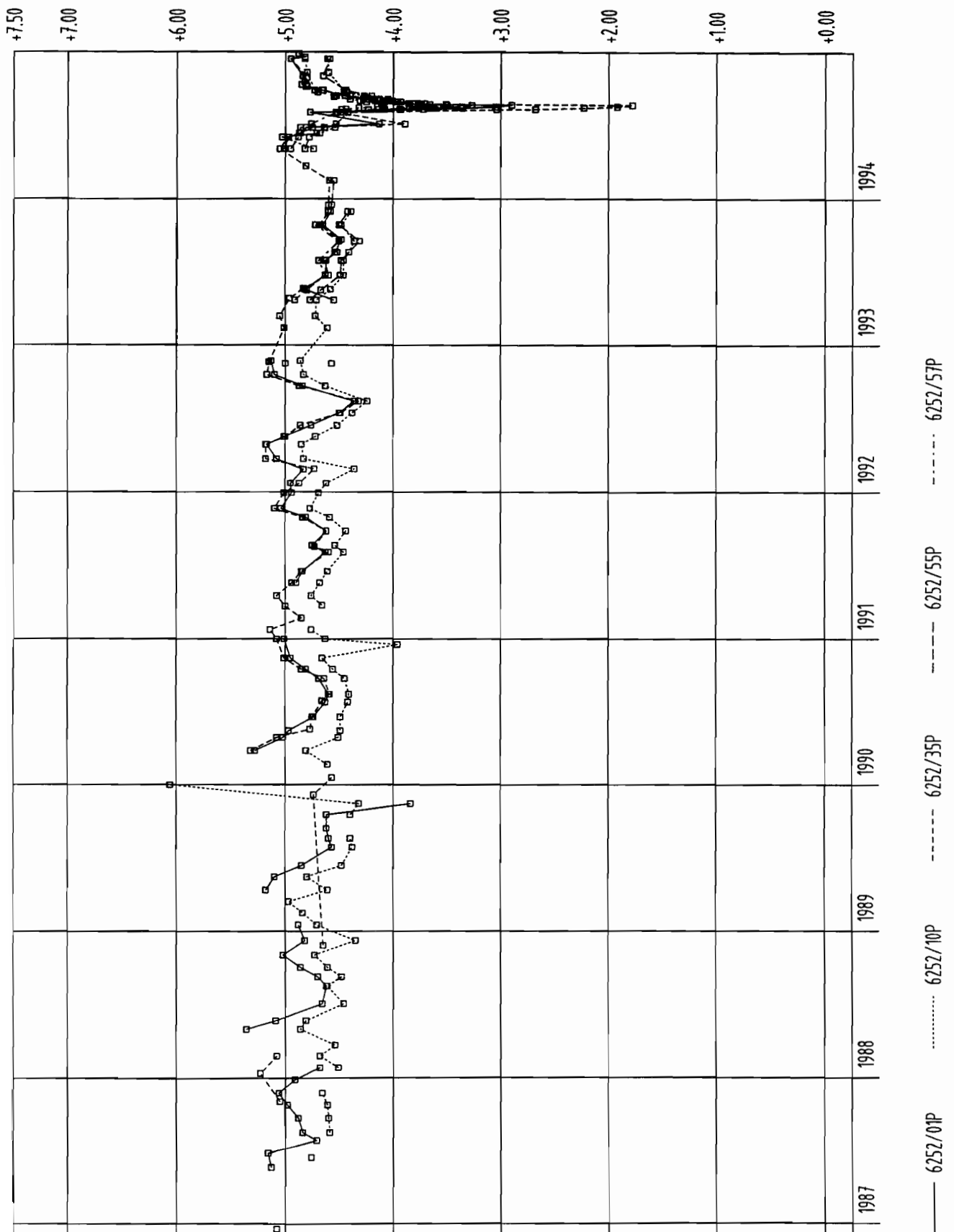




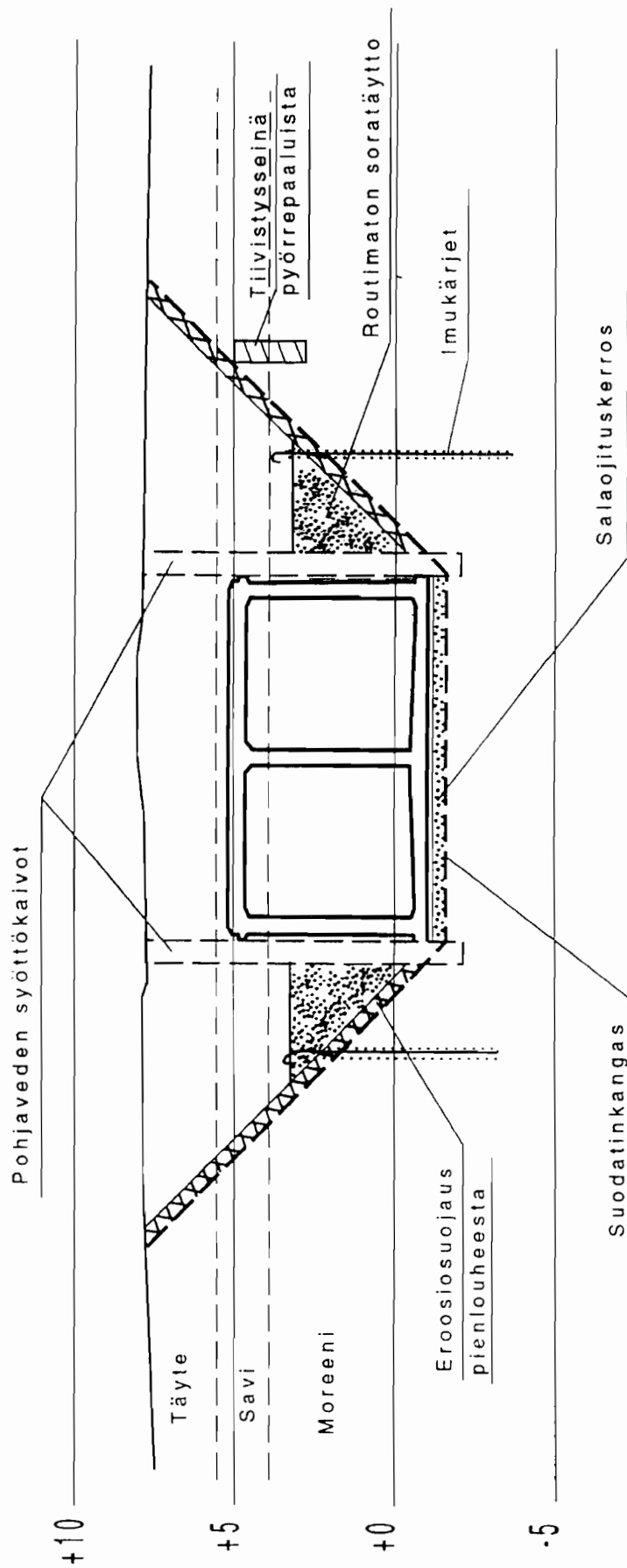
Työnumeron 4113 pohjavesipisteiden pitkäaikaisia havaintosarjoja



