

**HELSINGIN KAUPUNGIN  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO**

**KUNNALLISTEKNIIKAN  
GEOTEKNILLINEN  
TUTKIMUS JA SUUNNITTELU**

**Geoteknillisen toimiston  
tiedote 3     1. 3. 1974**

KUNNALLISTEKNIIKAN GEOTEKNILLINEN TUTKIMUS JA SUUNNITTELU

Nämä artikkelit on laadittu Rakennusviraston kunnallisteknillisten suunnittelijoiden koulutustilaisuutta varten maaliskuussa 1974.



## Sisällysluettelo:

	sivu
1. HELSINGIN MAA- JA KALLIOPERÄN GEOLOGINEN RAKENNE	1
1.1 <u>Yleistä</u> .....	1
1.2 <u>Kallioperä</u> .....	1
1.3 <u>Maaperä</u> .....	2
2. MAA- JA KALLIOPERÄN KÄYTTÖKELPOISUUS RAKENNUSTOIMINTAAN .....	6
2.1 <u>Eri maaperätyyppien jakautuma</u> .....	6
2.2 <u>Perustustavat ja painumat</u> .....	6
2.3 <u>Pohjarakennuskustannukset</u> .....	7
2.4 <u>Maa- ja kallioperävarat</u> .....	8
3. HELSINGIN MASSATALOUS JA TÄYTTÖALUEET .....	9
Helsingin massatalousongelmat .....	9
Eripainos Maansiirto-lehdestä 2/1973	
4. POHJAVEDEN ALENEMINEN KAUPUNKIALUEELLA .....	13
Maanalaisen rakentamisen vaikutus pohjaveteen kaupunkialueella .....	13
Helsingin metron pohjavesitarkkailujärjestelmä... Eripainos Vesitalous-lehdestä 1/1974	20
5. POHJATUTKIMUKSET KUNNALLISTEKNILLISESSÄ SUUNNITTELUSSA .....	28
5.1 <u>Pohjatutkimukset suunnittelun eri vaiheissa</u> .....	28
5.11 <u>Yleistä</u> .....	28
5.12 <u>Yleiskaavatasoinen pohjatutkimus</u> .....	29
5.13 <u>Asemakaavatasoinen pohjatutkimus</u> .....	29
5.14 <u>Alustava pohjatutkimus</u> .....	30
Pääliikenneväylät, kadut ja rampit .....	31
Sillat ja alikulkutunnelit .....	31
Viemärit ja putkijohdot .....	31
Pumppaamot, puhdistamo ja muut yksittäiset kunnallisteknilliset rakenteet .....	32
5.15 <u>Yksityiskohtainen pohjatutkimus</u> .....	32
5.15 <u>Pohjarakennustöiden valvontatutkimukset</u> ....	32
5.17 <u>Käytönaikainen tarkkailu</u> .....	32
5.2 <u>Selvitettävät maastosuureet</u> .....	32

	sivu
5.3 <u>Tutkimusmenetelmät</u> .....	33
Maastotarkastus .....	33
Geofysikaalit menetelmät .....	33
Kairaukset .....	33
Laboratoriotutkimukset .....	35
Pohjavesihavainnot .....	35
Kuormituskokeet .....	35
Painumamittaukset .....	35
5.4 <u>Tutkimustulosten esittäminen</u> .....	36
6. GEOTEKNILLISTEN KARTTOJEN TULKINTA.....	37
6.1 <u>Käytettävissä oleva geoteknillinen kartta-aineisto</u>	37
6.2 <u>Karttojen sisältö</u> .....	37
6.3 <u>Karttojen tulkinta</u> .....	39
7. POHJARAKENNUS KUNNALLISTEKNIKKASSA .....	43
7.1 <u>Uudet maaperän luokitustavat</u> .....	43
7.11 Geoteknillinen maaluokitus .....	43
7.111 Yleistä .....	43
7.112 Geotekninen maalajiluokitus .....	44
7.1121 Maalajiryhmät .....	44
7.1122 Kivennäismaalajien lajitteet ...	45
7.1123 Maalajit .....	46
7.113 Luokitusominaisuudet .....	47
7.1131 Humuspitoisuus .....	47
7.1132 Lajitepitoisuus .....	48
7.12 Muut maalajiluokitukset .....	49
7.13 Kaivuluokitus .....	51
7.2 <u>Liikenneväylät</u> .....	53
7.21 Kadut .....	53
7.211 Geoteknillisen suunnittelun liittyminen	
katusuunnitteluun .....	53
7.212 Perustustavan valinta .....	53
7.213 Vakavuus .....	55
7.214 Painumat .....	57
7.215 Perustustavat pehmeiköillä .....	60
Perustaminen suoraan maan varaan .....	60
Arinarakenteet .....	60
Stabilointi .....	60
Esikuormitus ja pystyojat .....	61
Kevyet täytteet .....	62
Massanvaihto .....	62
Pengerpaalutus .....	62
7.216 Kadun pohjarakennuskustannukset .....	64
7.22 Eritasoristeillyt ja sillat .....	64
7.221 Perustustavat .....	64
Kallioperustukset .....	64
Maanvaraiset perustukset .....	64
Paaluperustukset .....	65

	sivu
7.23 Siltojen taustatäytöt .....	66
7.24 Siltojen ja katujen pohjarakennuskustannukset	67
7.25 Meluesteet .....	69
7.3 Putkijohdot .....	71
7.31 Yleistä .....	71
7.32 Kaivanto .....	72
7.321 Luiskatun kaivannon mitoitus .....	72
7.322 Tuetun kaivannon mitoitus .....	74
7.323 Kaivannon kaivu .....	77
7.33 Perustaminen .....	79
7.331 Perustaminen suoraan maan tai kallion varaän .....	79
7.332 Muut perustamismenetelmät .....	79
7.333 Siirtymärakenteet .....	82
7.34 Kaivannon täyttö .....	83
7.35 Putkijohtojen perustuskustannukset .....	84
Kirjallisuutta .....	86
8. KALLIORAKENNUS KUNNALLISTEKNIKASSA .....	87
8.1 <u>Yleistä maanalaisten kalliotilojen rakentamisesta Helsingissä</u> .....	87
8.2 <u>Käytetyt kalliotilatyypit ja niiden käyttökelpoisuus</u>	87
Väestönsuojat .....	87
Laitesuojat .....	88
Öljyvarastot .....	90
Vesisäiliöt .....	92
Vesi- ja viemäritunnelit .....	92
Liikennetunnelit .....	92
Metro .....	93
8.3 <u>Kallioperän tarjoamat uudet käyttömahdollisuudet</u>	93
Pysäköintilaitokset .....	93
Voimalaitokset .....	94
Teknillisen huollon yhteiskäyttötunnelit ....	94
Jätevesipuhdistamo .....	98
Jätevesitunnelit .....	100
Kalliotilojen suunnittelussa esille tulevia ongelmia	101
Lainsäädäntö .....	101
Maanalainen asemakaava .....	101
Suoja-alueet .....	102
Työtunnelit .....	102
Massatalous .....	102
Pohjavesikysymys .....	102
8.4 <u>Kalliotutkimukset ja tulosten tulkinta</u> .....	103
8.41 Yleistä .....	103
8.42 Tutkimusmenetelmä .....	103
8.421 Geologinen kartoitus maanpinnalla ....	103
8.422 Seisminen ja akustinen luotaus .....	104
8.423 Paino- ja heijarikairaus .....	105
8.424 Porakonekairaus .....	105
8.425 Sydännäytekairaus .....	106

	sivu
8.426 Erikoismittaukset .....	107
Kallion jännitystilän mittaukset .....	107
Puristuslujuus- ja kimmomodulimittaukset .....	110
8.43 Rakennusgeologinen kallioluokitus .....	111
8.5 <u>Tunnelien ja luolien louhinta</u> .....	113
8.51 <u>Nykyiset louhintamenetelmät</u> .....	113
Kehitysnäkymiä .....	113
8.52 Tunnelin louhinta .....	114
Aukaisukiilatyypit .....	114
Räjähdysaineet .....	115
Tärinät .....	115
Louhintajälki .....	116
Ryöstösakot .....	116
8.53 Kalliroleikkausten louhinta .....	116
8.54 Louheen käyttö .....	116
8.55 Tunnelien lujitukset .....	117
Lujitustarve .....	117
Lujitustavat .....	118
Talokatselmukset .....	118
9. POHJARAKENNUS- JA KALLIORAKENNUSKUSTANNUSTEN ARVIOI- MINEN YKSIKKÖHINTALUETTELOON AVULLA	
9.1 <u>Yleistä</u> .....	119
9.2 <u>Välittömien kustannusten laskeminen</u> .....	120
9.3 <u>Yhteisten kustannusten arvioiminen</u> .....	120
9.4 <u>Yleiskustannusten ja rakentajan riskin arvioiminen</u> .....	122
9.5 <u>Odottamattomien kustannusten arvioiminen</u> .....	122
9.6 <u>Kustannustason muuttumisen arvioiminen</u> .....	122
9.7 <u>Rakennuttajan kustannusten arvioiminen</u> .....	123
Liite 1: Pohjarakennuksen ja kalliorakennuksen yksik- köhintaluettelo .....	124
Liite 2: Indeksitiedotus 1974 .....	132
10. KATURAKENNUSOSASTON GEOTEKNILLINEN TOIMINTA .....	133
10.1 <u>Rakennusviraston geoteknillisen toiminnan kehitys</u> .....	133
10.2 <u>Geoteknillisten tutkimus- ja suunnittelutehtävien     tilaaminen</u> .....	136
10.3 <u>Katurakennusosaston oma toiminta</u> .....	139
11. LIITTEET	
Liite 1: Helsingin kaupungin geoteknillisen toimiston toiminta	
Liite 2: Muistio maanalaisten tilojen rakentamiseen liittyvien karttoitus- ja tarkkailutoimenpiteiden järjestämisestä Helsingin kaupungilla	

1. HELSINGIN MAA- JA KALLIOPERÄN GEOLOGINEN RAKENNE

Sisältö:	Sivu
1.1 Yleistä	1
1.2 Kallioperä	1
1.3 Maaperä	2





HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Anttikoski-Saraste/em

Helsinki 18.2.1974

## KUNNALLISTEKNIIKAN GEOTEKNILLINEN TUTKIMUS JA SUUNNITTELU

1.  
HELSINGIN MAA- JA KALLIOPERÄN GEOLOGINEN RAKENNE1.1  
Yleistä

Helsingin alueen samoinkuin koko Suomen geologiset muodostumat jakaantuvat kahteen iältään ja laadultaan toisistaan jyrkästi eroavaan ryhmään, kallioperään ja maaperään. Kallioperä on ikivanha ja se kuuluu suurimmaksi osaksi arkeiseen peruskallioon, kun taas sen päälle kerrostunut irtomaapeite on geologisesti erittäin nuori, vasta viimeisen jääkauden aikana ja sen jälkeen syntynyt. Helsingin alueen geologian historiassa on olemassa siten vain kirjan kansilehdet, josta välilehdet puuttuvat.

Maanpinta on Helsingin alueella ylimmillään tasolla noin +61.00. Merenpohja rantojen tuntumissa on alimmillaan tasolla noin -15.00. Kallionpinta on todettu alimmillaan Vanhankaupunginselällä tasolla noin -70.00. Maaston korkeuserot eivät ole erityisen suuret, mutta vaihtelut ovat usein erittäin jyrkkäpiirteisiä. Maanpinnan muodot määräytyvät kallioperän murros- ja ruhjevyöhykkeiden suuntauksen mukaan.

1.2  
Kallioperä

Kallioperä on jo noin 500 milj. vuoden ajan ollut lähes nykyiseen tasoonsa kuluneena, mutta vasta noin miljoona vuotta sitten alkanut ja 10 000 vuotta sitten päättynyt jääkausi seurauksineen muokkasi kallioperän ja maaperän sellaiseksi kuin se nyt on. Kallioperän rakennetta esittävässä oheisessa karttakuvassa 1 on pääpiirteissään nähtävissä syntyhistorian lopputulos.

Karttakuvassa on esitetty eräitä tunnettuja ruhjevyöhykkeitä. Nämä noudattavat tiettyjä pääsuuntia, jotka merkitsevät eri aikoina tapahtuneiden liikuntojen esiintymistä. Vanhimmat murrosvyöhykkeet ovat kuluneet eniten, joten niiden alkuperäiset terävät muodot ovat loiventuneet. Murrosvyöhykkeet muodostavat maastoon kapeampia ja leveämpiä laaksoja, joissa kallio on hyvin rikkinäistä ja sen pinta on varsin syvällä. Kaupunkialueen ranta- viivat ja savitasanteen reunat seuraavat monin paikoin tällaisia jyrkäniteitä.

2.

Liuskeisia kivilajeja esittävät karttakuviot muodostavat selviä kaarteita ja poimuja, jotka kaupungin alueen molemmin puolin muuttuvat rauhallisimmiksi lounaiskoillisuuntaan kulkeviksi. Liuskejaksot ympäröivät graniittisia kivilajialueita, jotka nekin ovat lähes kauttaaltaan suuntautuneet poimutusliikuntojen vaikutuksesta taipuilevien linssien muotoisiksi. Graniittien liuskeiden kontaktivyöhykkeessä ovat kivilajit sotkeutuneet toisiinsa ja lisäksi on graniittinen aines tunkeutunut liuskeisten kivilajien sekaan. Tästä syystä on kivilajien rajoja usein vaikea määrätä.

Helsingin kallioperä on yleensä erittäin luja, puristuslujuus kallionäytteisissä vaihtelee rajoissa  $\sigma = 1000 - 3000 \text{ kg/cm}^2$ . Kallioperää leikkaavat kuitenkin runsaat ruhje- ja murrosvyöhykkeet, joissa kallio on rikkonaista ja rapautunutta. Terveetkin kallio-osat ovat pintaosastaan tavallisesti varsin runsaasti rakoilevia, jolloin pohjavesi pääsee liikkumaan verrattain helposti myöskin kalliossa.

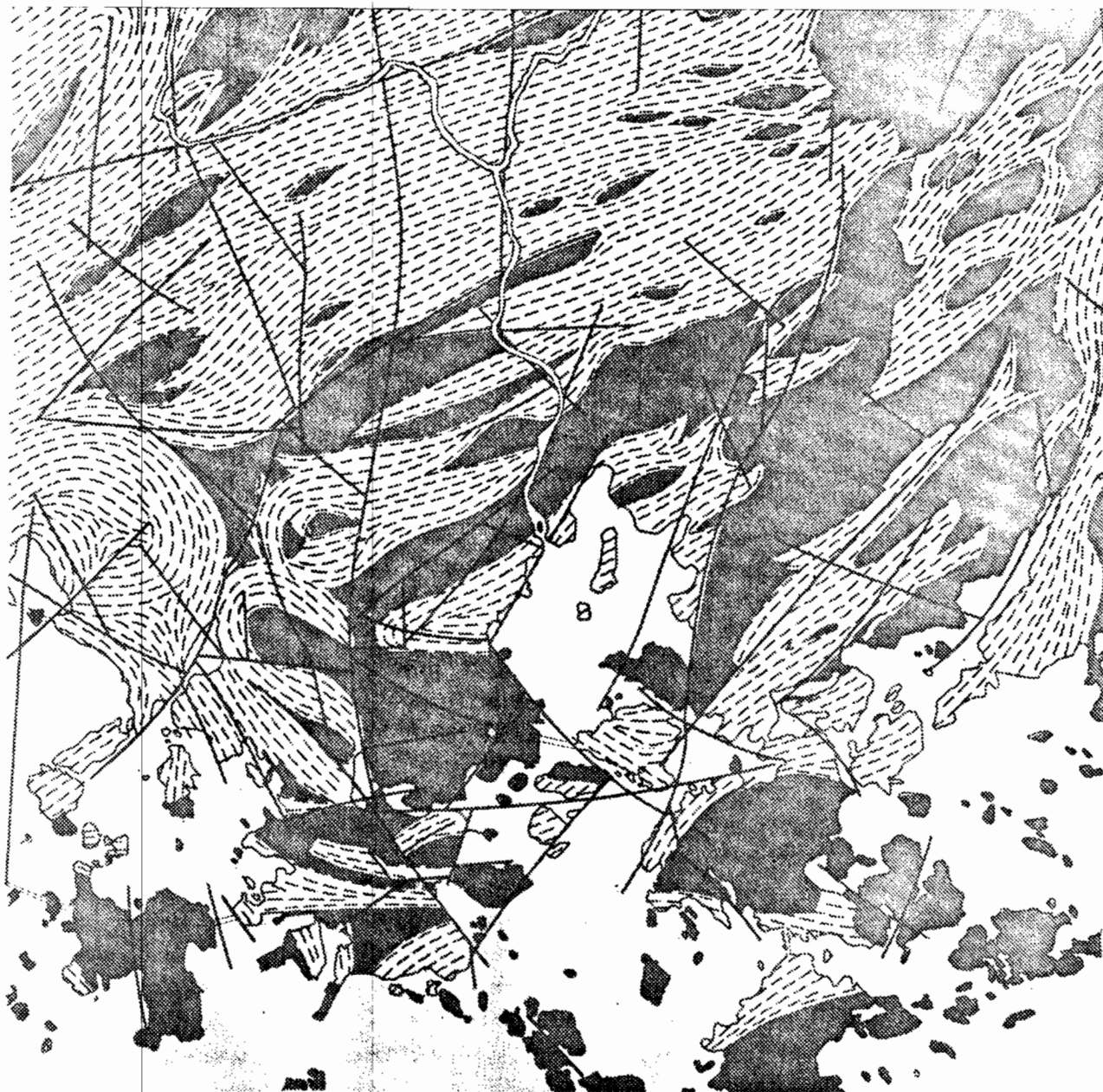
Helsingin alueen kallioperä vajosi jään painon vaikutuksesta jääkaudella. Jään sulattua on kallioperä jatkuvasti kohonnut ja kohoamista tapahtuu vielä nykyisinkin 30 cm 100 vuodessa. Tällä kallioperän kohoamisella on ollut määräävä vaikutus jään sulamisvaiheen jälkeisen maapeitteen kehitykseen.




### 1.3 Maaperä

Jään sulaessa syntyi valtavia vesimääriä ja suurin osa jäästä vapautuneesta maasta jäi veden peittoon. Tämä vedenpaisumuksen aika on alkanut Helsingin tienoilla noin 10 000 vuotta eKr. ja sitä sanotaan Baltian jääjärven ajaksi. Vesissä ajelehti jäävuoria ja jäävuorien mukana kulkeutui tänne idästäpäin joukottain Viipurin rapakiveä suurina lohkaraina. Tästä on osoituksena mm. Lauttasaaren kirkon pihalla oleva suuri rapakivijärkäle.

Seuraavankin Itämeren vaiheen Yoldianmeren aikana oli Helsingin seutu vielä kokonaan meren alla. Tältä ajalta sekä Baltian jääjärven ajalta ovat peräisin ns. kerralliset lustosavet, jotka ovat kerrostuneet moreenien päälle.

Itämeren myöhäisemmistä vaiheista, jolloin jää oli kokonaan sulanut, on tärkein Litorinameren aika, joka alkoi noin 5000 vuotta eKr. Litorinakauden alussa oli vedenpinta vielä noin 30 metriä nykyistä ylempänä ja Helsingin kaupungin alue, joitakin korkeimpia kohtia lukuunottamatta oli edelleen veden peittämä. Litorinakauden loppuvaiheissa noin vuonna 2000 eKr. oli vedenpinta enää 16-17 metriä nykyistä ylempänä. Litorinamereen kerrostui runsaasti savea ja liejua sekä rantavyöhykkeisiin



-  LIUSNEISIA KIVILAJEJA
-  GRANITTISIA KIVILAJEJA
-  TÄRKEIMMÄT MURROSYYÖHYKKEET

KALLIOPERÄKARTTA

1:100 000

hiekkaa. Nämä kerrostumat muodostavat Helsingin pohjoisosan ympäristön mm. Malmi-Tapanila alueen suuret savitasangot, jossa litorinasavea ja -liejua saattaa olla yli 20 metrin paksuna kerrostumana.

Litorinakauden jälkeen on meriveden pinta rautakauden kuluessa alkaen noin 600 vuotta eKr. laskenut vähitellen nykyiseen tasoonsa. Merivedenpinnan laskiessa ovat merenlahdet joutuneet vähitellen kuiville ja kallioperän painanteet kuroutuneet lammiksi, ja pohjaan on vuorostaan kerrostunut makean veden liejua ja mutaa. Varsinkin Litorinakauden jälkeen on ilmasto muuttunut soistumiselle edullisemmaksi ja muutamiin lampiin on syntynyt paikoin 3 ... 4 metrin paksuja turvekerroksia, esim. Tattarisuon alue.