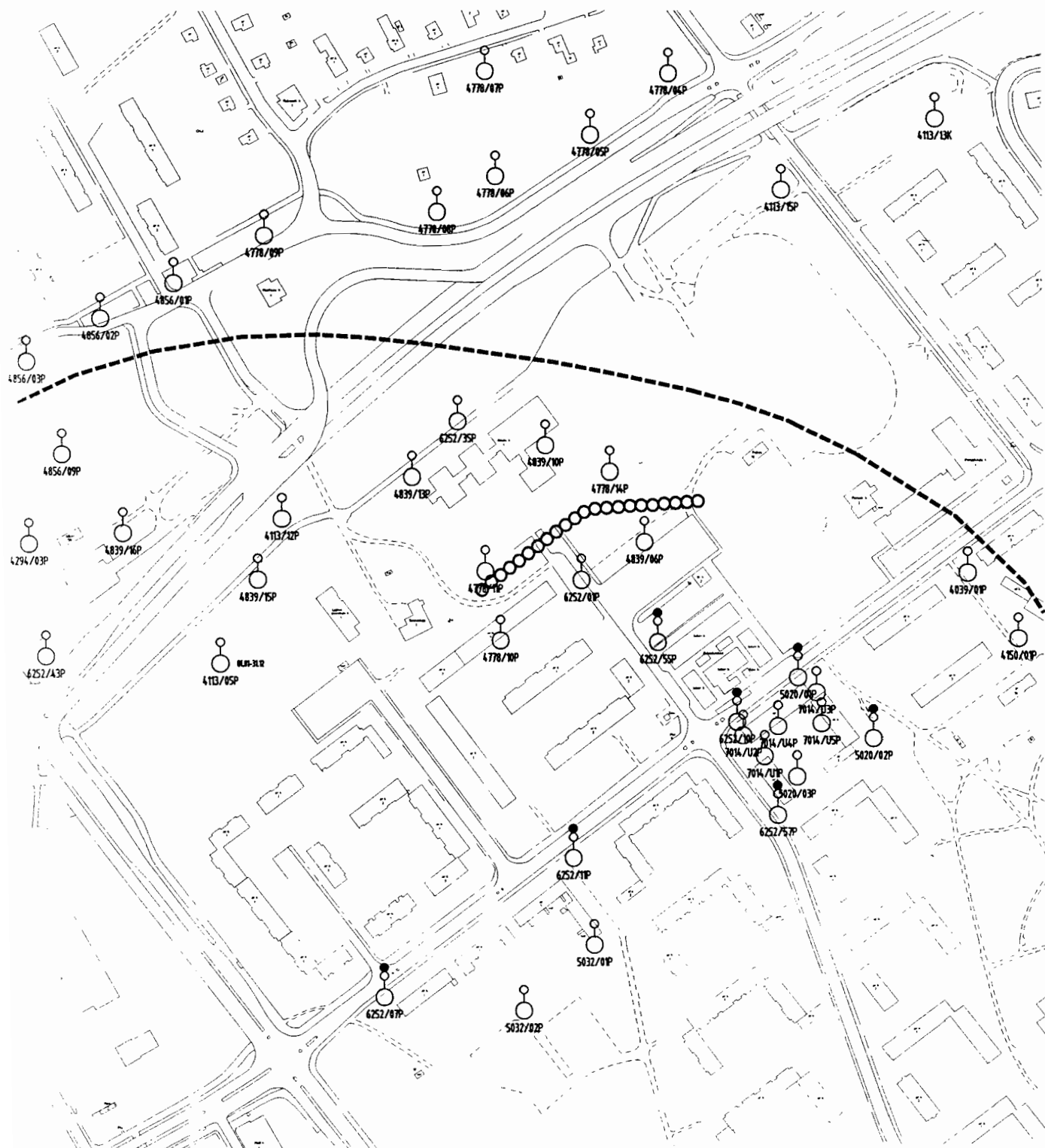
Työnymeron 6252 pohjavesipisteiden pitkäaikaisia havaintosarjoja



PERIAATEKUVA: BETONITUNNELIN POIKKILEIKKAUS



Puotilan pohjavesialtaan havaintoputket lokakuussa 1997.



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 69/1996 Kesäkuu 1998	
Tekijä(t) Jani Mehtälä Osmo Korhonen	Projektinnumero(t) 6492 Toimeksiantaja(t) HELSINGINKAUPUNKI KIIINTEISTÖVIRASTO GEOTEKNINEN OSASTO	
Nimike Puotilan metroaseman pohjavesivaikutusten arviointi numeerisella menetelmällä		
Tiivistelmä Tämä tutkimus on tehty Helsingin kaupungin kiinteistöviraston geoteknisellä osastolla Itäkeskus-Vuosaari-metroradan rakentamisen yhteydessä osana itämetron betonitunneliosuuden pohjaveden hallintasuunnitelman laatimista Puotilan metroaseman kohdalla. Metrorata rakennettiin Puotilassa irtomaakerroksissa kulkevaan vesitiiviiseen betonitunneliin, jonka kaivu- ja louhintatasot olivat keskimäärin noin 6 - 7 metriä ja enimmillään noin 9 - 10 metriä luonnontilaisen pohjavedenpinnan alapuolella. Rajoitettu työnaikainen pohjaveden alentaminen oli kaivantojen syvyyden takia välttämätöntä. Koska alueella sijaitsee pohjaveden alentamisen kannalta riskialttiita kohteita kuten puupaa-luilla perustettuja rakennuksia, oli työnaikaiselle pohjaveden alentamiselle asetettava tiukat reunaehdot. Työn tavoitteena oli mm. selvittää numeeristen menetelmien käyttömahdollisuuksia ympäristövaikutusil-taan laajan rakennuskohteen pohjavesihallinnan suunnittelussa. Metrotyömaan ympäristöstä on laadittu tie-tokone-malli differenssimenetelmään perustuvalla numeerisella laskentaohjelmalla (FLAC). Mallin avulla on määritetty mm. hyväksyttävä työnaikainen pohjaveden alennustaso välittömästi kaivannon tiivistysseinän ulkopuolella. Lähtien Puotilassa elokuussa 1994 suoritettujen koepumppauksen analysoinnista esitetään malliin tarvittavien akviferiparametrien määrittäminen, mallin laatiminen ja kalibrointi. Numeerisen mallin avulla on simuloitu stationäärisillä laskelmilla eri suuruisen kaivannon ulkopuolisten pohjaveden alentamistasojen sekä eri paikkoihin suoritettujen korvausveden imeyttämisten vaikutuksia ympäristössä. Työnaikaisia epästationääri-siä eli ajasta riippuvia laskentoja ei ole suoritettu, koska reaaliaikaisten lähtötietojen esimerkiksi tarkkojen pumppausvesimäärien saaminen työmaalta osoittautui vaikeaksi. Lopullista alueellista pohjavesitilannetta on tarkasteltu epästationäärisellä laskennalla. Numeerisella mallilla tehtyjen pohjavesilaskelmien tuloksia on lopuksi verrattu maastossa tehtyihin pohja-vesihavaintoihin. Havaintojen perusteella malli toimi koepumppauksen vaikutusalueella tyydyttävästi. Vai-kutusalueen ulkopuolella parametrien ja reunaehtojen määrittäminen onnistui kuitenkin sen verran huo-nommin, että siellä mallin ennustamat alenemat olivat epätarkkoja. Työstä saatujen kokemusten perusteella voidaan todeta, että numeeriset menetelmät ovat monessa geotekni-sessä suunnittelutilanteessa sangen hyödyllinen apuväline, vaikkei niiden käyttö vielä nykypäivänä olekaan kovin yleistä. Parametrien ja mallin reunaehtojen määrittämisen tärkeyttä ei numeeristen laskentamenetel-mien käytössä voi kuitenkaan liikaa korostaa. Lähtöarvojen tarkkuus määrää tässäkin tapauksessa tulosten luotettavuuden.		
Avainsanat akviferi, FLAC, koepumppaus, mallinnus, metro, pohjavesi, Puotila		
ISSN 0788-6209	ISBN 951-718-121-3	Luokitus (UDK) 624.1
Kieli suomi, engl. tiivistelmä	Sivuja 70 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 Geotechnical Division, report 69/1996 June 1998	
Author(s) Jani Mehtälä Osmo Korhonen	Project number(s) 6492 Commissioned by HELSINKI CITY REAL ESTATE DEPARTMENT GEOTECHNICAL DIVISION	
Title Numerical estimation of groundwater effects of underground railway station in Puotila		
Abstract This research project was conducted at the Geotechnical Division of the city of Helsinki Real Estate Office as a part of the designing of groundwater management of the concrete tunnel portion and metro station of the Itäkeskus-Vuosaari underground railway in Puotila. The underground railway tunnel in Puotila was constructed as a ground tunnel using waterproof concrete. It required an excavation approximately 6 - 7 metres below the groundwater table on the average and some 9 - 10 metres on the maximum. Because of the depth of the excavation it was necessary to lower the groundwater level slightly during the construction. The construction required careful control of the groundwater outside of the site to limit drawdown and consequent damages for buildings with wooden pile foundations and streets and pipelines founded on clay in the neighbourhood of the site. The aim of the study was to investigate effectiveness of numerical methods for designing of groundwater management of construction site with a wide environmental influence. For the vicinity of the Puotila underground station a groundwater flow model was constructed using a finite difference program (FLAC). The model was then used for determining acceptable level of groundwater lowering just outside the cut-off wall of the site. This research considers the analysis of the pumping test carried out in Puotila aquifer in August 1994 aimed at evaluating parameters to the groundwater model. The report presents the procedure of model creation and calibration against field data of the pumping test. Steady state computations have been executed to simulate the effects of different water table lowering levels on the groundwater regime. The use of recharge wells with different locations has also been modelled. Transient computations have not been performed during the construction due to difficulties of getting the measured water quantities, accurate enough, pumped off the excavation. The final groundwater regime after the period of construction, however, has been estimated by a transient simulation. The groundwater levels were monitored throughout the period of construction and theoretical predictions of numerical simulations were compared to those measured. The results showed quite a good fit inside the radius of influence of the pumping test. Outside of it, however, the estimates of parameters and boundary conditions were not so good, and predictions of drawdown were more or less inaccurate. The experience gained from this study shows that the numerical methods are very useful tool in many geotechnical designing cases. Even though, they are not so commonly used nowadays, yet. The study has showed, once again, the great importance of estimation of parameters and boundary conditions. The reliability of the computation results is significantly dependent of the data used as input for the model.		
Keywords aquifer, FLAC, groundwater, metro, modelling, pumpig test, Puotila		
ISSN 0788-6209	ISBN 951-718-121-3	Class (UDC) 624.1
Language Finnish, Engl. abstr.	Pages 70 p.	