Liejun muodostuminen jatkuu edelleenkin nykyisissä rantavyöhykkeissä ja merenlahdissa. Tämän vuoksi ja maan kohoamisen johdosta ne vähitellen täyttyvät.

Pohjavedenpinta on yleensä varsin lähellä maanpintaa ja se on tasanneosilla tavallisesti 0,5 ... 1,5 metrin syvyydessä maanpinnasta.

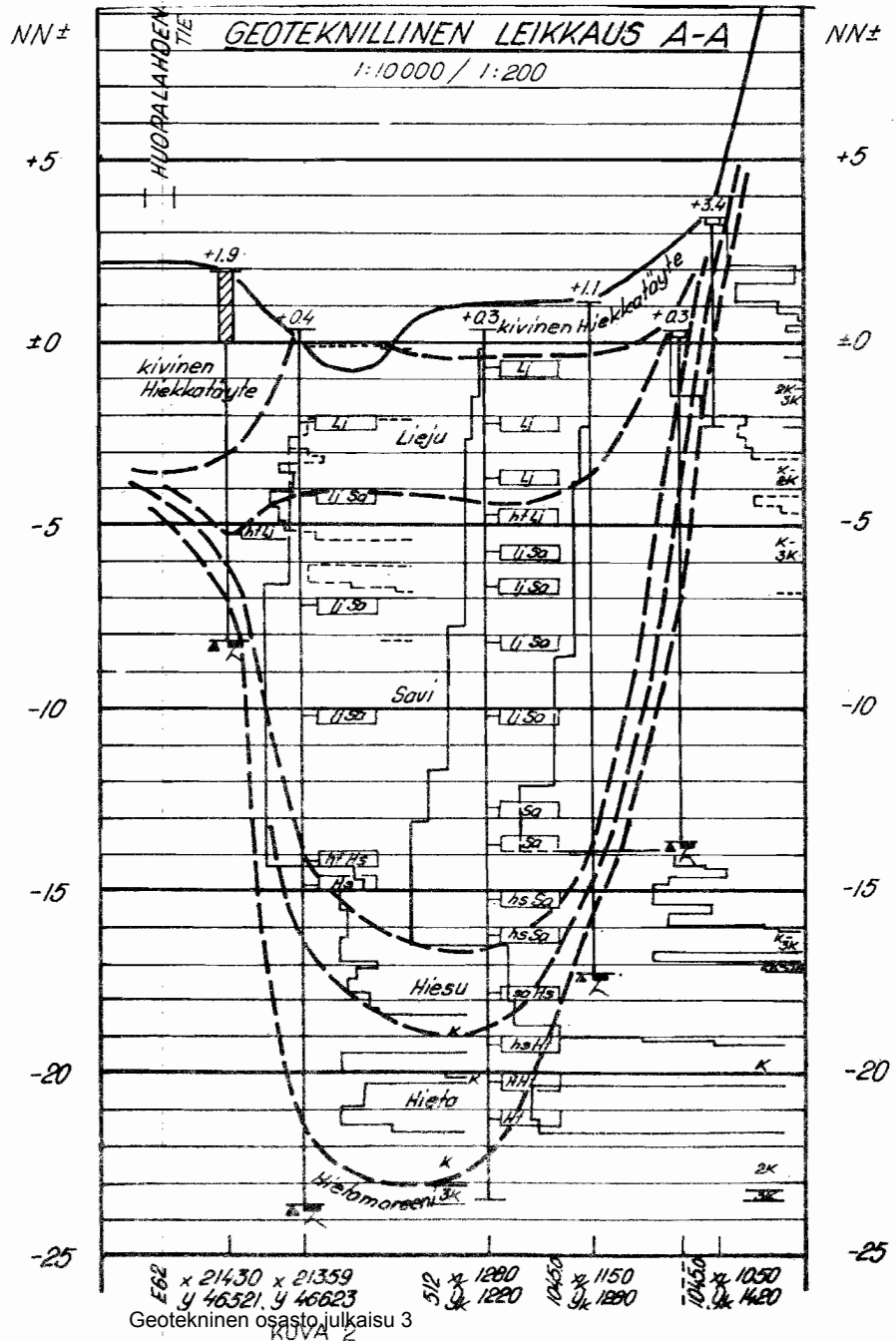
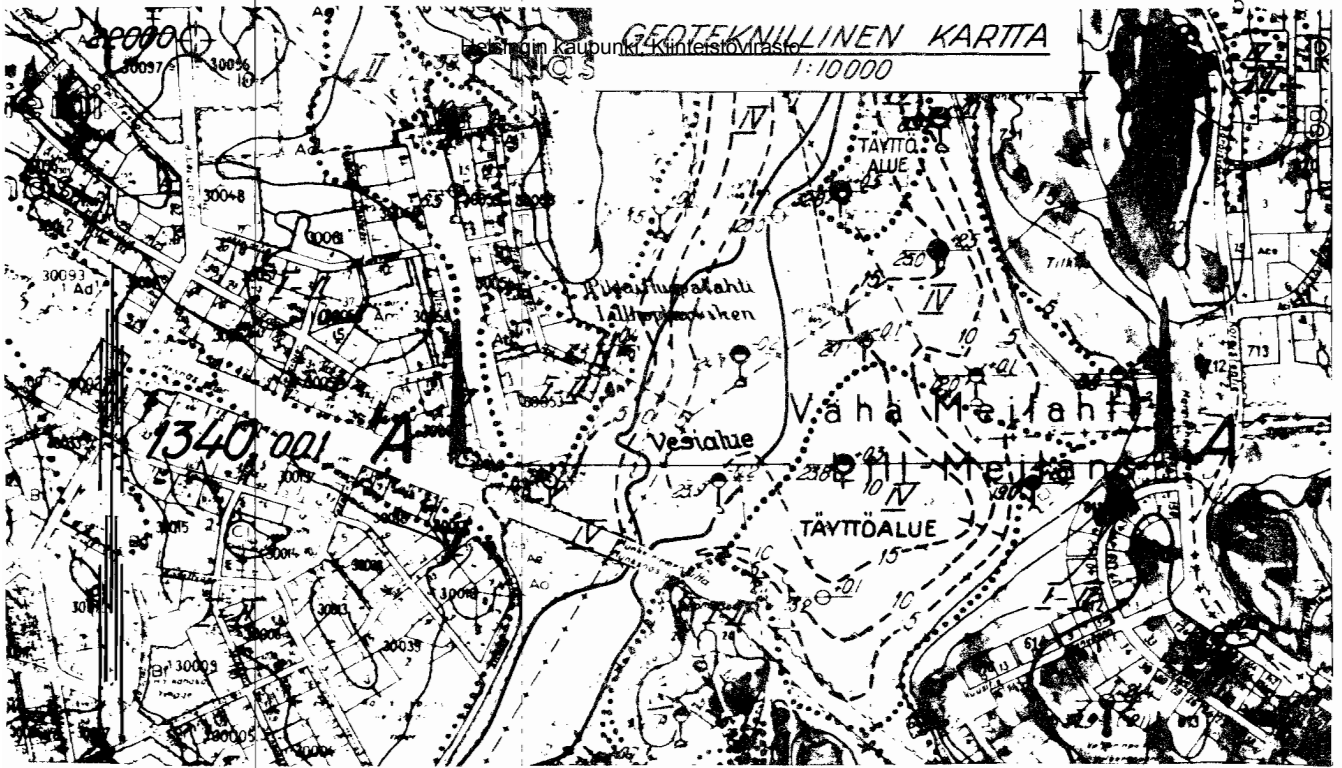
Tyypillisesti on Helsingin alueen maapeitteen rakenteessa alimpana kallion päällä enemmän tai vähemmän lajitunutta hietamoreeniä, tämän päällä usein soraa, hiekkaa ja joskus paksunakin kerroksena hietaa sekä näiden päällä savea ja ylimpänä liejua.

Oheisessa kuvassa 2 on esitetty geoteknillinen kartta ja leikkaus Pikku-Huopalahtialueesta, missä näkyy tyypilliset pohjaolosuhteet Helsingin merenlahdista.

Oheisessa taulukossa on esitetty Helsingin alueen hienorakeisten maalajien geoteknillisten ominaisuuksien keskimääräisiä arvoja.

*HIENORAKEISTEN JA ELOPERÄISTEN MAALAJIEN GEOTEKNILLISTEN OMINAISUUKSIEN  
KESKIMÄÄRÄISET VAIHTELURAJAT HELSINGISSÄ*

MAALAJI		TILAV. PAINO	VESIPIIT.	JUOKSU-RAJA	KIERITYS-RAJA	PLASTISUUS-LUKU	HIENOUS-LUKU	LJUUSUUS-LUJUSUHDE	HUMUSPIIT.	LEIKKAUS-LUJUUUS	PAINUMIS-IND.	KONSOLID. KERR
GEO luok.	RT luok.	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	w %	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	F	H <sub>3</sub> /H <sub>1</sub>	Hu %	s t/m <sup>2</sup>	C <sub>c</sub>	C <sub>v</sub> m <sup>2</sup> /v
Tv	Tv	1.0-1.2	500-1500					1-3		0.2-1.5	3.0-8.0	0.3-3.0
saLj	saLj	1.2-1.4	100-150	80-150	40-80	40-90	130-170	5-10	6-10	0.6-2.0	1.0-3.0	0.3-3.0
ljSa	ljSa	1.35-1.55	80-120	70-130	30-60	30-80	90-110	8-12	2-6	0.6-2.0	0.9-2.0	0.3-1.5
Sa	Sa	1.5-1.7	60-90	40-80	20-40	20-40	60-90	5-12	<2	0.7-3.0	0.8-1.6	0.2-1.0
siSa	hsSa	1.6-1.8	40-70	30-60	20-30	10-20	40-70	5-15		1.5-4.0	0.3-1.0	0.2-1.0
saSi	saHs	1.7-1.9	30-40	25-50	20-30	5-20	30-40	10-15		2.0-5.0	0.2-0.8	
Si	Hs	1.75-2.0	20-30	20-40	20-30	5-20	20-30				0.1-0.4	
Si	htHs	1.8-2.0	15-25	20-40	15-30	5-15						





## 2. MAA- JA KALLIOPERÄN KÄYTTÖKELPOISUUS RAKENNUSTOIMINTAAN

Sisältö:	sivu
2.1 Eri maaperätyyppien jakautuma	6
2.2 Perustustavat ja painumat	6
2.3 Pohjarakennuskustannukset	7
2.4 Maa- ja kallioperävarat	8



HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Anttikoski/em

Helsinki 18.2.1974

2.

## MAA- JA KALLIOPERÄN KÄYTTÖKELPOISUUS RAKENNUSTOIMINTAAN

2.1

Eri maaperätyyppien jakautuma

Helsingin alueella on runsaasti kalliopaljastumia. Kitkamaakerrokset ovat tavallisesti muodostuneet hiekka-, hieta- ja moreeniaineksista. Kallioista aluetta ja kitkamaa- aluetta on Helsingin pinta-alasta yhteensä 55 %.

Helsingin pinta-alasta on jopa noin 35 % savialuetta. Saven vesipitoisuus on tavallisesti  $w = 70 \dots 120 \%$  sekä leikkauslujuus  $s = 0,7 \dots 2,0 \text{ t/m}^2$ . Saven yläosaan on muodostunut ainoastaan ohut noin 0,5 metrin paksuinen kuivakuorikerros, muutoin savikerros on erittäin pehmeätä ja kokoonpuristuu helposti päälle tulevasta kuormituksesta. Saven yläosassa oleva liejukerros on lujuus- ja kantavuusominaisuuksiltaan savea heikompa.

Rakennustoiminnan seurauksena on Helsingin alueella runsaasti täyttöalueita. Nämä täyttöalueet sijaitsevat tavallisesti savialueiden päällä, jolloin täytekerroksen alla on pehmeitä kokoonpuristuvia savikerroksia. Täyttöalueet lisääntyvät rakennustoiminnan seurauksena jatkuvasti kaupungin alueella.

2.2

Perustustavat ja painumat

Kallioiset alueet ja kitkamaa-alueet soveltuvat erittäin hyvin rakennustarkoitukseen ja erityisiä pohjarakennustoimenpiteitä ei näillä alueilla tarvita. Kuitenkin nämä kantavat maa-alueet on jo pääosaltaan otettu rakentamiselle tai maisema- ja puistovarauksista johtuen ei sinne voida juuri enää rakentamista ohjata. Tämän vuoksi kaupungin rakennustoiminta tulee entistä enemmän suuntautumaan heikosti kantaville pehmeille savialueille.

Savialueilla voidaan tavallisesti ainoastaan 1-kerroksisia rakennuksia perustaa suoraan saven varaan, sillä merkittävämpi kuivakuorikerros puuttuu. Sensijaan 2-

kerroksiset ja sitä korkeammat rakennukset joudutaan savialueilla yleensä perustamaan paaluilla. Myös putkijohtorakenteet joudutaan savialueilla tavallisesti paaluttamaan.

Perustusten kaivannot on savialueilla yleensä tehtävä tukiseinien suojassa. Rakennustöiden yhteydessä joudutaan tavallisesti poistamaan savimaita, jotka kaivettuna muuttuvat helposti nestemäisiksi ja niiden sijoittaminen kaupungin pienille täyttöalueille on tuottanut erittäin suuria vaikeuksia.

Kun savialueilla tehdään täyttöä katuja tai pihoja rakennettaessa, painuvat täytöt tavallisesti useita vuosia savikerroksen hitaasti kokoonpuristuessa. Painuman suuruus on riippuvainen savikerroksen paksuudesta, jolloin esim. 1,5 metrin paksuinen täytekerros painuu 10 metrin paksuisella savikolla kaikkiaan noin 80 ... 100 cm ja ensimmäisinä vuosina painuma on 5 ... 10 cm/vuosi. Nämä painumat näyttäytyvät epätasaisuuksina pihaja katualueilla.

Saven päälle tehdyt täytealueet painuvat myöskin jatkuvasti, joten näilläkin alueilla joudutaan rakennukset tavallisesti perustamaan paaluilla, mutta vielä suuremmilla lisäkustannuksilla kuin käyttämättömillä luonnonalaisilla savialueilla.

Turvealueet painuvat vielä voimakkaammin kuin savialueet, joten näitä alueita voidaan vielä huonommin käyttää rakennustarkoituksiin.

## 2.3

### Pohjarakennuskustannukset

Kallioisilla alueilla ja kitkamaa-alueilla ei yleensä pohjaolosuhteista tule merkittäviä lisäkustannuksia rakennustoiminnalle, mikäli maastosuhteet eivät ole jyrkkäpiirteisiä.

Sensijaan savialueilla, täytealueilla sekä turvealueilla syntyy pohjarakennustoimenpiteistä huomattavia lisäkustannuksia. Perustuskustannus on riippuvainen kiinteän pohjakerroksen syvyydestä kyseessä olevalla rakennuspaikalla. Esim. 15 metriä pitkiä paaluja käytettäessä syntyy 1-kerroksiselle rakennukselle lisäkustannusta noin 14 % ja 5-kerroksisellekin rakennukselle vielä noin 5 %. Varsinkin 1-kerroksiselle teollisuushallille, jonka varsinainen rakennuskustannus on pieni, syntyy em. perustustavasta lisäkustannusta jopa 40 %, sillä pohjakerroksen lattialle tulee suuria kuormia ja se joudutaan tekemään kantavana. Kunnallisteknillisten rakenteiden, katujen, putkijohtojen rakennuskustannuksiin saattaa savialueilla tulla helposti lisää 50 ... 150 %, kun ne joudutaan paaluttamaan ja kaivannot teke-

mään tukiseinien suojassa. Rakennuskustannusten lisäksi nousevat kunnallistenkiikan kunnossapitokustannukset myöskin merkittävästi savialueilla, kun syntyviä painumaepätasaisuuksia joudutaan jatkuvasti korjaamaan. Kunnallistekniikan osuus koko alueen rakennuskustannuksista on kuitenkin vain noin 4 ... 8 %, joten huonoista pohjaolosuhteista johtuva kustannuslisä määräytyy kuitenkin pääasiassa talorakennustoiminnan perusteella.

## 2.4

Maa- ja kallioperävarat

Kaupunkialueella ei ole juuri lainkaan sora- ja hiekka- muodostumia, joita voitaisiin rakennustoiminnassa käyttää hyväksi. Tämän vuoksi sora- ja hiekka-ainekset tuodaan kaupungin rajojen ulkopuolelta. Muitakaan maa-aineksia ei voida laajemmassa mitassa käyttää hyväksi rakennustoiminnassa.

Kalliotiloista saadaan runsaasti louhetta, jota murskaamalla voidaan käyttää soran ja hiekan asemasta rakennusmateriaalina. Murskauskustannusten nousu on kuitenkin jarruttanut tätä kehitystä. Toisaalta taas sora-ainesten hinnat on pystytty pitämään verrattain vakavana osaksi kuljetuskaluston myönteisen kehityksen ja osaksi pitkäaikaisten kuljetussopimusten vaikutuksesta.

Pohjavesivarastot ovat kaupungin alueella vähäiset ja tyydyttävät ainoastaan paikallista vedentarvetta. Varmuusvarastoina on näillä kuitenkin suuri merkitys.

Helsingin kallioperä sensijaan antaa vielä runsaasti erilaisia mahdollisuuksia rakennustoiminnalle. Kallioperää tullaan entistä enemmän ottamaan käyttöön, jolloin metron ja väestönsuojien lisäksi rakennetaan kallioon runsaasti muitakin tiloja, esim. öljysäiliöitä, erilaisia tunneleita, pysäköintilaitoksia, voima-asemia ja kallio-siiloja.

Yleisesti voidaan todeta, että se mikä maaperävaroista Helsingissä puuttuu, on mahdollista saada takaisin kallioperävaroina, jotka ovat vielä suurelta osalta käyttämättä. Tämän vuoksi kaupunkisuunnittelijoita tulisi opastaa käyttämään kolmatta ulottuvuutta maanpinnasta alaspäin teknillisessä ja taloudellisessa mielessä oikein. Helsingin luja kallioperä tulee tarjoamaan kaupunkisuunnittelijoille vielä monia mielenkiintoisia ja taloudellisesti edullisia ratkaisumahdollisuuksia.

3. HELSINGIN MASSATALOUS JA TÄYTTÖALUEET

Sisältö:	sivu
Helsingin massatalousongelmat	9-12
Eripainos Maansiirto-lehdestä 2/1973	



Dipl.ins. Usko Anttikoski

Eripainos Maansiirto 2/1973

# Helsingin massatalousongelmat

Kaupungin massatalousongelmat poikkeavat varsin paljon tienrakennuksen massatalousongelmista. Helsingin alueella ei voida käsitellä esim. kadun massataloutta omalla probleemanaan, vaan koko kaupungin massatalous tulee aina ottaa huomioon. Helsingin massataloudelle tyypillisiä piirteitä ovat vaikea krooninen täyttöpaiikkojen (läjitys-paiikkojen) puute, pitkät ja ruuhkautumisaltiitit massojen kuljetusmatkat sekä pehmeiden savimassojen sijoittamisvaikeudet.

Tässä artikkelissa valotetaan Helsingin massatalousongelmia yksityiskohtaisemmin kuvaamalla nykyhetken tilannetta ja arvioimalla näitä ongelmia tulevaisuudessa.

noin 35 % savialuetta. Savikerroksen ja sen päällä olevan liejukerroksen paksuus on enimmäkseen jopa 40 metriä Vanhankaupungin selällä. Savi on erittäin pehmeää ja sen vesipitoisuus on tavallisesti  $w = 70 \dots 120 \%$  kuivapainosta sekä leikkauslujuus  $s = 0,7 \dots 2,0 \text{ t/m}^2$ . Saven yläosaan on muodostunut yleensä ainoastaan ohut noin 0,5 metrin paksuinen kuivakuorikerros. Saven yläosassa oleva liejukerros on lujuus- ja kantavuusominaisuuksiltaan vielä saveakin heikompaa. Turvealueita on kaupungin alueella ainoastaan muutamia, joista merkittävin on Tattarisuo.

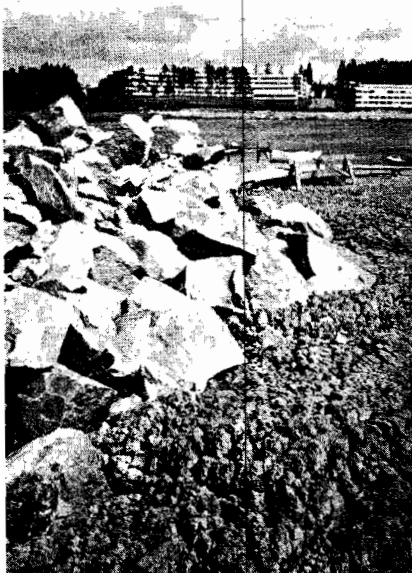
## Maa- ja kallioperä

Helsingin kaupungin geoteknillisen toimiston tammikuussa 1973 julkaisema värillinen geotekninen maaperäkartta mittakaavassa 1:10 000 antaa hyvän yleiskuvan koko Helsingin alueen maaperän rakenteesta.