1	<i>Anttikoski, Usko</i>	Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen	1973	
2	<i>Anttikoski, Usko</i>	Kaupunkisuunnittelun geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1973	*
3	<i>Anttikoski, Usko</i>	Kunnallistekniikan geoteknillinen tutkimus ja suunnittelu	1974	*
4	<i>Mäkinen, Reino</i>	Täyttömäkien rakentaminen kaupunkialueella	1974	*
5	<i>Saaremaa, Matti</i>	Melusuojarakenteiden perustamistapaselvitys	1974	*
6	<i>Hartikainen, Jorma</i>	Kitkapaalujen kantavuus	1976	
7	<i>Petäjä, Jouko</i>	Putkijohtojen pohjarakenteiden mitoittaminen	1977	
8	<i>Raudasmaa, Pekka</i>	Metrotunnelien injektointi	1977	*
9	<i>Anttikoski, Usko</i>	Kalliotunnelien käyttö varastointiin	1977	*
10	<i>Tikkanen, Heikki</i>	Rakentamisen vaikutus pohjaveteen Helsingin keskustassa	1978	
11	<i>Arkima, Olli</i>	Kluuvien ruuhkan jäädytys	1978	*
12	<i>Raudasmaa, Pekka</i>	Puiset perustusrakenteet	1979	
13	<i>Havukainen, Jorma</i>	Voimalalaitostuhkan ja polttolaitoskuonan hyötykäyttö rakentamisessa	1979	
14	<i>Vähäaho, Ilkka</i>	Pehmeikölle perustettavan pientalon painumien laskeminen	1979	*
15	<i>Raudasmaa, Pekka</i>	Pohjavesitarkkailu -80	1980	
16	<i>Anttikoski, Usko</i>	Katsaus tunnelien rakentamistekniikan nykytilaan Atlantan kansainvälisen tunnelikonferenssin kokemusten perusteella	1979	*
17	<i>Roinisto, Jarmo</i>	Matkakertomus tutustumismatkalta Tukholman yhteiskäyttötunneleihin	1981	
18	<i>Havukainen, Jorma</i>	Kivihiilivoimalan tuhkan käyttö maarakenteissa	1981	*
19	<i>Roinisto, Jarmo</i>	Yhteiskäyttötunnelien teknis-taloudellinen selvitys	1981	
20	<i>Vuola, Pekka</i>	Talonrakennuksen maarakenteet ja niiden laadunvalvonta	1981	
21	<i>Havukainen, Jorma & Korhonen, Osmo</i>	Tonttialueiden maarakenteet	1981	
22	<i>Havukainen, Jorma</i>	Esimerkkejä jätteiden hyötykäytöstä raaka-aineena ja energianlähteenä	1981	
23	<i>Havukainen, Jorma</i>	Kivihiilivoimalan tuhkien hyötykäyttöselvitys kunnallistekniikassa	1982	
24	<i>Latvala, Ahti</i>	Rakennusjätteen alustava hyötykäyttöselvitys	1982	
25	<i>Havukainen, Jorma & Hämäläinen, Alpo & Sulamäki, Antti</i>	Alustava selvitys polttolaitoskuonan hyötykäyttömahdollisuuksista maarakentamisessa	1982	
26	<i>Halkola, Hannu</i>	Kunnallistekniikan geotekniikkaan liittyvät koerakentamiskohteet Torpparinmäessä	1982	*
27	<i>Paavola, Pertti</i>	Kunnallisteknisten tunnelien louhintakustannus selvitys	1982	
28	<i>Vähäaho, Ilkka</i>	Maarakennusta koskeva mallityöselitys	1982	*
29	<i>Gulin, Kai</i>	Rakentamisen vaikutus pohjaveden tasoon ja rakennusten painumiin Helsingin Puistolassa	1982	
30	<i>Halkola, Hannu</i>	Syvästabiloinnin laadun ja lujuuden valvontamenetelmät	1982	
31	<i>Havukainen, Jorma</i>	Kivihiilituhkan käyttö maarakentamisessa, tekniset ohjeet	1983	
32	<i>Havukainen, Jorma</i>	Användning av stenkolsaska vid anläggningsarbeten, tekniska anvisningar	1983	
33	<i>Havukainen, Jorma</i>	The utilization of coal ash in earth works, technical guidelines	1983	
34	<i>Salmelainen, Juha</i>	Helsingin kallioperän geologiasta ja kivilajien lujuusominaisuuksista porattavuuden kannalta	1983	
35	<i>Havukainen, Jorma</i>	Matkakertomus kivihiilituhkien ympäristövaikutuskonferenssista	1983	
36	<i>Hytti, Pekka</i>	Esi-injektoinnin suoritus ja sen huomioiminen urakka-asiakirjoissa	1984	
37	<i>Leinonen, Jukka</i>	Kalliomekaaniset mittaukset Hanasaaren syvävarastossa	1984	
38	<i>Pirinen, Jussi</i>	Kelluvan rantapenkereen rakentaminen	1984	*
39	<i>Latvala, Ahti</i>	Geotekninen kustannustiedosto, Geo-kuti	1984	*
40	<i>Korpela, Jaakko & Schüller, Mikael</i>	Jäykkien liitosjohtojen pohjarakennus selvitys (Jäli-selvitys)	1984	
41	<i>Lahtinen, Eeva-Riitta</i>	Maanalaiset tilat ja yhdyskuntarakentaminen (MARASU-tutkimus, väliraportti)	1985	
42	<i>Korpi, Juha</i>	In Situ -kuormituskoe painumien määrittämiseksi	1985	
43	<i>Havukainen, Jorma</i>	Esirakentamisen kehittäminen	1985	
44	<i>Vähäaho, Ilkka</i>	Jäädytysmenetelmän käyttö	1987	
45	<i>Havukainen, Jorma & Hämäläinen, Alpo & Latvala, Ahti</i>	Kivihiilituhkien käyttökokeemukset kunnallistekniikan maarakenteissa	1987	*
46	<i>Julkunen, Arto</i>	Geofysiikan tutkimusmenetelmät kalliorakentamisessa	1987	
47	<i>Hutri, Kaisa-Leena</i>	Vuosaaren kivilajien soveltuvuus asfalttipäällysteisiin	1988	
48	<i>Melander, Kari</i>	Puristin-heijarikairaus kairausmenetelmänä	1989	
49	<i>Leppänen, Mikko</i>	Vahvisinkankaiden käyttö Vanhankaupunginlahden ranta-alueen rakentamisessa	1989	
50	<i>Vähäaho, Ilkka & Ryhänen, Hannu</i>	Sulamiskonsolidaation vaikutukset savessa	1989	
51	<i>Vähäaho, Ilkka</i>	Effects of Thaw Consolidation on Geotechnical Properties of Clay	1989	
52	<i>Koskela, Pekka</i>	Routastabiloinnin vaikutus ruoppausmassaan	1989	
53	<i>Saari, Mauri & Korhonen, Osmo</i>	Paalujen dynaaminen koestus PDA-laitteistoilla	1990	
54	<i>Saari, Mauri & Volanen, Niilo</i>	Ruoholahden koepaalu	1990	
55	<i>Yrjänä, Jouni & Korhonen, Osmo</i>	Pystyöjitus Pikku-Huopalahdessa	1991	
56	<i>Niinimäki, Risto & Raudasmaa, Pekka</i>	Viikkinmäen keskuspuhdistamon rakennusgeologiset kalliotutkimukset	1992	
57	<i>Nieminen, Jarmo & Johansson, Erik & Holopainen, Pekka</i>	Viikkinmäen keskuspuhdistamon louhinnan aikainen kalliomekaaninen seuranta	1992	