Helsingin alueella on runsaasti kalliopaljastumia. (1) Kitka- ja maakerrokset ovat tavallisesti muodostuneet hiekka-, hieta- ja moreeniaineksista. Kallioista aluetta ja kitkamaa- aluetta on kaupungin maapinta-alasta yhteensä noin 55 %.

Helsingin pinta-alasta on jopa

Kaupungin alueella on runsaasti vanhoja täyttöalueita, jotka sijaitsevat usein savialueiden päällä. Saven päälle ajatun louhemateriaalin lohkat ovat tunkeutuneet savikerroksen sisään. Rakennusten paaluttaminen on muodostunut tällaisella alueella myö-



Kuva 1. Louhemassat painuvat saven sisään, jolloin paalujen lyönti on tällaisilla paikoilla erityisen vaikeata.



Kuva 2. Savimassa valuu täyttöpai-kalla auton lavalta.



Kuva 3. Savimassa valuu täyttöpai-kalla nestemäisenä ja asettuu lähes vaakasuoraan tasoon.

hemmin erittäin vaikeaksi (kuva 1).

Kallionpinta on Helsingin alueella ylimmillään tasolla +61.00 ja alimmillaan tasolla noin -50.00. Kallionpinnan korkeuserot eivät ole erityisen suuret, mutta vaihtelut ovat usein erittäin jyrkkäpiirteisiä. Helsingin kallioperä on pääosaltaan graniittia tai graniittisia seoskiviä eli migmatiittia ja erilaisia liuskeisia kivilajeja. Kallioperää leikkaavat runsaat ruhje- ja murrosvyöhykkeet, joissa kallio on rikkonaista ja rapautunutta. Muuten kallioperä on verrattain tervettä, mutta on kuitenkin pintaosastaan tavallisesti varsin runsaasti rakoilevaa.

## Maa- ja kallioperävarat

Kaupunkialueella ei ole juuri lainkaan sora- ja hiekkamuodostumia, joita voitaisiin rakennustoiminnassa käyttää hyväksi (1). Tämän vuoksi sora- ja hiekka-ainekset tuodaan kaupungin rajojen ulkopuolelta. Muitakaan maa-aineksia ei voida laajemmassa mittassa käyttää hyväksi rakennustoiminnassa.

Pohjavesivarastot ovat kaupungin alueella vähäiset ja tyydyttävät ainoastaan pientä ja paikallista veden tarvetta. Varmuusvarastoina on näillä kuitenkin suuri merkitys.

Helsingin kallioperä sensijaan antaa vielä runsaasti erilaisia mahdollisuuksia rakennustoiminnalle. Kallioperää tullaan entistä enemmän ottamaan käyttöön, jolloin metron ja väestönsuojien lisäksi rakennetaan kallioon runsaasti muitakin tiloja esim. öljysäiliöitä, erilaisia tunneleita, pysäköintilaitoksia, voima-asemia ja kalliosiiiloja. Kalliotilojen rakentamisen seurauksena pohjavedenpinta voi näillä alueilla laskea, mi-

kä puolestaan voi aiheuttaa mm. maanpinnan painumista savialueilla, puupaalujen lahoamista sekä kalliokasvillisuuden tuhoutumista.

Kalliotiloista saadaan runsaasti louhetta, jota murskaamalla voidaan käyttää soran ja hiekan asemasta rakennusmateriaalina. Murskauskustannusten nousu on kuitenkin jarruttanut tätä kehitystä. Toisaalta taas sora-ainesten hinnat on pystytty pitämään verrattain vakaina osaksi kuljetuskaluston myönteisen kehityksen ja osaksi pitkäaikaisten kuljetusoppimusten vaikutuksesta.

Yleisesti voidaan todeta, että se mikä maaperävaroista Helsingissä puuttuu, on mahdollista saada takaisin kallioperävaroina, jotka ovat vielä suurelta osalta käyttämättä.

## Siirrettävät massamäärät

Pohjarakennustyöt sekä maanalainen rakentaminen lisääntyvät jatkuvasti voimakkaasti kaupungin alueella. Erityisesti kallioperää tullaan entistä enemmän ottamaan käyttöön. Helsingin alueella on pohjaolosuhteiltaan edulliset, kantavat rakennusmaat otettu jo suurelta osalta käyttöön, jolloin rakennustoiminta tulee suuntautumaan entistä enemmän pehmeille savialueille. Näin ollen rakennustoiminnassa joudutaan käsittelemään entistä enemmän kalliomassoja sekä pehmeitä savimassoja.

Louhintamäärä oli Helsingin kaupungin alueella vuonna 1970 vähintään 400 000 k-m<sup>3</sup>. Vuotuisen kasvu on noin 10 %. Vuonna 1975 olisi louhintamäärä vähintään 600 000 k-m<sup>3</sup> ilman Päijänne-tunnelihanketta. Helsingin kaupungilla on alkanut tai on alkamassa erittäin suuria kalliorakennuskohteita, mm. metron I-

vaiheen rakennustyöt noin 500 000 k-m<sup>3</sup>, Itä-Pasilan louhinnat noin 400 000 k-m<sup>3</sup>, puhdistettujen jätevesien Katajaluotoon johtava tunnelijärjestelmä noin 550 000 k-m<sup>3</sup>, Päijänne-tunneli-hanke noin 2 000 000 k-m<sup>3</sup> ja Sähkölaitoksen toisen öljyluolaston louhinnat noin 320 000 k-m<sup>3</sup>, jne.

Louhittua kalliomassaa käytetään sepelin ja murskeiden valmistamiseen sekä pengermateriaaliksi piha- ja katualueilla. Satamalaitoksen rantatäyttöihin sijoitetaan kalliomassoja vuonna 1971 tehdyn selvityksen (2) mukaan noin 200 000 — 300 000 i-m<sup>3</sup> vuodessa. Pieni osa kalliomassoista sijoitetaan myös muille täyttöpaikoille.

Uusien aluerakennuskohteiden, katujen ja rautateiden rakentamisen seurauksena kaivetaan saman selvityksen (2) mukaan vuosittain hieta-, hiekka- ja moreenimassoja noin 400 000 k-m<sup>3</sup> sekä savimassoja noin 300 000 k-m<sup>3</sup>.

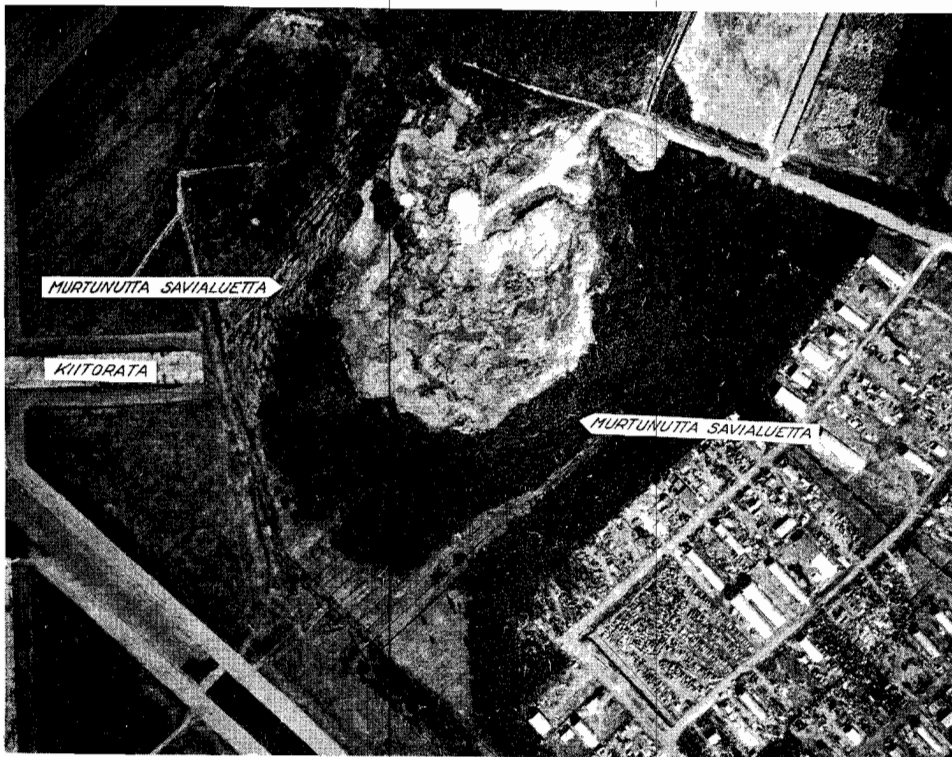
Hieta-, hiekka- ja moreenimassoja voidaan käyttää piha- ja katualueiden rakentamisessa. Osana näistäkin massoista ajetaan kuitenkin täyttöpaikoille, jotta savimassojen vastaanotto olisi täyttöpaikoilla mahdollista.

Sen sijaan savimassoja ei voida käyttää rakentamistarkoitukseen, vaan nämä joudutaan sijoittamaan täyttöpaikoille. Osaksi niitä voidaan kuitenkin käyttää jätteen kaatopaikoilla peittomaina.

Täyttöpaikoille joudutaan siirtämään Helsingissä vuosittain yhteensä noin 800 000 — 1 000 000 i-m<sup>3</sup> erilaisia massoja.

## Massojen sijoitus

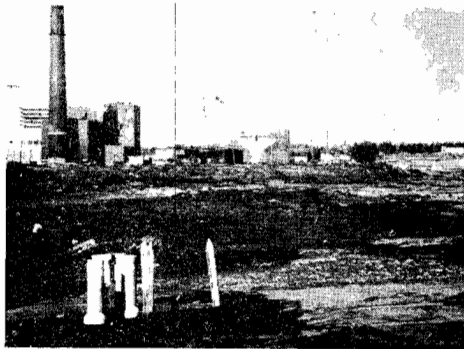
Edellä esitetyt massamäärät eivät tunnu tien rakentajasta erityisen suurilta. Helsingin alueel-



Kuva 4. Tattarisuon täyttöpaiikka v. 1967 Malmilla. Kun massoja ajettiin täyttöpaiikalle liikaa, maapohja murtui ja savimassa "aaltoili" 100...200 metrin etäisyydelle.



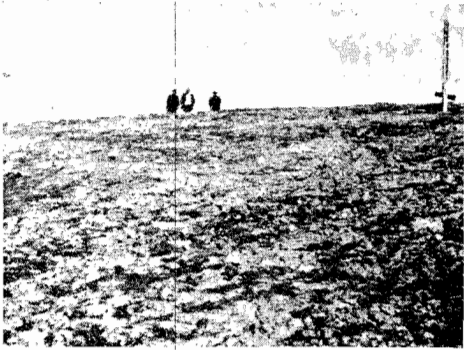
Kuva 5. Tattarisuon täyttöpaiikan murtunut savi "aalto" ulottui lähes lentokentälle asti.



Kuva 6. Kyläsaaren sortunutta rantaa. Matalakin rantatäyttö voi sortua, jos pohjamaa on erityisen pehmeää ja täyttösunnitelmaa ei ole tehty.



Kuva 7. Paloheinän täyttömäki v. 1970. Maapohja on kestänyt täyttömäen painon ja mäen luiskat (kaltevuus <math>< 30\%</math>) ovat pysyneet täytön jälkeen paikoillaan.



Kuva 8. Paloheinän täyttömäki v. 1970. Täyttömäen kokonaiskorkeus 33 metriä. Maisemanhoidollinen käsittely vielä tekemättä.

la ei kuitenkaan enää ole riittävästi täyttöpaiikkoja, joihin nämä massat voitaisiin vaivattomasti sijoittaa.

Erityisesti savimassojen siirtäminen ja sijoittaminen on vaikeata. Kuljetettaessa savea auton lavalla ahtailta kaduilla, ne valuvat helposti kadulle, jolloin jälkien puhdistaminen on varsin vaivalloista. Kun savimassa kaadetaan täyttöpaiikalla auton lavalta, se saattaa valua jopa 200 metriä nestemäisenä, kunnes asettuu lähes vaakasuoraan tasoon. (kuvat 2 ja 3). Näin ollen savimassa voidaan yleensä sijoittaa pelkästään penkereillä reunustettuihin altaisiin, jolloin tarvittava maanpinta-ala muodostuu erittäin suureksi.

Aikaisemmin ajettiin maamassoja täyttöpaiikalle ilman erityistä suunnitelmaa. Jos täyttöpaiikka sattui olemaan savialueella, syntyi täytön loppuvaiheessa alueella pahoja sortumia, kun maamassoja oli tullut paikalle liikaa (kuvat 4 ja 5).

Savialueilla voidaan suorittaa tavallisesti vain matalaa täyttöä, missä täytön korkeus on enintään 2...3 metriä. Mutta matalakin täyttö voi epäonnistua, jos pohjamaa on erityisen pehmeä, kuten Vanhankaupungin selän ranta-alueilla (kuva 6).

Viime vuosina on täyttöalueita ruvettu entistä enemmän suunnittelemaan. Täyttöpaiikat on pyritty sijoittamaan geoteknisten maaperäkartojen perusteella kantaville alueille tai "kovareunaisille" painanneosille, missä täyttömäen vakavuus on turvattu. Tällöin on pystytty rakentamaan varsin suuriakin täyttömäkiä, esim. Paloheinän täyttömäki (kuvat 7 ja 8), missä täytön korkeus on 33 metriä ja mäen tilavuus noin 2 000 000 m<sup>3</sup>.

Kaupungin alueella on nykyisin



avoinna 10 ... 15 täyttöpaikkaa. Moniin niistä mahtuu vain vähän massoja. Muutamat ovat pehmeillä ranta-alueilla, jolloin sinne tarvitaan aluksi tie- ja reunapengerrakenteet, ennenkuin niitä voidaan ottaa käyttöön.

Yleensä täyttöpaikat sijaitsevat vielä kaukana rakennuskohteista, jolloin ajomatkat voivat olla 10 ... 15 km. Vilkkaasti liikennöidyillä kaduilla kuljetuskustannukset muodostuvat kohtuuttoman korkeiksi ja häiriöitä syntyy muulle liikenteelle.

### Täyttöpaikan suunnittelu ja rakentaminen

Täyttöpaikan avoinna pitäminen edellyttää huolellista täyttöpaikan valintaa, täytön etukäteissuunnittelua ja täyttötöön yksityiskohtaista valvontaa ja ohjaamista, mikäli halutaan kunnollista lopputulosta.

Täyttömäen suunnittelu on maisemasuunnittelijan ja täyttöteknillisen suunnittelijan (tavallisesti geoteknillinen suunnittelija) yhteistyötä.

Maisemasuunnittelija laatii täyttömäen muodon (korkeuskäyrät) valitun käyttötarkoituksen mukaisesti sekä tekee pinnan yksityiskohtaisen maisemahoidollisen suunnitelman. Täyttöteknillinen suunnittelija selvittää aluksi pohjatutkimuksiin perustuen suunnitellun täyttöalueen pohjaolosuhteet, määrittää pohjaolosuhteiden mukaan täyttömäen luisukan kaltevuudet ja kokonaiskorkeuden ja tekee täyttöteknillisen suunnitelman erilaisten maamassojen sijoittamisesta alueelle siten, että täyttömäki pysyy luotettavasti koossa. Maisemasuunnittelijan ja täyttöteknillisen suunnittelijan tulee laatia myös täyttöpaikan vesitaloudesta suun-

nitelma, sillä alueen pintavesien lunnontilainen valumissuunta tavallisesti muuttuu.

Hyvään lopputulokseen pääseminen edellyttää kuitenkin hyvän täyttösuunnitelman lisäksi kaupungin ja maansiirtäjän yhteistyötä täyttötöön aikana.

Kansantaloudelliselta kannalta katsottuna täyttöpaikat pitäisi sijoittaa mahdollisimman lähelle rakentamisen painopistealueita, jotta vältyttäisiin turhilta kuljetuksilta. Täyttöpaikkojen suunnittelua tulisi tarkastella myös seudullisena kysymyksenä. Helsingin seudulla tarvitaan täyttöasioiden hoitamisessa eri kuntien yhteistyötä. Tulisi avata kuntien yhteisiä, laajoja ja hyvin suunniteltuja täyttöpaikkoja, joihin kuljetusetäisyydet rakennuskohteista olisivat kohtuullisia.

Täyttöalueet tulisi varata jo kaavoitusvaiheessa ja rakennussuunnittelussa tulisi pyrkiä massamäärien optimointiin. Lisäksi tulisi järjestää massojen välivastointialueita, joissa esim. nestemäisiä savimassoja voitaisiin kuivata käyttökelpoisempaan muotoon. Täyttöalueet tulisi suunnitella pitkällä tähtäyksellä varsinkin ranta-alueilla, jotta savikerrosten päälle tulevat täyttöalueet ehtisivät painua 5 ... 10 vuotta ennen kuin niille suunnataan muuta rakennustoimintaa.

Täyttöpaikkojen kokonaisvaltaisella suunnittelulla voidaan saavuttaa vielä merkittävää kustannussäästöä kaupungin massatalousongelmissa. Lisäksi täyttömäillä voidaan maisemaa rakentaa yhdyskunnan virkistystarpeiden ja ympäristön vaatimusten mukaan.

### Tulevaisuuden näkymiä

Helsingin massatalousongelmat näyttävät tulevaisuudessa muo-

dostuvan entistä vaikeammiksi, sillä nykyiset täyttöpaikat ovat lähes täynnä ja uusia ei ole riittävästi.

Kalliotiloja tullaan louhimaan entistä enemmän. Louhetta murskattaneen myös enemmän sepeleiksi ja murskeeksi varsinkin mikäli murskaus kalliotiloissa yleistyy. Louheesta voi kohta syntyä pulaa mm. eräissä suunnitelluissa rantatäytöissä. Hiekka-, hieta- ja moreenimassojen määrä ei ilmeisesti lisäännä nykyisestä.

Savimassojen määrä tulee lisääntymään voimakkaasti. Savimassojen täyttöpaikat loppuvat kaupungin alueella kokonaan, ellei laaja-alaisia uusia täyttöalueita voida avata. Savimassojen määrää voitaisiin vähentää, jos vältetään savialueilla katuleikkausten ja kellaritilojen rakentamista ja pyritään kehittämään perustusmenetelmiä, missä massanvaihtoja ei tarvita.

Täyttöpaikkoja tultaneen suunnittelemaan entistä yksityiskohteisemmin. Erityisesti täyttöalueiden maisemahoidollinen suunnittelu tulee kehittymään. Myöskin erilaisten täyttömäkien rakentamista tullaan kehittämään.

Täyttöpaikkojen huolellisempi rakentaminen ja maisemahoidollinen käsittely sekä kuljetusmatkojen piteneminen tulevat lisäämään maansiirron kustannuksia kaupungin alueella.

Helsingin massatalousongelmat ovat joka tapauksessa jo nyt niin suuret, ettei niitä voida enää siirtää tulevaisuuteen.

(1) Helsingin kaupungin geoteknillinen toimisto, Geoteknilliset kartat ja niiden käyttäminen, moniste, Helsinki 1973

(2) Helsingin kaupungin rakennusvirasto, Maarakennusmassojen käyttöselvitys Helsingin alueella 1971...1980, julkaisematon raportti, Helsinki 1971

4. POHJAVEDEN ALENEMINEN KAUPUNKIALUEELLA

Sisältö:	Sivu
Maanalaisen rakentamisen vaikutus pohjaveteen kaupunkialueella	13-19
Helsingin metron pohjavesitarkkailujärjestelmä	20-27
Eripainos Vesitalous-lehdestä 1/1974	



USKO ANTTIKOSKI

# Maanalaisen rakentamisen vaikutus pohjaveteen kaupunkialueella

## 1. YLEISTÄ

Väestönsuojat, laitesuojat, liikennetunnelit yms. pyritään tekemään pohjavedenpinnan yläpuolelle. Jos ne joudutaan sijoittamaan pohjavedenpinnan alapuolelle on ne varustettava pumppauslaitteistoilla. Öljyluolat tehdään pohjavedenpinnan alapuolelle. Kun vesi on painavampaa kuin öljy, estää pohjavedenpaine öljyn tunkeutuksen kalliioon. Jos pohjavedenpinta laskee jostain syystä luolien tasoon, voi öljy päästä siirtymään viereisiin luoliin ja myöskin ympäröivään maastoon. Kalliotiloja voidaan käyttää myöskin puristetun ilman varastoina, jolloin pohjaveden paineen tulee olla suurempi kuin luolassa oleva ilmanpaine, (jos luolaa ei ole vuorattu sisältäpäin vesitiiviiksi), muutoin kaasu pääsee purkautumaan kallion rakoja myöten.