58	Ahola, Jukka & Viitala, Raimo	Lujitus- ja tiivistysmäärät Helsingin pientunneleissa	1992	
59	Ravea, Timmo & Korhonen, Osmo	Helsingin tulvapadon 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 jäätöhuollossa (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 Torpparimäessä	1996	
69	Mehtälä, Jari & Korhonen, Osmo	Puotilan metroaseman pohjavesivaikutusten arviointi tunneerisilla menetelmillä	1998	
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	Kallioliukitusmenetelmien käyttö tunnelien lujituksessa	1996	
73	Vähäaho, Ilkka	Savien stabilointi eri sideaineilla, kenttäkokeiden tulokset	1996	
74	Rantala, Kalle & Halkola, Hannu	Paalun kantavuuden arviointi puristin-beijarikairalla	1997	
75	Wegelius, Arto & Holopainen, Pekka	Paisuvat kallioarvet	1997	
76	Leivo, Pekka & Halkola, Hannu	Maa- ja kallioperätietojen tulkinta porakonekairauksen rekisteröintituloksista	1998	
77	Nareska, Jari & Havukainen, Jorma	Esirakentaminen 1998	1998	
78	Svanström, Terhi & Raudasmaa, Pekka	Pohjavesi Helsingin kaupunkiympäristössä: esiintyminen, käyttö, suojele ja vaikutus rakentamiseen	1998	

GEO 10 K	Kallioperäkanta - Berggrundskarta 1:10 000, Helsinki - Helsingfors	1978
GEO 10 M	Maaperäkanta - Jordmänskarta - Geotechnical Atlas of Soil Deposits 1:10 000, Helsinki - Helsingfors	1989

*) painos: loppumäärä

Hinta

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

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

Helsingin kaupunki
Kiinteistövirasto/geotekninen osasto
Malmin asematie 3 A 00700 Helsinki
puhelin 09-1691 fax 09-169 4555
Email geo@kv.hel.fi
<http://www.kv.hel.fi/geo>