Rakennuksiin rakennetaan entistä enemmän kellaritiloja, jolloin varsinkin keskusta-alueella kellaritilat ulottuvat useissa kohdin luonnontilaisen pohjavedenpinnan alapuolelle.

Näin ollen joudutaan sekä kalliotilojen rakentamisessa että myöskin pohjarakennustyössä entistä enemmän tekemisiin pohjaveden kanssa.

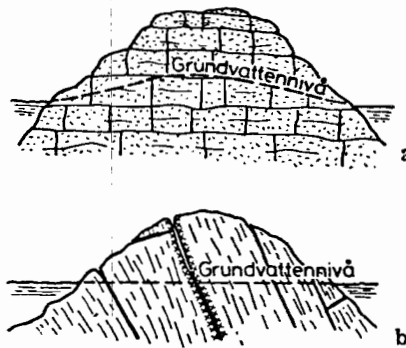
Rakentaminen ja varsinkin maanalainen rakentaminen vaikuttaa tavallisesti pohjaveteen. Pohjavettä ei yleisemmin käytetä ainakaan keskusta-alueilla juomavetenä, joten tässä ei lähemmin tarkastella rakennustoiminnan vaikutusta pohjaveden laatuun. Sensijaan pyritään selvittämään maanalaisen rakennustoiminnan vaikutusta pohjavedenpinnan korkeuteen.

## 2. POHJAVEDENPINNAN KORKEUTEEN VAIKUTTAVISTA TEKIJÖISTÄ

Pohjavesi liikkuu kalliiossa kallion rakoja pitkin. Pohjaveden korkeus kalliiossa noudattaa maanpinnan muotoja ja vastaa suunnilleen pohjavedenpinnan korkeutta maakerroksissa. Kuvassa

1. on esitetty pohjavedenpinnan periaatteellinen asema eri tyyppisessä kalliiossa. Graniittisessa kalliiossa kallion raot ovat yhteydessä toisiinsa ja pohjavedenpinnan korkeus halkeamassa vaikuttaa myöskin viereiseen halkeaman pohjavedenpinnan korkeuteen. Gneissisessä kalliiossa raot ovat usein erillisiä ja näin ollen pohjavedenpinnan korkeus saattaa olla riippumaton viereisen halkeaman tai maan vedenpinnan korkeudesta.

Kuvassa 2. on esitetty kivilajien vedenläpäisevyyksikertoimia määritettynä



Kuva 1. Rakollun luonne ja pohjavedenpinnan sijainti graniittisessa ja gneissisessä kallioperässä

Table 3.1 Coefficients of permeability (to water) of various rock materials and rock masses

Rock material	k (cm/s) (lab. determination)
Sandstone <sup>10</sup> (Cretaceous flysch)	10 <sup>-6</sup> to 10 <sup>-10</sup>
Siltstone <sup>10</sup> (Cretaceous flysch)	10 <sup>-9</sup> to 10 <sup>-8</sup>
Granite <sup>11</sup>	5 x 10 <sup>-11</sup> to 2 x 10 <sup>-10</sup>
Slate <sup>11</sup>	7 x 10 <sup>-11</sup> to 1.6 x 10 <sup>-10</sup>
Breccia <sup>11</sup>	4.6 x 10 <sup>-10</sup>
Calcite <sup>11</sup>	7 x 10 <sup>-10</sup> to 9.3 x 10 <sup>-9</sup>
Limestone <sup>11</sup>	7 x 10 <sup>-10</sup> to 1.2 x 10 <sup>-7</sup>
Dolomite <sup>11</sup>	4.6 x 10 <sup>-9</sup> to 1.2 x 10 <sup>-8</sup>
Sandstone <sup>11</sup>	1.6 x 10 <sup>-7</sup> to 1.2 x 10 <sup>-6</sup>
Hard mudstone <sup>12</sup>	6 x 10 <sup>-7</sup> to 2 x 10 <sup>-6</sup>
Black schists <sup>12</sup> (fissured)	10 <sup>-4</sup> to 3 x 10 <sup>-4</sup>
Fine-grained sandstone <sup>13</sup>	2 x 10 <sup>-7</sup>
Oolitic rock <sup>13</sup>	1.3 x 10 <sup>-6</sup>
Bradford sandstone <sup>1</sup>	2.2 x 10 <sup>-5</sup> to 6 x 10 <sup>-7</sup>
Glenrose sandstone <sup>1</sup>	1.5 x 10 <sup>-2</sup> to 1.3 x 10 <sup>-4</sup>
Altered granite <sup>14</sup>	0.6 to 1.5 x 10 <sup>-3</sup>
Rock mass	(in situ determinations)
Arterite migmatites <sup>15</sup>	3.3 x 10 <sup>-2</sup>
Chloritized arterites and shales <sup>15</sup>	0.7 x 10 <sup>-3</sup>
Gneiss <sup>16</sup>	1.2 x 10 <sup>-2</sup> to 1.9 x 10 <sup>-2</sup>
Pegmatoid granite <sup>16</sup>	0.6 x 10 <sup>-2</sup>
Lignite layer <sup>16</sup>	1.7 x 10 <sup>-2</sup> to 23.9 x 10 <sup>-2</sup>
Sandstone <sup>16</sup>	10 <sup>-2</sup>
Mudstone <sup>16</sup>	10 <sup>-2</sup>
Oocene limestone <sup>14</sup>	10 <sup>-2</sup> to 10 <sup>-1</sup>
1 Lugcon unit <sup>14</sup>	1 to 2 x 10 <sup>-1</sup>
Impervious rock <sup>17</sup> with 0.1 mm wide joints spaced at 1 metre intervals	8 x 10 <sup>-4</sup>

Kuva 2. Vedenläpäisevyyksikertoimet eri kivilajeissa ja kalliomassassa.

laboratoriokokeilla. Samassa taulukossa on esitetty myöskin in situ-määrittymiä kallion vedenläpäisevyydestä. Kivilajit ovat lähes täysin vesitiiviitä. Jos vettä läpäisemättömässä kalliiossa on horisontaalinen rako, jonka paksuus on 0,1 mm yhden metrin välein, tämä vastaa homogeenista huokoista materiaalia, minkä vedenläpäisevyyksikerroin on 0,8 · 10<sup>-4</sup> cm/sek. Kallion vesitiiveys on riippuvainen rakojen määrästä ja rakoitteen luonteesta. Suoraan maastossa mitatut kalliomassan vesitiiveydet vastaavat jopa hiedan vesitiiveyttä.

Kaupunkialueella katuja ja pihvoja asfaltoidaan ja viemäroidään, jolloin sadanta ei pääse vapaasti valumaan pohjaveteen. Syvistä kaivannoista tai kalliotiloista voidaan pumpata pois pohjavettä, mikä voi hyvin yllättävästi muuttaa pohjavesisuhteita.

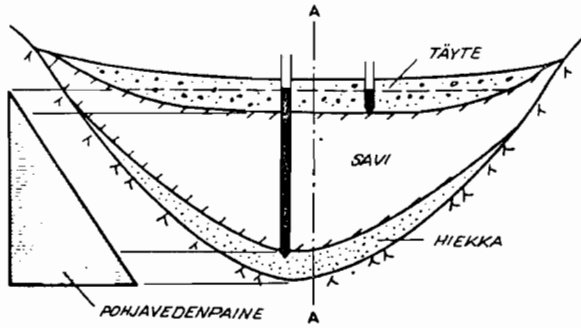
Savialueella jakaa vesitiivis savikerros pohjaveden kahteen osaan, savien alapuolella olevaan varsinaiseen pohjaveteen ja päällä olevaan orsiveteen. Luonnontilaisissa olosuhteissa nämä vedenpinnat ovat likimäärin samalla tasolla kuten kuvassa 3. on esitetty.

Savialueen ali tehty tunneli voi kuitenkin vuotaa ja johtaa savien alapuolelta pohjavettä pois, jolloin Arkhimen lain mukaisesti savikerros saa lisäkuormitusta ja rupeaa kokoonpuristumaan kuten kuvassa 4. on esitetty. Orsivesipinta saattaa sinänsä säilyä ennallaan.

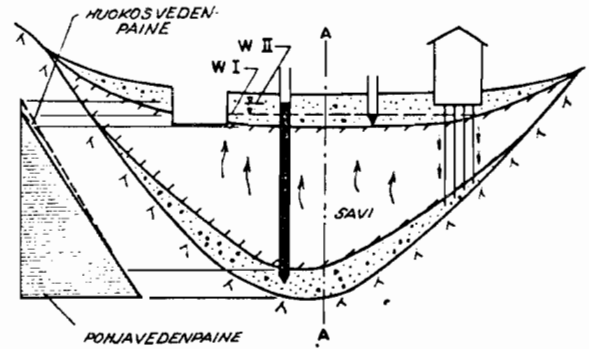
Pinnalla tehtävät kaivutyöt voivat puolestaan alentaa orsivesipintaa, jolloin pohjavedenpinta savikerroksen alta mitattuna kuvan 5. mukaan voi olla jopa suurempi kuin orsivesipinta. Tässäkin tapauksessa savikerros voi alkaa kokoonpuristua, joskin kuormitustilanne ei ole yhtä vaarallinen kuin edellisessä tapauksessa. Tavallisimmin orsivesipinta alenee viemärointien seurauksena. Alustavasti voidaan arvioida, että pohjaveden aleneminen ulottuu molemmille puolille putkijohdotkaivantoa kaltevuudessa 1:10, kuten kuvassa 6. on esitetty.

Täysin tiiviiksi tehty betonilla vuorattu tunnelikin voi aiheuttaa pohjaveden alenemista, sillä pohjavesi voi virrata tunnelin ympäristössä louhintatyössä

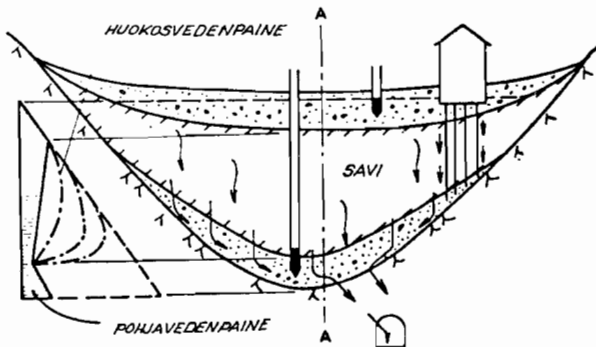
USKO ANTTIKOSKI DI  
Helsingin kaupungin  
Geoteknillinen toimisto



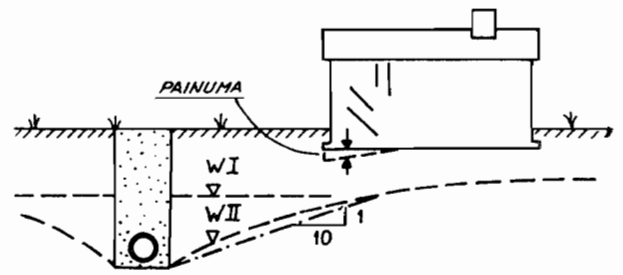
Kuva 3. Savikerros jakaa pohjaveden kahteen osaan: varsinaiseen pohjaveteen ja orsiveteen



Kuva 5. Orsivedenpinta alenee, jos kaivantoja tehdään



Kuva 4. Pohjavedenpaine alenee, jos alla oleva tunneli vuotaa



Kuva 6. Putkijohtokaivanto voi alentaa pohjavedenpintaa

muodostuneessa rakovyöhykkeessä ja johtaa pohjavettä ylempää pohjavesialtaasta alempaan kuten kuvassa 7. on esitetty.

Pohjaveden virtaus kalliotunneliin on vaikeasti selvitetävissä. Virtausverkostoihin perustuvien laskelmien mukaisesti on todettu mm., että tasaisessa kalliomaastossa tulee puolet tunneliin virtaavasta vedestä homogeenisissa olosuhteissa alueelta, jonka leveys maan päällä on kaksi kertaa tunnelin syvyys.

### 3. POHJAVEDEN ALENEMISEN JA PAINUMIEN VÄLINEN RIIPPUVUUS

Pohjavedenpinnan alenemisen ja painumien välinen riippuvuus on teoreettisesti tunnettu jo 1920-luvulta lähtien, jolloin Karl Terzaghi esitti teorian tehokkaista jännityksistä geotekniikassa. Näiden teorioiden ja niistä edelleen kehitettyjen laskumenetelmien mukaan voidaan nykyisin laskea pohjavedenpinnan alenemisesta aiheutuvat painumat ja selvittää kuinka nopeasti painumat tapahtuvat.

Pohjavedenpinnan laskiessa lisääntyä kuormitus maalle Arkhimeden lain periaatteen mukaan. Jos esim. pohjavedenpinta laskee kaksi metriä, lisääntyä kuormitus maassa 2 t/m<sup>2</sup>, mikä vas-

taa noin metrin korkuista maatäytekerroksen painoa koko pohjavesialtaan alueella.

Kitkamaa-alueilla (sora, hiekka, hieta, moreeni) ovat painumat vähäisiä. Helsingin pehmeillä savialueilla, joita on 35 % kaupungin pinta-alasta, saattaa painuminen tulla kuitenkin suureksi. Kuvassa 8. on esitetty pohjavedenpinnan alenemisen aiheuttama likimääräinen maanpinnan kokonaispainuma savialueella helsinkiläisissä olosuhteissa. Käyrästä on tehty käyttäen prof. K. V. Helenelundin laatimaa konsolidaatiopainumien laskentakaavaa

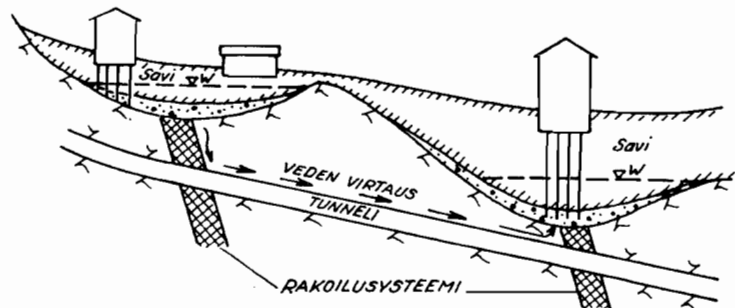
$$s_k = \frac{0.85 \sqrt{w^3}}{1 + w \cdot \gamma_s} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdot d,$$

vesipitoisuutena on käytetty keskimääräistä arvoa  $w = 80 \%$ . Alkupainuma on laskettu kaavasta

$$s_a = \frac{\Delta p}{E'} \cdot d, \text{ missä } E' \approx 1000 \cdot s_s =$$

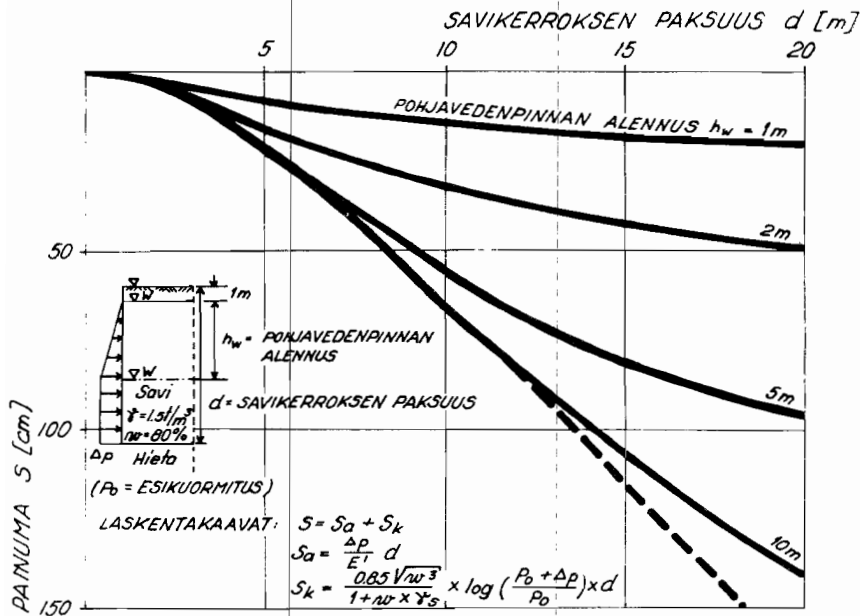
100 kg/cm<sup>2</sup> ( $s_s$  = saven leikkauslujuus = 1 t/m<sup>2</sup>). Kokonaispainuma on  $s = s_k + s_a$ .

Painumat voidaan määrittää tarkemmin, kun pohjatutkimuksilla selvite-

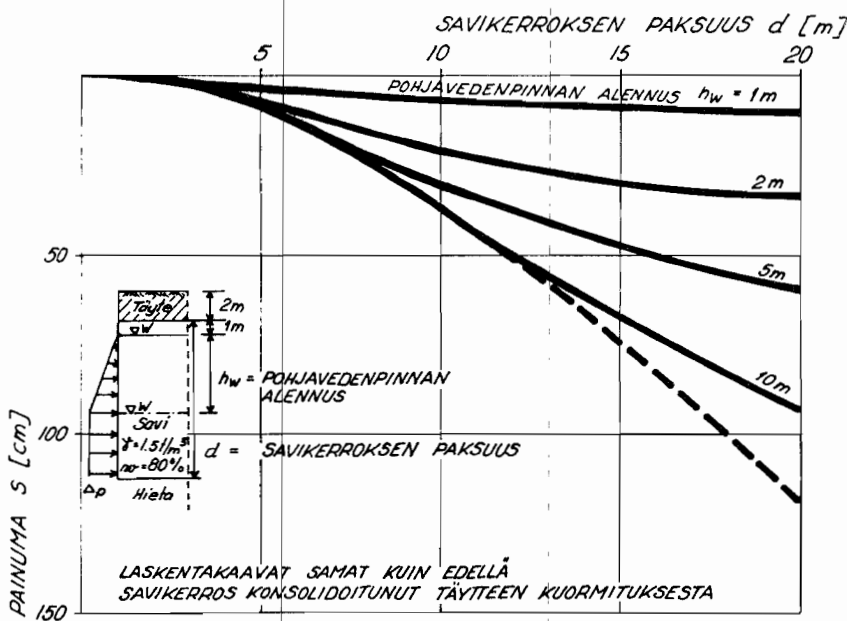


Kuva 7. Pohjavesi voi kulkea helposti louhinnassa rikkoutuneessa kalliovyöhykkeessä ylempää pohjavesialtaasta alempaan

## LUONNONTILAISELLA SAVIALUEELLA



## TÄYTETYLLÄ SAVIALUEELLA



Kuva 8. Maanpinnan likimääräinen painuma pohjavedenpinnan alentuessa Helsingin savialueilla

tään pehmeiden savikerroksien paksuus ja saven kokoonpuristuvuus määritetään laboratoriokokeilla, jolloin painumat voidaan arvioida 10...30 %:n tarkkuudella.

Painumien nopeus on riippuvainen kokoonpuristuvan maan veden läpäisevyydestä. Painumat tapahtuvat voimakkaammin heti pohjaveden alennuksen jälkeen ja painumista saattaa kestää savialueilla 10–30 vuotta tai pitemmänkin.

Pohjaveden alenemisesta aiheutuvien painumien selvittämisessä on tärkeätä selvittää, mikä osa painumasta on aiheutunut pohjaveden alenemisestä ja mikä osa pehmeiden maakerrosten päälle tehdyn täyteen aiheuttamasta lisäkuormituksesta. Kun painumista syntyy, joudutaan tavallisesti piha- ja katualueiden tasoa nostamaan, jolloin painuminen taas tästä täytekkuormasta lisääntyy jne. Kokonaispainuma muodostuu tästä syystä aina suuremmaksi kuin

pelkästään yksinomaan pohjaveden alenemisestä olisi syntynyt.

## 4. POHJAVEDENPINNAN ALENEMISEN AIHEUTTAMAT VAHINGOT

Pohjaveden alenemisestä aiheutuvat vahingot rakennuksille ovat osittain riippuvaisia painumaerosta rakennuksen ja ympäröivän maan välillä ja osittain painumaeroista itse rakennuksessa.

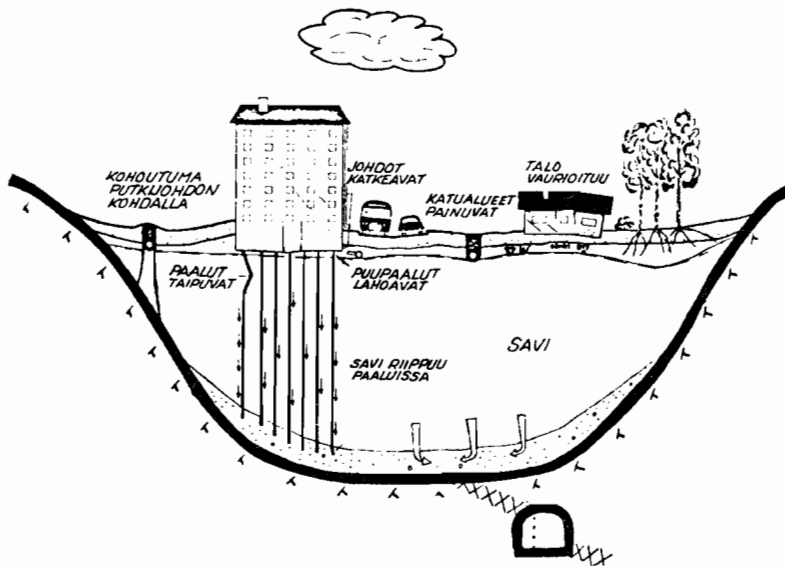
Jos rakennus on perustettu paaluilla ja ympäröivä maa painuu enemmän kuin 15–20 cm, voivat viemäri- ja vesijohtoputket katketa saumakohtassa.

Laatalla saven varaan perustetuissa rakennuksissa syntyy painumaeroja, jos rakennuksen alla olevan savikerroksen paksuus vaihtelee. Halkeamia syntyy, jos painumaero vastaa kaltevuuden muutosta, joka on suurempi kuin 1/300 Kantavien rakenteiden toiminta huononee tietyissä tapauksissa, jos kulma muutos on suurempi kuin 1/150. Tavallisesti sietää pientalo painumaeron, jonka suuruusluokka on 5–10 cm ilman vakavia vahinkoja. Rakennukseen syntyvien vaurioiden suuruus on riippuvainen käytetyistä rakennusmateriaaleista. Puurakennukset samoinkuin tiilitalot, jotka on muurattu kalkkilaastilla sietävät verrattain suuria painumaeroja, kun taas sementtilaastilla muuratut tiilirakennukset rikkoutuvat jo verrattain pienistä painumaeroista. Kevytbetonirakennukset ja elementtalot ovat myös arkoja painumaeroille. Kun lattian kaltevuus on suurempi kuin 1/150, ovet ja ikkunat voivat juuttua kiinni ja lattian kaltevuuden huomaa.

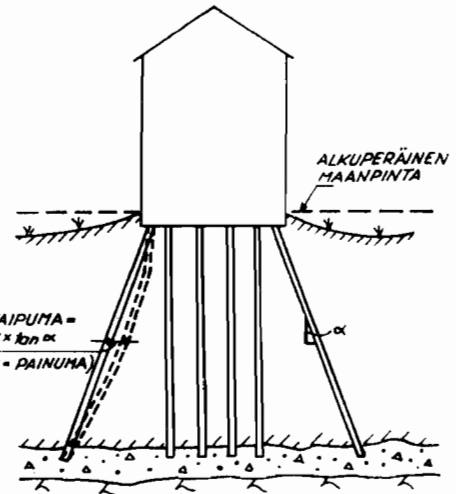
Jos rakennus on perustettu puupaalulla tai hirsiarinoilla, alkaa puuaines lahoata verrattain nopeasti, jos pohjavedenpinta laskee. Lahoaminen tapahtuu voimakkaammin kosteassa ympäristössä ja korkeammassa lämpötilassa (esim. pannuhuoneiden läheisyydessä). Alle +5° C:ssa lakkaa homesienien muodostuminen kokonaan.

Kun maa painuu paalujen ympärillä, saavat paalut lisäkuormituksia, sillä, painuva maa "riippuu" paaluissa. Tätä kutsutaan negatiiviseksi vaippahan-kaukseksi. Alkuperäinen paalukuorma voi ruotsalaisten mittausten mukaan kaksinkertaistua, kun paalupituus on 15–20 m ja teräsbetonipaaluinkin voivat jopa murtua alapäästään, kun paalupituus ylittää 70–80 metriä.

Kun maa painuu paalun ympärillä, voivat paalut taipua maan mukana, jos ne on lyöty kaltevaan asentoon kuten kuvasta 10. ilmenee. Jos rakennuksen ulkopuolella on täyttöä, voi pohjaveden aletessa lisääntyvä täytekkuormitus tai-



Kuva 9. Pohjavedenpinnan alentumisesta syntyy lisäkuormituksia, painumia ja vaurioita



Kuva 10. Kaltevassa asennossa olevat paalut voivat taipua saven painuessa.

vuttaa ja katkaista paaluja. Toispuoleisen täyterroksen painosta voi savi-kerros murtua ja paalut katketa, kun kuormitusero savikerroksessa  $p > 5,5 \times s$  ( $s$  = saven leikkauslujuus määritettynä  $t/m^2$  esim. siipikairalla). Tämän vuoksi tulee vinoja paaluja tai toispuolista täyttöä riskialueilla mahdollisuuksien mukaan välttää ja sivusuuntaiset kuormitukset tulisi välittää maalle käyttämällä rakennuksessa erilaisia "helmoja".

Pohjaveden aleneminen aiheuttaa painumaeroja myöskin katualueilla, sillä katujen ali kulkee usein paalutettuja putkijohtoja, jolloin näillä kohdilla syntyy ikäviä hyppäyksiä, jotka vaativat jatkuvia kunnossapitotoimenpiteitä.

Pohjaveden aleneminen vaikuttaa luonnollisesti myöskin kasvullisuuteen. Erityisesti kalliokasvullisuus on erittäin arkaa pohjaveden muutoksille. Jos pohjavedenpinta on jo alkuaan syvemmällä kuin 2,5 metriä maanpinnasta, ei pohjavedenpinnan aleneminen enää vaikuta merkittävästi kasvullisuuteen.

## 5. ULKOLAISIA KOKEMUKSIA POHJAVEDEN ALENEMISESTÄ

### Ruotsissa

Tukholmassa on todettu useita vahinkoja pohjavedenpinnan alenemisesta pääasiassa tunnelien rakennustöiden yhteydessä. Tukholman keskustassa on vettä hyvin johtava Brunkeberg-harju. Tästä on paikoitellen tunkeutunut tunneliin vettä, jopa 5000—10 000 litraa minuutissa ja pohjavedenpinnan alenus on ollut kuitenkin vain kaksi metriä. Kauempana harjusta on pohjaveden

pinta kuitenkin alentunut voimakkaasti, vaikka tunneliin on valunut vettä vain 10 litraa/minuutti, kun kallion päällä olevat maakerrokset ovat olleet tiiviitä, eikä yhteyttä ole ollut harjuun.

Kariaplanin alueella on pohjavesi laskenut tunnelin rakentamisen yhteydessä noin 6 metriä. Paikalla on noin 30 metriä savea ja alla vain 0,5 metrin paksuinen pohjakerros. Pohjaveden alentuminen on voinut syntyä, kun vain 600  $m^3$  vettä on valunut tunneliin. Painumia on havaittu noin 300 metrin etäisyydellä Karlaplanin alueella. Maanpinnan painumat ovat olleet keskimäärin noin 30 cm.

Rådhuset-talon kohdalla aleni pohjavedenpinta puhelintunnelin rakentamisen yhteydessä noin 5 metriä. Pohjavesivuotojen tunneliin arvioitiin olevan noin 70  $m^3/vrk$  (50 l/min). Tämä vastaisi teoreettisesti vuosittain noin 20 cm painumaa 200 x 500 metrin alueella, jos pohjaveden korvautumista ei tapahdu.

Birger Jarl-kadulla todettiin myöskin pohjaveden alenemista tunnelin rakentamisen seurauksena. Alueella on noin 46 taloa perustettu puupaaluilla ja 4 puarinoilla. Pohjaveden alenemista tapahtui myöskin alueella suoritettavien muiden kaivantotöiden seurauksena. Pohjavesivuodot tunneleihin olivat noin 30—40  $m^3/vrk$  (200—2000 l/min.) Pohjaveden alenemista pyrittiin estämään pumppaamalla lisää vettä pohjavesialtaaseen. Tällä tavalla ei kuitenkaan onnistuttu täysin pitämään pohjavedenpintaa entisellään.

Huddingen keskustassa Tukholman ulkopuolella on rakennustöiden seu-

rauksena pohjavedenpinta alentunut muutamia metrejä. Täyterroksen kuormitus maalle on kasvanut liian suureksi ja alla oleva liejuinen savi on murtunut, jolloin myöskin paalut ovat katkenneet. Painumat ovat olleet lähes metrin luokkaa. Tällä alueella on jouduttu tekemään runsaasti kalliita korjauksia.

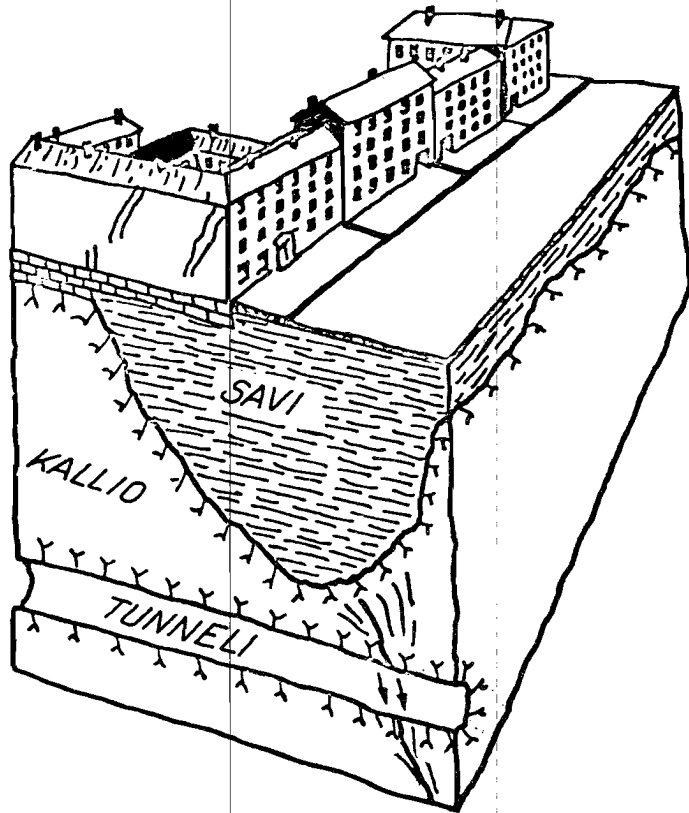
### Norjassa

Rakennettaessa Holmenkollenin tunnelirataa (v. 1913) Oslossa syntyi pohjavedenpinnan alenemisen seurauksena noin 35 cm:n painumia ympäristössä. Vahinkoja syntyi jopa 260 metrin etäisyydellä tunnelista. Enemmän kuin 100 taloa vahingoitui ja useat talot jouduttiin purkamaan. Tunneli rakennettiin sitten täysin tiiviiksi betonirakenteena, jolloin pohjavedenpinta palautui ennalleen. Radan rakentaja tuomittiin v. 1931 maksamaan 2,5 milj. Norjan kruunua vahingoituneiden talojen omistajille.

### Muualla

Pohjaveden aleneminen ei ole yksinomaan pohjoismainen ongelma. Pohjavedenpinnan aleneminen aiheutuu kuitenkin muualla yleensä pohjaveden pumppauksesta kaupungin alueella.

Osakassa Japanissa ovat painumat olleet pohjavedenpinnan alenemisesta jopa 2,5 metriä. Taipei'issa Formosalla on painuma ollut jopa 25 cm/vuosi viime vuosina. Houstonissa Texasissa on pohjaveden pumppaus aiheuttanut jopa 2,1 metrin painumat. Mexico Cityssä Meksikossa on mitattu 5,7 metrin painumia vuodesta 1900 lähtien. Painumanopeus on kaupungin keskiosassa



Kuva 11. Holmenkollenin tunnelirata alensi pohjavettä, jolloin useita taloja vaurioitui

ollut 1 mm/vrk. Kun pohjaveden pumpausta on rajoitettu on painuminen vähentynyt.

#### Opetukset

Näissä kaupungeissa ovat painumat olleet erittäin suuret. Maakerrokset ovat kuitenkin erittäin paksut ja homogeeniset, jolloin rakennuksiin ei ole syntynyt painumaeroja, vaan ne ovat painuneet verrattain tasaisesti, jolloin pahoja vaurioita ei ole ilmeisesti paljoa syntynyt. Pohjoismaissa ovat maakerrokset yleensä ohuita ja kerroksen paksuus voi vaihdella varsin voimakkaasti saman rakennuksen alla, jolloin vahingollisia painoeroja voi syntyä, vaikka kokonaispainuma ei olisikaan erityisen suuri.

#### 6. HELSINKILÄISIÄ KOKEMUKSIA POHJAVEDENPINNAN ALENEMISESTA

Maanalaiseen rakentamiseen tai pohjarakentamiseen liittyvää jatkuvaa pohjavedenpinnan tarkkailua on Helsingissä suoritettu vasta toista vuotta. Keskustan syvien kaivantojen pohjavesitarkkailua on tehty työnaikana pelkästään pohjarakennusurakoitsijoiden toimesta. Kaupungin rakentamat tunnelit eivät ole aikaisemmin vielä suuntautu-

neet "riskialueiden" ali. Kaupunki on käynnistänyt kahden viime vuoden aikana pohjavesi- ja painumatarkkailut keskusta-alueen lisäksi Konala-Pasila viemäriinjalla, Suurmetsäntien rautatiealikulutunnelin kohdalla sekä Itäisen aluekeskuksen alueella. Havaintotuloksia on vielä varsin lyhyeltä ajalta. Havaintotulosten vähäisyyden takia ei kokemuksiakaan ole paljoa pohjaveden alenemisesta.

Helsingin alueen kallioperä on varsinkin pintaosaltaan rikkonaista ja rakoilevaa, joten pohjavesi pääsee liikku-

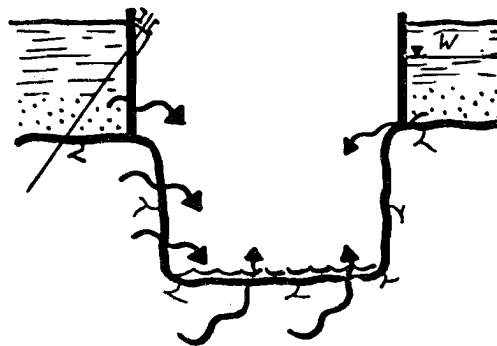
maan kalliiossa. Kallion päällä on yleensä tiiviitä hieta- ja hietamoreenikerroksia, jotka eivät voi varastoida paljon pohjavesiä. Näin ollen verrattain vähäiset pohjavesivuodot kalliotiloihin voivat alentaa pohjavedenpintaa alueella. Helsingin keskusta-alue on varsin lähellä merta ja merenpinnan tasoa, joten uutta pohjavettä saattaa virrata suoraan merestä eräillä alueilla. Kallion ja kallion päällä olevien maakerrosten vedenläpäisevyyttä ja pohjaveden virtaussuhteita ei vielä tunneta Helsingin keskusta-alueella riittävän hyvin.

Pohjavedenpinta ei Helsingissä ole kuitenkaan ilmeisesti vielä voimakkaammin alentunut kuin väliaikaisesti eräitä suuria kaivantoja tehtäessä. Keskusta-alueella on pohjavedenpinta ja orsivedenpinta kuitenkin paikoitellen jo alentunut jopa merivedenpinnan tason alapuolelle, joten edellä kuvattu savien kokoonpuristuminen ja kadunpinnan painuminen sekä puupaalujen lahoaminen on käynnissä.

Helsingin keskusta-alueelta riskialueet (savialueet), joissa pohjavedenpinnan aleneminen voi muodostua rakennuksille ja katualueille vaaralliseksi, on esitetty Metron pohjavesitarkkailujärjestelmää käsittelevässä kirjoituksessa. Tukholman olosuhteet vastaavat suunnilleen Helsingin olosuhteita, vaikka Helsingissä puuttuu kaupungin läpi menevä voimakkaasti vettä tuottava harju, sen sijaan meri on Helsingissä keskusta-alueella lähempänä. Näin ollen voimme ottaa oppia Tukholmalaisista kokemuksista, jos osaamme "vahingosta viisastua".

#### 7. RAKENNUSTEKNILLISET TOIMENPITEET POHJAVEDENPINNAN ALENEMISEN ESTÄMISEKSI

Kaivannoissa voi työnaikaisesti kaivantoon valua pohjavettä erityisesti ponttiseinän alapäistä sekä ankkuroin-



Kuva 12. Kalliokaivanto voi vuotaa tukiseinän alta, ankkurointirei'istä tai jopa kalliosta.



tireilistä. Ponttiseinän vuotaminen voidaan estää alapäähän tehtävällä betonikauluksella. Tämän lisäksi voi olla tarpeen injektoida kalliota ponttiseinän alapuolelle 10—15 metriä. Tästä menetelmästä on saatu hyviä kokemuksia Tukholmassa. Myöskin jäädyttämistä on käytetty kaivantojen vuotamisen estämiseksi. Ankkurireikien tiivistämisessä voidaan käyttää erityisiä mansettirakenteita.

Ilmeisesti paras tapa tehdä tiivis kaivannon tukiseinä on rakentaa teräsbetonisia patoseiniä ja suorittaa kallion verhoinjektointia seinän alla ja tarvittaessa myös kaivannon pohjan alla. Kustannukset tosin muodostuvat suuriksi.

### Tunneleissa ja luolissa

Tunneleiden vesitiivistäminen voidaan suorittaa periaatteessa joko sisäpuolisesti tai ulkopuolisesti. Ulkopuolisessa menetelmässä pidetään vettä koko ajan rakenteen ulkopuolella, jolloin seinät kannattavat maakuormien lisäksi myöskin vedenpaineen. Sisäpuolinen vesitiivistäminen taas tehdään sisältäpäin, jolloin eristyskerros kiinnitetään ulkopuolisiin seiniin. Eristyskerroksessa käytetään mm. muoveja, bitumihuopia, lyijy- ja teräslevyjä. Vesieristyksen sisäpuolelle tehdään tukirakenne, joka kantaa pelkästään vedenpaineen.

Kalliotilojen vesieristäminen suoritetaan tavallisimmin ruiskubetonimalla. Ruiskubetonikerroksen alta otetaan vedenpaine kuitenkin pois salaojitusta käyttämällä. Tämä menetelmä voi alentaa pysyvästi pohjavedenpintaa rakennuspaikalla.

Tavallisimmin kallion tiivistäminen suoritetaan injektioimalla. Injektointiaineena käytetään sementtilaastia, bentoniittia ja erilaisia kemiallisia aineita. Injektioimallakaan ei kuitenkaan saada kalliota täysin vesitiiviiksi.

Tehokkain tapa kallion tiivistämisessä on esi-injektointi. Jos kalliotilaan todetaan työnaikaisesti etukäteen porattavilla tunnustelurei'illä valuvan vettä enemmän kuin voidaan sallia, ryhdytään välittömästi injektointiin ennen louhintatyön jatkamista. Tukholmassa on sallittu vesivuotomäärä suuruusluokkaa 5—10 l/min. 100 m. Injektointia jatketaan, kunnes vesivuoto on lakanut. Tämän jälkeen voi vasta varsinainen louhintatyö edetä. Esi-injektointi aiheuttaa katkon louhintatyön suorittamiseen ja sen vaatima aika tulisi ottaa huomioon urakka-ohjelmissa ja työselityksissä.

Pienen tunnelin aiheuttama pohjavedenpinnan aleneminen voi olla samaa suuruusluokkaa kuin suuremman tunnelin. Näin ollen esi-injektointi joudutaan ottamaan huomioon myöskin pienemmissä viemäritunneleissa riskialueilla. Vuotaminen voi tapahtua myöskin tunnelin pohjaosista, joten vain katto-osan injektioimisesta ei ole apua.

Vuotavat vesimäärät ovat tavallisesti työn ja tunnelirakenteen itsensä kannalta merkityksettömiä, jolloin ne helposti jäävät huomioimatta, vaikka niiden aiheuttamat ympäristövauriot voivat olla huomattavan suuria.

Kalliotunneliin voidaan tehdä vesitiivis teräsbetonirakenne tunneliin, joka estää vesien vuotamisen tunneliin. Kuitenkin voi tapahtua kuten edellä on esitetty, että betoniverhouksen takana vedet voivat vuotaa tunnelia pitkin pohjavesialtaasta toiseen.

### Työaikaisista tiivistystoimenpiteistä

Pohjaveden alaisia kalliotiloja rakennettaessa voi runsas pohjavedentulo kalliotilaan haitata myös rakennustyötä. Ruhjeiset kallioainekset tai kallion heikkokohdassa olevat maa-ainekset voivat lisäksi muuttua pohjavedenpaineesta juokseviksi. Tällöin tarvitaan työn suorituksessa erikoistoimenpiteitä. Kysymykseen tulevat tavanomaisen injektoinnin lisäksi jäädytys tai työskentely paineilmaa käyttäen.

Jäädyttäminen suoritetaan poraamalla heikkousvyöhykkeeseen putkia, joiden läpi johdetaan joko jäähdytettyä suolavettä tai nestemäistä tyypeä.

Ruotsissa on rakennettu kallion ruhevyöhykkeen läpi kulkevia viemäritunneliosia käyttämällä jäädytykseen nestemäistä tyypeä, jonka lämpötila on —196° C. Jäätyminen tapahtuu noin neljässä vuorokaudessa, minkä jälkeen heikkouskohta voidaan läpäistä turvalisästi.

Veden tunkeutuminen tunneliin voidaan estää myös käyttämällä paineilmaa, jolloin ilmanpaineen on oltava suurempi kuin hydrostaattinen paine heikkouskohdassa.

### Pohjaveden syöttäminen

Jos pohjavedenpinta alueella pääsee alenemaan työnaikaisesti tai rakentamisen jälkeen, voidaan yrittää lisätä pohjavettä pohjavesialtaaseen. Parhaisiin tuloksiin on Tukholmassa päästy, kun sedimenttiallas on muodoltaan ja pohjasuhteiltaan sellainen, että alueen reunalta voidaan laaja-alaisten ojien välityksellä syöttää vettä saven alapuo-

lisiin läpäiseviin maakerroksiin. Lisäksi voidaan suunnitella ja toteuttaa erilaisia suodatinputkijärjestelmiin perustuvia pohjaveden syöttöjärjestelmiä, joiden jatkuvasta toimivuudesta ei kuitenkaan ole vielä saatu riittävän hyviä kokemuksia Tukholmassa. Orsivettä on verrattain helppo lisätä, mutta savikerroksen alapuolella olevaa pohjavettä on sensijaan vaikeampi lisätä.

### Tarkkailutoimenpiteet

Maanalaisen rakentamisen vaikutuksen selvittämiseksi pohjaveteen on tarpeen käynnistää laajat tarkkailutoimenpiteet, pohjavesi- ja painumamittaukset.

Helsingissä on toteutettu tällä hetkellä noin 100 pisteen pohjavedenpinnan tarkkailujärjestelmä. Tämän lisäksi mitataan eräissä kohteissa katujen ja rakennusten painumia. Erityisen tärkeitä ovat vuotovesimittaukset maanalaisista tiloista, jotka varmemmin osoittavat pohjaveden alenemiseen vaikuttavan tekijän. Kaikilla näillä tarkkailutoimenpiteillä voidaan muodostaa käsitys maanalaisen rakentamisen vaikutuksesta alueen pohjavesitalouteen.

## 8. POHJAVESIKYSYMYSTEN HUOMIOONOTTO MAANALAISTEN TILOJEN SUUNNITTELUSSA, RAKENTAMISESSA JA KÄYTTÖSSÄ

Maanalaisen tilan rakentamisen ja käytön kannalta ei pohjavesikysymys ole tavallisesti tärkeä. Tämän vuoksi asia usein unohtuu rakennuttajalta. Pohjavesikysymysten oikeasta hoitamisesta muodostuu varsin laaja suunnittelu- ja tutkimustehtävä. Seuraavassa on pyritty antamaan tästä tehtäväkuvaus.

### Suunnitteluvaiheessa

Suunnitteluvaiheessa tulee selvittää maanalaisen tilan vaikutus alueen pohjavesitalouteen ja pohjaveden vaikutus maanalaiseen tilaan. Tällöin tulee selvittää mm.:

- Pohjavesi- ja painumahavainnointi riittävän ajoissa käyntiin.
- Pohjavesialtaiden muoto ja läpäisevyys.
- Perustustapaselvitys pohjavesialtaan alueella.
- Riskialtiit rakennukset ja rakenteet.
- Maanpinnan painuma-arviot.
- Pohjaveden pumppausmäärät pohjavesialtaan kiinteistöissä.
- Pohjaveden korvautuvuus.
- Maanalaiseen tilaan valuva sallittu pohjavesimäärä.

- Maanalaisen tilan työnaikaiset tiivistämis-toimenpiteet.
- Lopullisen rakenteen tiivistystoimenpiteet.
- Pohjaveden syöttöjärjestelmät pohja-vesialtaaseen.
- Vuotovesien mittaustoimenpiteet maanalaisessa tilassa.
- Pohjavedenpinnan ja painumien tarkkailuohjeet rakennustyön ja käytön aikana.

#### Rakentamisvaiheessa

Rakentamisvaiheessa tarvitaan mm. seuraavia toimenpiteitä:

- Tiivistystoimenpiteet suunnitelmien ja todettujen pohjavesivuotojen mukaan.
- Vuotovesikartoitus maanalaisista tiloista.
- Vuotomittaukset (vesinäytteistä myös kemiallisista analyyseja)
- Varautuminen vastatoimenpiteisiin pohjaveden aletessa.
- Jatkuvat pohjavedenpinnan korkeuden ja painumien mittaukset.

#### Käyttövaiheessa

Pohjavesikysymysten täydellinen hoitaminen edellyttää jatkuvaa tarkkailua

myös käyttövaiheessa. Tällöin tarvitaan mm. seuraavia toimenpiteitä:

- Jatkuvat vuotovesimittaukset maanalaisessa tilassa.
- Jatkuvat pohjavedenpinnan korkeuden ja painumien mittaukset.
- Varautuminen vastatoimenpiteisiin pohjavedenpinnan aletessa.

Pohjaveden alenemishaitat ovat savi-alueilla ikäviä asukkaille, vahinkojen korjauskustannukset kalliita ja riitakysymysten ratkaisu on juriidisesti erittäin monimutkaista. Laskut maksaa ilmeisesti maanalaisten tilojen rakennuttaja. Rakennuttajan tulee huolellisesti punnita riskejä ja harkita tarkasti, millä alueella ei laajaan pohjavesiselvitykseen tarvitse mennä.

Kun rakennuslaissa ja -asetuksessa ei pohjavesikysymyksistä ole selvää mainintaa, eivät tarkastavat viranomaiset ole näihin seikkoihin kiinnittäneet vielä suurempaa huomiota. Siitä huolimatta kannattaa kaupunkialueella tehdä kunnan selvitykset ja suunnitelmat pohjavedestä, sillä se tulee aikaa myöten kaikille edullisemmaksi.

#### Kirjallisuutta:

- (1) **Knuttson, G. ja Morfeldt, C-O.**, Vatten i jord och Berg, Ingenjärs-förlaget Tukholma 1973
- (2) **Stagg, K-G. and Zienkiewicz, O.C.**, Rock Mechanics in Engineering Practice, Lontou 1968
- (3) **Morfeldt, C-O.**, Sinificance of Ground-water at Rock Constructions of Different Typer International symposium on large permanent underground openings, Oslo 1969
- (4) **Broms, B.**, Grundvattensänkning — ett geotekniskt problem, Väg- och vattenbyggaren 6/1973 Tukholma
- (5) **Broms, B.**, Grundvattensänkning — orsaker, konsekvenser och mot-gärder, esitelmämoniste kursseilla Grundvatten — viktig råvara eller byggnads problem STF ingenjör's utbildning, Tukholma 1973

JORMA HARTIKAINEN

# Helsingin metron pohjavesitarkkailujärjestelmä

## 1. TARKKAILUN TAVOITTEET

Metron rakentaminen kuten kaikki muukin pohjavedenpinnan alapuolelle ulottuva rakentaminen aiheuttaa riskin pohjavedenpinnan alenemiseen. Koska pohjavedenpinnan alenemiseen johtava vuotovesimäärä voi olla työn ja rakenteen itsensä kannalta merkityksettömän pieni, jää se usein suunnittelussa, jopa metron suunnittelussa, vähäiselle huomiolle. Metron aiheuttamat riskit jakautuvat työnaikaisiin ja pysyviin sekä toisaalta tunnelien aiheuttamiin ja lippuhallien kaivantojen aiheuttamiin.

Suurin vaara työnaikaiseen nopeaan pohjavedenpinnan alenemiseen on olemassa lippuhallikaivantojen ja Kluuvin ruuhkeen läpäisyyn osalta. Pahimmat kallioruhjekohdat voivat aiheuttaa myöskin suhteellisen nopeaa pohjavedenpinnan alenemista.

Pysyvää pohjavedenpinnan alentumista voi aiheuttaa tunneleihin tai kalliotiloihin tiheä suhteellisen pieni vesimäärä. Esim. ruotsalaisten kokemusten mukaan 50–100 l/min. yhtä kilometriä metrolinjaa kohti voi aiheuttaa pysyvää pohjavedenpinnan alentumista, jos pohjavedenpinnan korvautuvuus alueella on huono. Tunneleiden ja kalliotilojen tekeminen täydellisesti vesitiiviiksi ei ole useimmiten teknillisesti tai taloudellisesti mahdollista. Kuitenkin niiden tiivistäminen em. arvoja tiiviimmäksi on mahdollista huolellisesti suoritetuilla esi-injektioinneilla, jotka tietenkin vaativat asianmukaista ennakkosuunnittelua.

Vaikka metron rakentaminen suoritetaan siten, että merkittävää riskiä pohjaveden alentumiselle ei aiheuteta, joudutaan pohjavedenpinnan tarkkailua metron mahdollisella vaikutusalueella suorittamaan johtuen jo rakennettujen kiinteistöjen suorittamasta pohjavedenpinnan alentamisesta. Koska monista metrolinjan varrella olevista kiinteistöistä pumpataan pohjavettä, eräistä hyvinkin syvältä, tarvitaan pohjavedenpinnan havainnointia vastuukysymysten selvittämiseksi ja metron syyttömyyden todistamiseksi.

Pohjavedenpinnan aleneminen aiheuttaa savialueiden painumista, kun savikerroksen alapuolinen pohjavedenpinta laskee sekä puisten perustusrakenteiden lahoamista, kun paalujen päitä ympäröivän pohjaveden tai orsiveden, savikerroksen yläpuolisen pohjaveden, pinta laskee niiden alapuolelle.

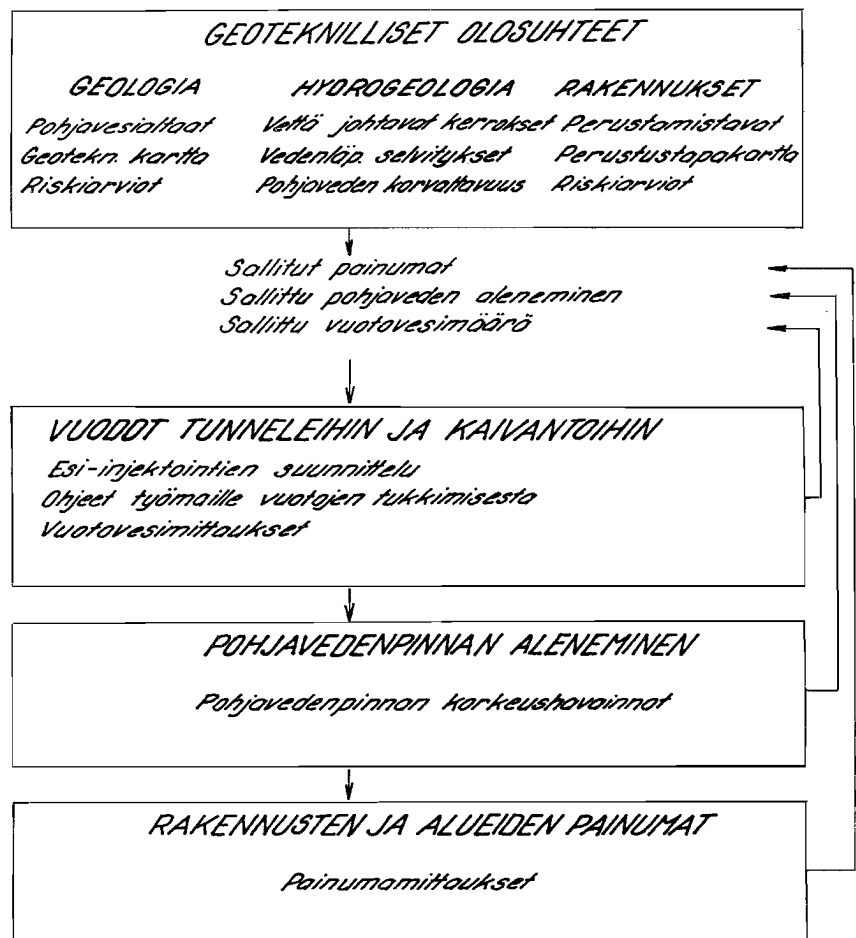
## 2. TARKKAILUJÄRJESTELMÄN KOKONAISRAKENNE

Pohjaveden tarkkailujärjestelmä pitäisi pystyä suunnittelemaan ja toteuttamaan kokonaisuudessaan kuvassa 1. esitetyn kaavion mukaisesti.

Lähtötietoina tarkkailujärjestelmän suunnittelua varten tarvitaan geologiset tiedot alueen pohjavesialtaista riittäväillä pohjatutkimuksilla varmistettuina sekä selvitys altaissa olevien savikerrosten

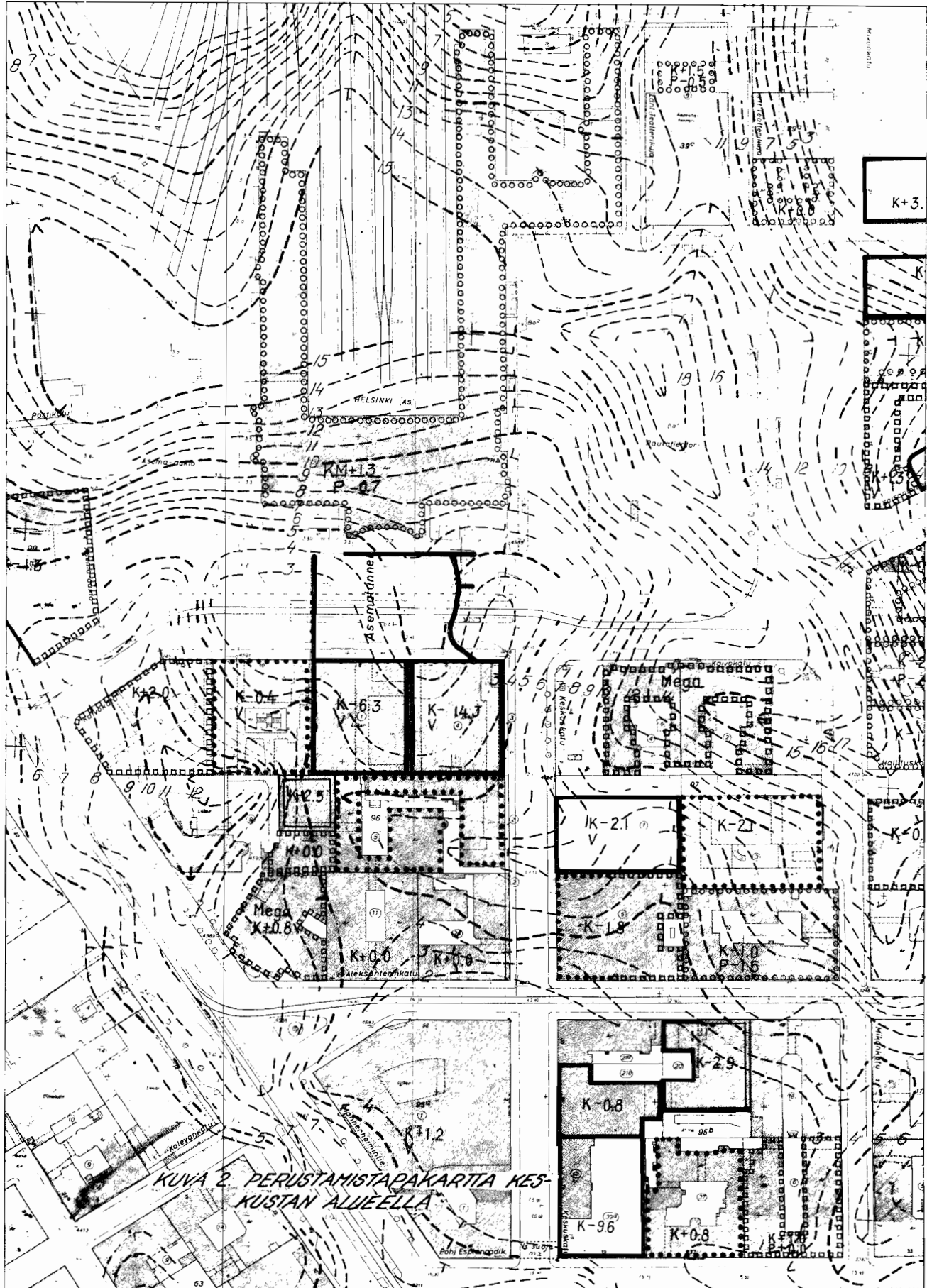
geoteknillisistä ominaisuuksista. Myöskin tarvitaan arviot vettä johtavien maa-kerrosten vedenläpäisevyydestä riittäväillä mittauksilla varmistettuna. Kaikkien vaikutusalueelle sattuvien pohjavesialtaiden osalta pitää lisäksi selvittää rakennusten perustustapa. Perustustavan selvittämiseen käytetään arkistotietoja, kiinteistökatselelmuksia ja erityisissä riskikohteissa tarvittavia lisätutkimuksia. Katselelmuksissa on erityisesti kiinnitettävä huomiota perustusten ja maanvaraisten lattioiden tämänhetkiseen kuntoon sekä kiinteistöissä suoritettaviin pumppauksiin.

Tutkimusten ja selvitysten perusteella laaditaan geoteknilliset kartat ja perustustapakartat. Perustustapakartan malli keskustan alueella on esitettyä kuvassa 2. ja merkintöjen selvitys kuvassa 3.










Kuva 1. Pohjaveden tarkkailujärjestelmän rakennemalli.



JORMA HARTIKAINEN, Tekn.tri  
Helsingin Kaupungin  
Geoteknillinen toimisto



## PERUSTUSTAPAKARTAN MERKINTÖJEN SELITE

	Talon perustuksesta ei ole tietoa
	Talo perustettu perusmuureilla tai -pilareilla kiinteän maakerroksen varaan
	Talo perustettu yhtenäisellä laotalla
	Talo perustettu perusmuureilla tai -pilareilla kalliolle
	Talo perustettu puupaaluilla
	Talo perustettu teräsbetonipaaluilla
	Talo perustettu suurpaaluilla (Kaivinpaaluilla, Frankipaaluilla jne)

## Lisämerkinnät

K+0.8	Alimman kellarin lattian korkeustaso
KK	Kantava kellarin lattia
KM	Maanvarainen kellarin lattia
P-0.5	Paalujen yläpäiden korkeustaso
V	Vesitiivis kellarirakenne
	Pysyvä pohjavedenpinnan havaintokaivo
	Pysyvä painumatarkkailupiste

## Kuva 3. Perustamistapakartan merkintöjen selitys.

Selvitysten perusteella laaditaan arviot alueiden painumisriskistä ja perustusten vaurioitumisriskistä sekä pohjaveden korvautuvuudesta. Sallitun painuman perusteella voidaan arvioida sallittu pohjavedenpinnan aleneminen. Kun pohjaveden korvautuvuus on tunnettu, voidaan sallitun pohjavedenpinnan alenemisen perusteella arvioida sallittu vuotovesimäärä.

## 3. VUOTOVESIMITTAUKSET

## 3.1 Yleistä

Jotta voitaisiin määrittää millaisia vesimääriä voidaan sallia vuotavan tunneleihin, kalliotiloihin tai lippuhallien

kaivantoihin riskialueilla, tulee tuntee pohjaveden korvautuvuus. Tähän vaikuttavat tärkeimpinä tekijöinä merivesi ja sadevedet. Korvautumisnopeus riippuu ratkaisevasti maakerrosten vedenläpäisevyydestä. Maakerrosten vedenläpäisevyyttä voidaan määrittää maakerrosten rakeisuuden perusteella, vedenläpäisevyyssokeilla laboratoriossa, vedensyöttökokeilla kentällä ja koe-pumppauksilla erityisessä riskikohteessa kuten Kluuvin ruhjeessa. Kallion vedenläpäisevyydestä voidaan saada kuva vesipainekokeella.

## 3.2 Suunnittelu- ja valvontatoimenpiteet

Eri riskikohteissa pyritään asetta-

maan rajat vuotovesimäärille, jotka voivat korvautua. Tämän perusteella suunnitellaan tiivistystoimenpiteet, lähinnä esi-injektioinnit. Työmaan valvojen valistaminen työnaikaisten vuotojen nopeaan tukkimiseen on myös tärkeä tehtävä. Vuotovesimääriä on seurattava vuotovesimittauksilla tunneleissa, kalliotiloissa ja kaivannoissa, jotta sallittujen vuotovesimäärien ylittyessä ryhdyttäisiin ajoissa vastatoimenpiteisiin. Koska sallittavat vuotovesimäärät ovat erittäin pieniä, joudutaan vuotovesimittaukset sekä työnaikaisesti että työn jälkeen suorittamaan mittakuopilla tai pienillä mittapadoilla. Hankaluutena vuotovesimittauksissa on pohjaveden erottaminen muista vesistä, kuten meripinta-, kondenssi-, viemäri- ja porausvesistä.

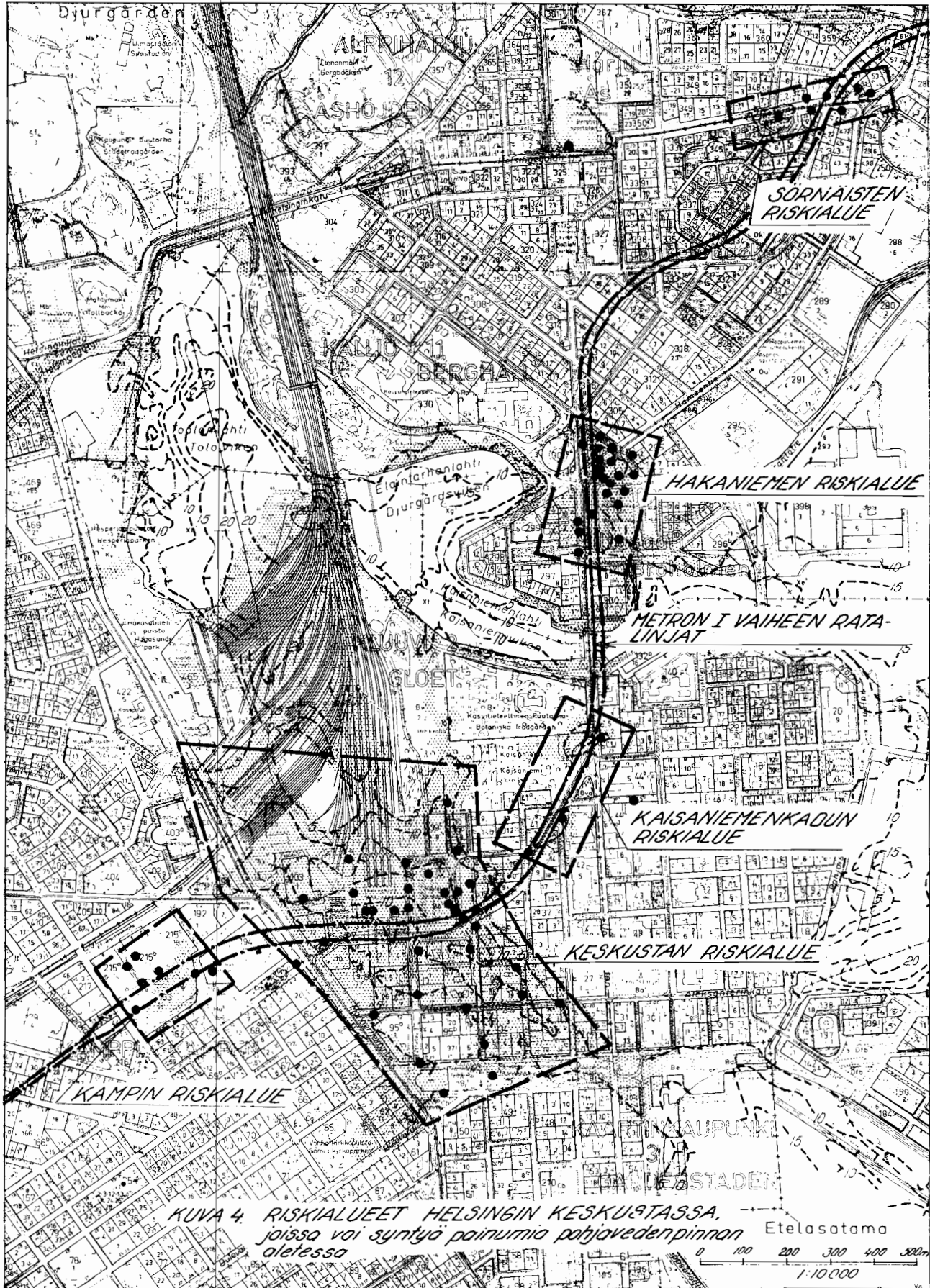
## 4. POHJAVEDENPINNAN KORKEUDEN TARKKAILU

## 4.1 Suunnittelu ja toteutus

Metron pohjavedenpinnan korkeuden tarkkailujärjestelmässä havaintopisteiden sijoitus perustuu useiden eri konsulttien suunnitelmiin. Yhteisenä suunnitteluperusteena geoteknillinen toimisto on esittänyt havaintopisteiden sijoittamista siten, että ne kattavat metron mahdollisella vaikutusalueella olevat savialueet ja muillakin alueilla olevat kiinteistöt, joissa on puisia perustusrakenteita sekä syvälle ulottuvia kellaritiloja, jotka voivat alentaa pohjavedenpintaa riskialueella. Metron I-vaiheen (Junatie—Kamppi) riskialueita ja havaintopistejärjestelmää esittää kuva 4. Havaintopisteitä oli geoteknillisen toimiston ja eri konsulttien toimesta rakennettu syyskuuhun 1973 mennessä noin 80 kpl. Metrolinjan suuntainen pituusleikkaus keskustan riskialueesta on esitetty kuvassa 5. Riskialueella tyypillisissä pohjasuhteissa havaintoputki käsittää saven alapuolisen eli pohjavedenpinnan havaintoputken ja saven yläpuolisen eli orsi-vedenpinnan havaintoputken. (kuva 6.)

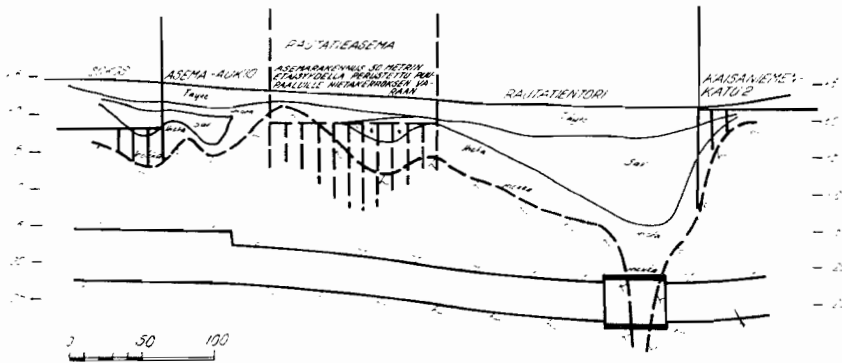
## 4.2 Käytetyt havaintoputkityypit

Suurin osa metron pohjavesitarkkailun perusverkon havaintoputkista on tehty käyttäen PVC-muoviputkia Ø 33/44 mm ja suodattimena suodatinhiekalla ympäröityä huokoskerkeä (piezometriä), jossa on keraamiset suodattimet ja muovinen tai pronssinen runko. Käytetyn havaintoputken rakenne on esitetty kuvassa 7. Vaihtoehtoisesti voidaan käyttää myöskin uritetusta PVC-muoviputkesta tehtyä siiviläosaa, joka myöskin ympäröidään suo-

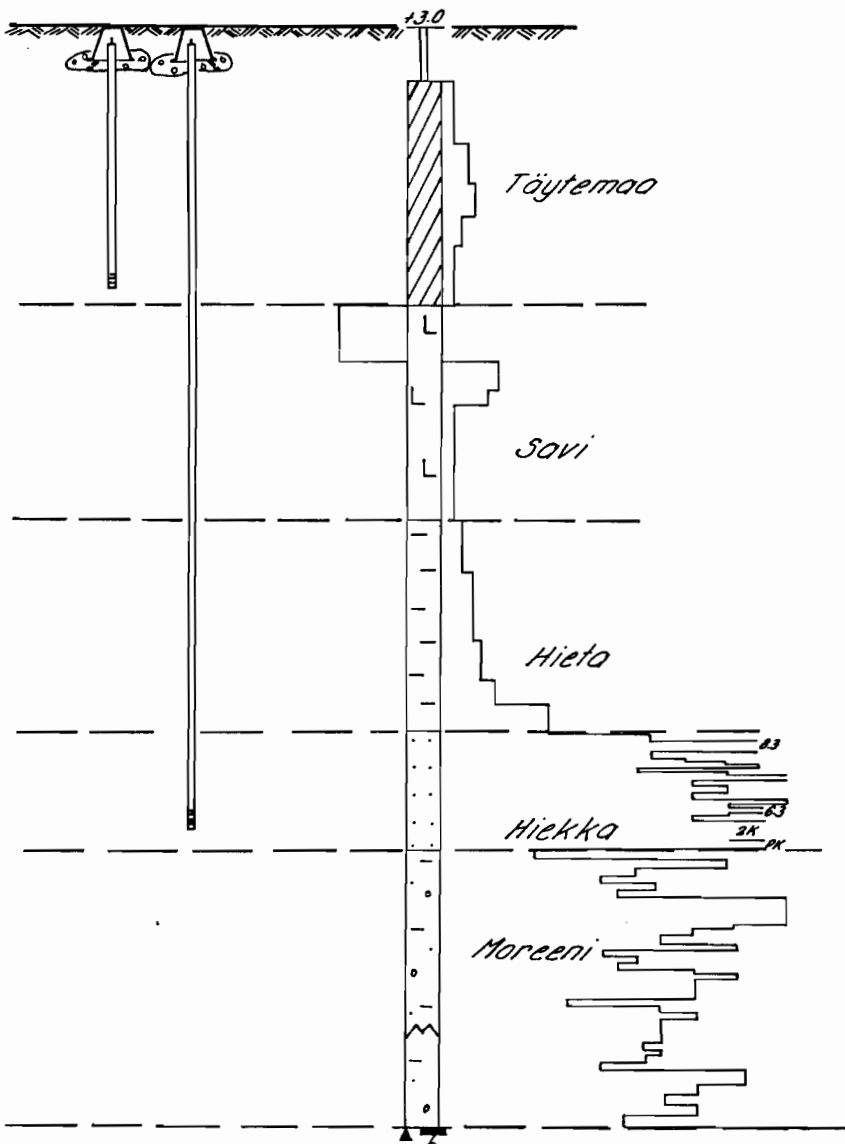


KUVA 4. RISKIALUEET HELSINGIN KESKUSTASSA, joissa voi syntyä painumia pohjavedenpinnan alenessa

Etelasatama  
0 100 200 300 400 500m  
1:10 000



Kuva 5. Pituusleikkaus metrolinjalta keskustan riskialueella.



Kuva 6. Havaintoputkien sijoitus riskialueella tyypillisissä pohjasuhteissa.

datinhiekalla. Tällaisen putken rakenne on esitetty kuvassa 8. Kuvassa 9 on esitetty käytettyjä huokoskärkiä ja siiviläputki.

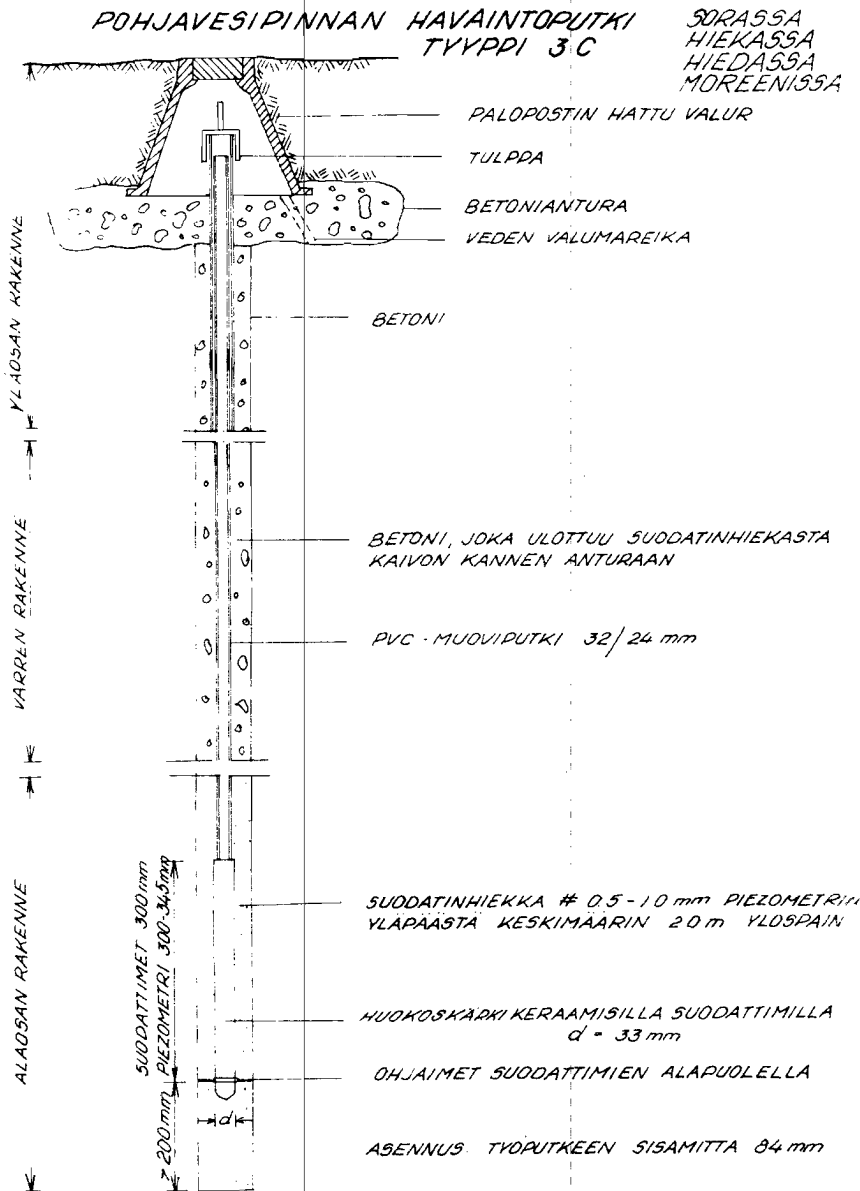
#### 4.3 Havaintoputkien asennus

Havaintoputkia maahan asennettaessa voidaan käyttää seuraavaa vaiheittaista työmenetelmää:

- Työputki kairataan aikaisemmillä tutkimuksilla määrättyyn läpäisevään kerrokseen (50 cm suunnitellun suodattimen alareunalla alapuolelle) porakonekairaus-, sydännäytekairaus- tai raskaalla heijarikairauskallustolla.
- Vedenpinta nostetaan maaputkessa vähintään 2 metriä pohjavedenpintaa ylemmäksi, jossa sitä pidetään kunnes maaputki on saatu ylös.
- Maaputki huuhdellaan tyhjäksi maaineksista 20 cm:n päähän maakenkästä.
- Havaintoputken liitokset tarkistetaan.
- Vedellä täytetty havaintoputki asetetaan mittaussyvytyteen.
- Suodatinhiekkaa valutetaan noin 1,5 metrin pituudella maaputken välittömästi ennen maaputken noston aloittamista.
- Maaputki nostetaan verovaisesti ylös pitäen havaintoputkea paikallaan (havaintoputken paikallaan pysymistä voidaan auttaa asennustangoilla tai putkilla) ja lisäksi aluksi riittävästi suodatinhiekkää.
- Havaintoputken ja maaputken väli täytetään ylempänä putkeen asetettavalla bentoniitilla. Havaintoputken suojaamiseksi voidaan käyttää bentoniitin sijasta ylös asti ulottuvaa betonointia.
- Havaintoputken toiminta tarkistetaan täyttämällä putki vedellä ja havaitsemalla veden laskeutumisnopeus ja taso, jolle se laskeutuu määrätysajassa (Esim. 5—15 min.).
- Havaintokaivon yläosan rakenne tehdään ja suojataan putken yläosassa sijaintipaikan vaatimusten mukaisesti. Yläosan rakenne on suunniteltava siten, ettei routiminen riko putkea.

#### 4.4 Muut mahdolliset havaintoputkityypit

Tukholman metron pohjavesitarkkailussa käytetään rakenteeltaan vielä huomattavasti Helsingissä käytettävää havaintoputkityyppiä pieniläpimittaisempaa ( $\varnothing$  mm) havaintoputkea, joka



Kuva 7. Metron pohjavesitarkkailussa käytettävä havaintoputki piezometrikärjellä.

asennetaan  $\varnothing 50 \text{ mm}$  työputken avulla (kuva 10).

Helsingin metron pohjavesitarkkailussa on esitetty käytettäväksi myös huomattavasti edellisiä suuriläpimittaisempaa ( $\varnothing 100 \text{ mm}$ ) havaintoputkityyppiä, joka asennettaisiin  $\varnothing 500 \text{ mm}$  kaivnopaalukalustolla.

#### 4.5 Havaintoputkien toiminta

Havaintoputken toiminnassa on oleellinen tekijä viive, jolla vedenpinta havaintoputkessa seuraa todellista pohjavedenpintaa. Viive riippuu lähinnä siivilä- tai suodatinosaa ympäröivän maakerroksen vedenläpäisevyydestä ja toisaalta havaintoputken suodattimen pinta-alan suhteesta havaintoputken poikkileikkauksen pinta-alaan. Käytetyil-

lä kevyillä havaintoputkityypeillä on viive hyvin läpäisevissä maakerrostumissa (hiekkä ja sitä karkeammat kerrokset) enintään muutaman minuutin suuruusluokkaa ja huonosti läpäisevissä maakerroksissa (siltti- ja moreenikerrokset) enintään noin vuorokausi. Esitetyllä raskaalla havaintoputkella olisi viive käytettyihin kevyisiin havaintoputkiin verrattuna noin kolminkertainen, jolloin se tietenkin antaisi pohjavedenpinnan korkeudelle juohevamman, enemmän kaunistellun diagrammin. Jotta kevyiden tai raskaiden havaintoputkien toimintavarmuus olisi valmistettu, niiden toiminta tarkistetaan neljännesvuositain ja aina, jos epäilyksiä toiminnasta ilmenee. Kevyet havaintoputket ovat uusittavissa tarvittaessa nopeasti ja halvalla.

#### 4.6 Havaintojen suoritus ja havaintovälit

Havainnot tehdään käyttäen sähköistä mittaluotia.

Metron perusverkon pohjavesitarkkailussa on käytetty havaintovälinä tasan yhtä viikkoa. Jos työnaikaisia vuotoja ilmensi, voitaisiin havaintoväliä luonnollisesti tihentää.

#### 4.7 Havaintotulosten esittäminen

Havaintopistesysteemistä on tulostettu geoteknilliset kartat, joissa on esitetty havaintopisteet ja savialueet saven syvyyskäyrillä varustettuna sekä maakerrosrakenteen kunkin havaintopisteen kohdalla. Havaintotuloksista piirretään käyrästä, jotka täydennetään välittömästi havaintojen suorittamisen jälkeen työmaille geoteknilliseen toimistoon. Ajan tasalla olevat käyrästä toimitetaan kuukauden välein metrotoimistolle ja suunnittelijoille.

Pohjavedenpinnan korkeudesta voidaan tehdä tarvittaessa korkeuskäyriä. Elokuun lopulla pohjavedenpinta sekä Hakaniemen että keskustan alueella oli selvästi merivedenpintaa alempana, ollen alimmillaan Hakaniemen alueella tasolla noin  $-0,70$  ja keskustan alueella noin  $-1,40$ . Orsivesi on sekä Hakaniemen että keskustan alueella pohjavedestä täysin erillinen ja oli alimmillaan tasolla noin  $+0,30$  Hakaniemen ja  $-0,80$  keskustan alueella. Vedenpintojen korkeuskäyristä voidaan päätellä pohjaveden ja orsiveden virtaussuunnat. Näin saadaan selville pahimmat pohjaveden alentajat jo ennen metron rakentamista.

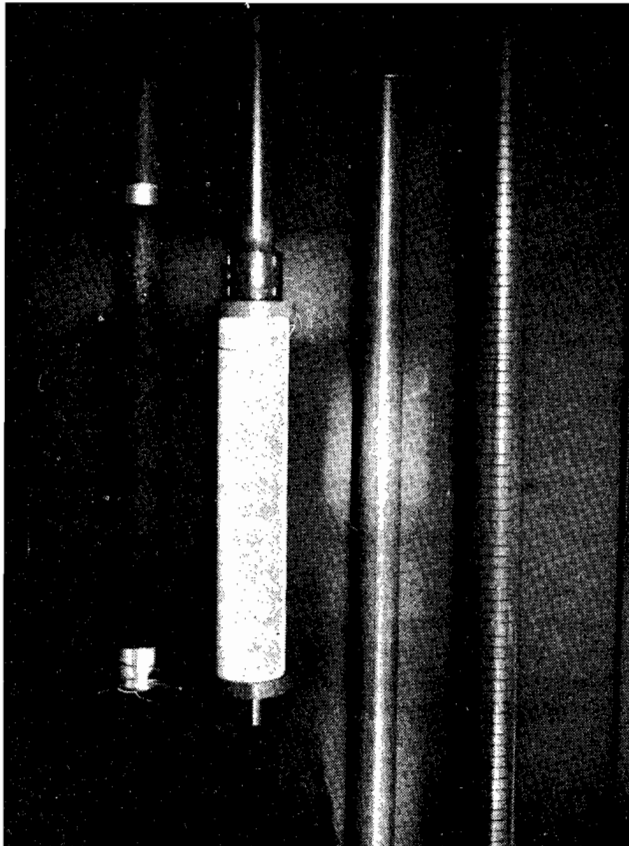
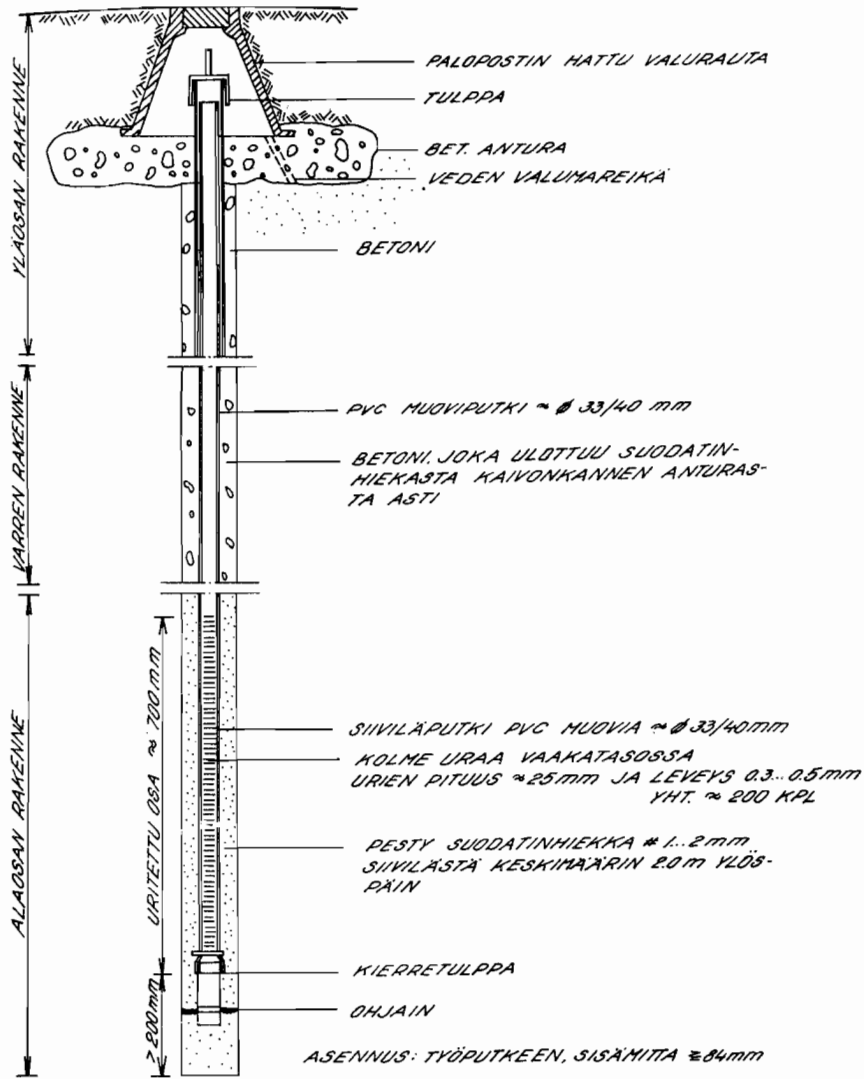
#### 5. PAINUMAMITTAUKSET

Metron I-vaiheen riskialueella lähinnä keskustassa ja Hakaniemessä on pohjavedenpinta jo ennestään alentunut. Tätä vastaava konsolidaatio ei ole vielä ehtinyt tapahtua. Näin ollen tuntuu todennäköiseltä, että savialueiden painumisnopeus on tällä hetkellä luokkaa  $1-2 \text{ cm/vuodessa}$ . Tällöin on jo syytä ryhtyä painumatarkkailuun vaikka metro ei alentaisikaan pohjaveden pintaa. Painumatarkkailua olisi syytä suorittaa savialueilla ja erityisesti riskinalaisissa rakennuksissa. Painumatarkkailua metron rakentamiseen liittyen suoritetaan toistaiseksi vain rautatien alueella. Painumatarkkailussa katu- ja pihajänteillä käytetään kuvassa 12. esittämää painumalevyä. Rakennusten painumatarkkailua suoritetaan rakennuksiin kiinnitettävistä pulteista.



**POHJAVESIPINNAN HAVAINNTOPUTKI  
TYYPPI 3D**

**SORASSA  
HIEKAASSA**



Kuva 8. Metron pohjavesitarkkailussa käytettävä havaintoputki siiviläkärjellä.

**6. METRON  
TARKKAILUJÄRJESTELMÄN  
NYKYVAIHE**

**6.1 Pitkäaikaiset mittaukset**

Metron I-rakennusvaiheen tunneli-  
osuuden pohjaveden tarkkailujärjestel-  
män osatekijöistä on pohjavedenpinnan  
korkeuden havainnointi lähes riittävästi  
järjestetty, korvautuvuuden selvitte-  
ly eräillä osa-alueilla käynnissä, vuoto-  
vesimittaukset tunneleista ovat vasta  
suunnitella, painumamittauksia on hiu-  
kan aloitettu, mutta enimmäkseen ni-  
itä vasta suunnitellaan, perustustapa-  
kartan laadinta sekä katselmusten suo-  
rittaminen ovat käynnissä. Pitkäaikaiset,  
harvemmin suoritettavat mittaukset tul-  
laan suorittamaan lähinnä geoteknilli-  
sen toimiston toimesta.

**6.2 Työnaikaiset mittaukset**

Työnaikaisesti joudutaan erilaisia  
mittauspisteitä rakentamaan lisää. Täl-  
löin on periaatteena suositeltu, että  
työnaikaiset mittauspisteet rakennetaan  
pysyvien mittauspisteiden vaatimusten  
mukaisesti. Näillä ei ole oleellista kus-  
tannuseroa, ja tällöin työnaikaiset mit-  
tauspisteet voidaan myöhemmin tarvit-  
taessa liittää pysyvän tarkkailujärjestel-  
män osiksi. Työnaikaiset mittauspisteet  
tullaan rakentamaan geoteknillisen toi-  
miston tai jonkun konsultin toimesta  
geoteknillisen toimiston valvonnassa.

Mittauksia voidaan tehdä tarvittaessa  
hyvinkin tiheästi ja ne suoritetaan jon-  
kun mittauskonsultin toimesta.

**7. VASTUUKYSYMYKSET METRON  
RAKENTAMISEEN LIITTYVÄSSÄ  
POHJAVEDENPINNAN KORKEUDEN  
TARKKAILUSSA**

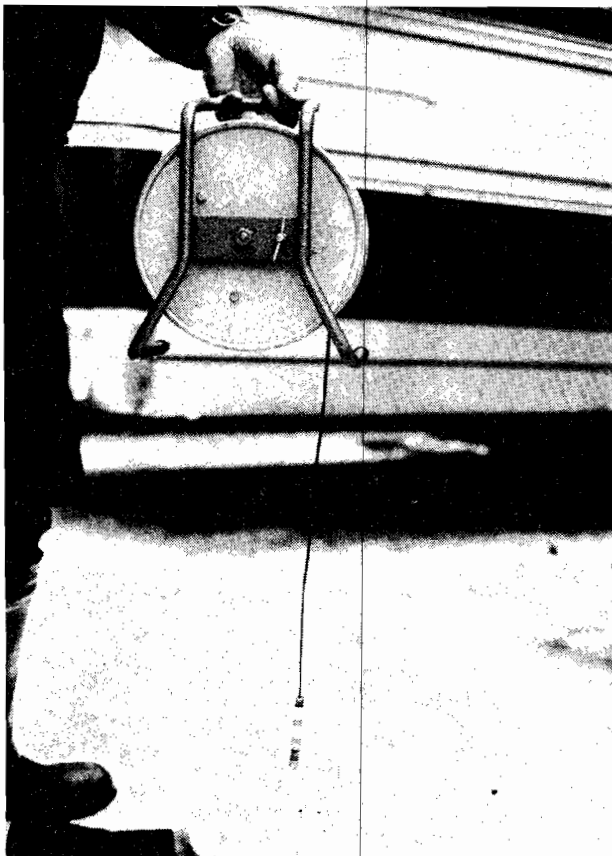
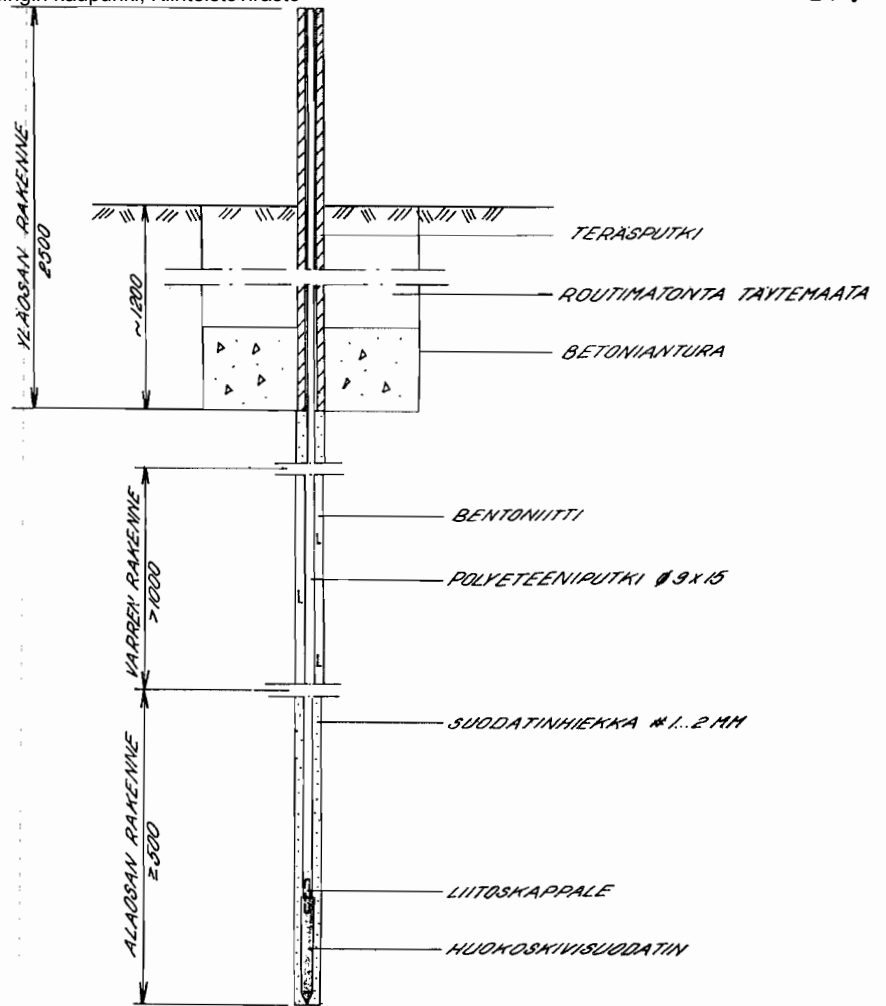
Helsingin kaupungin geoteknillinen  
toimisto suorittaa pohjavedenpinnan  
korkeuden tarkkailua metron rakenta-  
mista varten. Tällöin voi aiheellisesti  
herätä kysymys kaupungin toimiston  
jääviydestä kyseisen tarkkailun suorit-  
tamiseen. Muiden metrokaupunkien  
(esim. Tukholma) mukaisesti on lähde-  
ty siitä, että kaupungin suorittamat mit-  
taukset ovat päteviä. Mittaukset suori-  
te-

Kuva 9. Havaintoputkissa käytetyt huokoskärjet (piezometrit) ja siiviläputki.

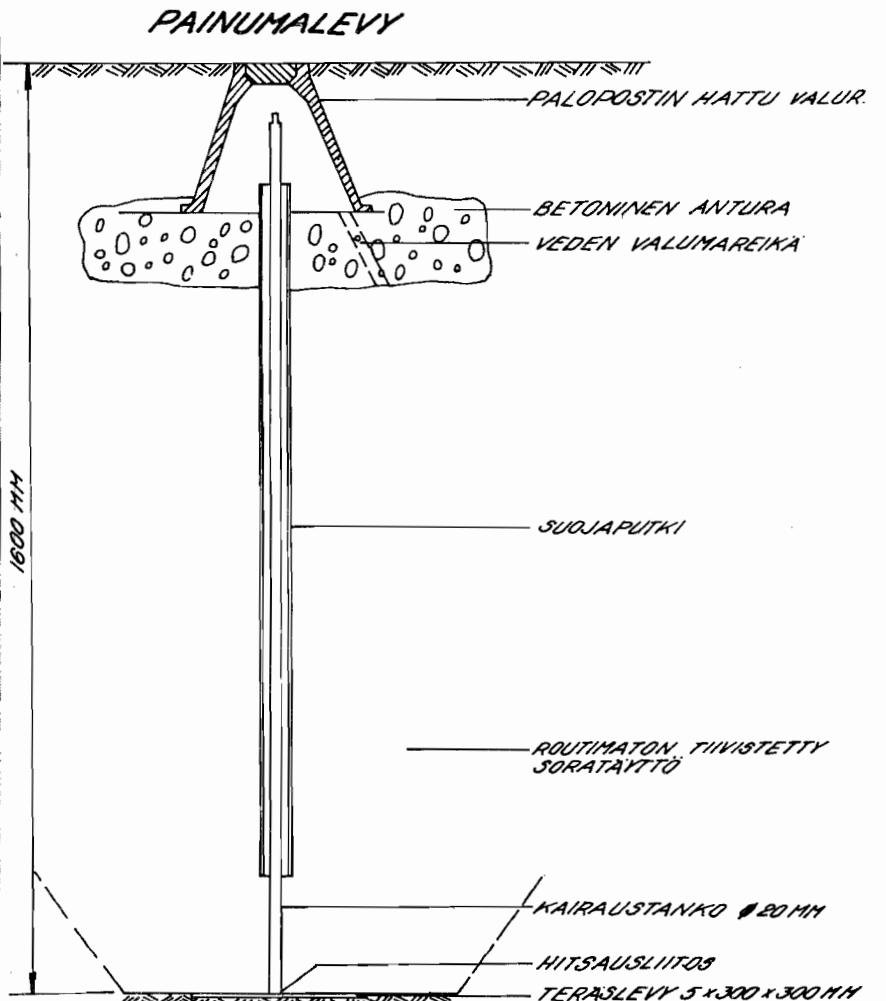
taan niin automaattisesti ja tulostetaan niin nopeasti, että mittausta suorittavilla henkilöillä ei ole mahdollisuutta muuttaa mittaustuloksia.

Metrotoimisto on pyrkinyt kuitenkin varmistamaan puolueettoman asiantuntemuksen pohjavesikysymyksissä käyttämällä suunnittelutyössä ulkopuolisia konsultteja ja ennenkaikkea pyytämällä pohjavesitarkkailusta lausunnon mm. vesihallitukselta ja tilaamalla valvonnan Valtion teknillisen tutkimuskeskuksen geotekniikan laboratoriolta.

Kuva 10. Tukholman metron pohjavesitarkkailussa käytettävä havaintoputki.



Kuva 11. Sähköinen mittaluoti.



Kuva 12. Painumalevy katualueella.



## 5. POHJATUTKIMUKSET KUNNALLISTEKNILLISESSÄ SUUNNITTELUSSA

Sisältö:	sivu
5.1 <u>Pohjatutkimukset suunnittelun eri vaiheissa</u>	28
5.11 Yleistä	28
5.12 Yleiskaavatasoinen pohjatutkimus	29
5.13 Asemakaavatasoinen pohjatutkimus	29
5.14 Alustava pohjatutkimus	30
Pääliikenneväylät, kadut ja rampit	31
Sillat ja alikulkutunnelit	31
Viemärit ja putkijohdot	31
Pumppaamot, puhdistamo ja muut yksittäiset kunnallisteknilliset rakenteet	32
5.15 Yksityiskohtainen pohjatutkimus	32
5.16 Pohjarakennustöiden valvontatutkimukset	32
5.2 <u>Selvitettävät maastosuureet</u>	32
5.3 <u>Tutkimusmenetelmät</u>	33
Maastotarkastus	33
Geofysikaalit menetelmät	33
Kairaukset	33
Näytteiden otto	34
Laboratoriotutkimukset	35
Pohjavesihavainnot	35
Kuormituskokeet	35
Painumamittaukset	35
5.4 <u>Tutkimustulosten esittäminen</u>	36

HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Niilo Volanen/em

Helsinki 11.2.1974

5.  
POHJATUTKIMUKSET KUNNALLISTEKNIILLISESSÄ SUUNNITTELUSSA

5.1  
Pohjatutkimukset suunnittelun eri vaiheissa

5.11  
Yleistä

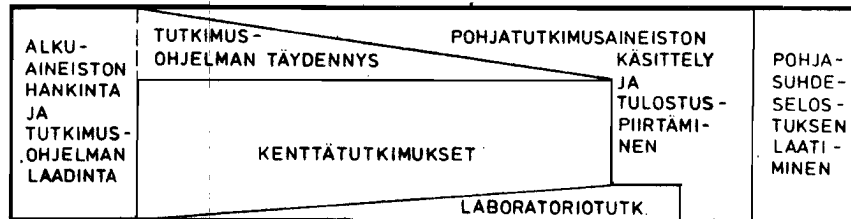
Geoteknilliset tutkimus- ja suunnittelutehtävät liittyvät kiinteästi kunnallistekniikan muuhun suunnitteluun ja etenevät samanaikaisesti muun suunnittelun kanssa. Kunnallistekniikan eri pohjatutkimusvaiheet ja niitä vastaavat suunnitteluvaiheet on esitetty kuvassa 1.

Kaavasuunnittelu	Kunnallisteknillinen suunnittelu	Geoteknillinen suunnittelu	Geoteknilliset tutkimukset
Yleiskaava	Verkoston reitit-suunnittelu (Hankesuunnittelu)	Orientoiva suunnittelu	Yleiskaavatasoisen pohjatutkimus
Kaavarunko Asemakaava	Verkkosuunnittelu (Esisuunnittelu)	Sijoittava suunnittelu	Asemakaavatasoisen pohjatutkimus
	Yleissuunnittelu	Mitoittava suunnittelu	Alustava pohjatutkimus
	Rakennussuunnittelu	Pohjarakennus-suunnittelu	Yksityiskohtainen pohjatutkimus
	Rakentaminen	Pohjarakennustöiden valvonta	Pohjarakennustöiden valvontatutkimukset
	Käyttö	Tarkastus	Käytönaikainen tarkkailu

Kuva 1.

Pohjatutkimuksen kulku on esitetty kuvassa 2. Pohjatutkimusohjelman laatiminen on työn tärkein vaihe, sillä siinä valitaan pohjatutkimuksen laatutaso (pistemäärät ja pohjatutkimusmenetelmät).

DI R. Hiltunen Maansiirto 7/73



Kuva 2.

### 5.12

#### Yleiskaavatasoinen pohjatutkimus

Yleiskaavavaiheessa tehdään kunnallistekniikan suunnittelussa katu-, putki- ja johtoverkostojen reittisuunnitelmien vertailuja ja etsitään sopivia puhdistamojen, pumppaamojen ym. teknillisen huollon laitteistojen sijoitusalueita. Jos kaavoitusta varten on suoritettu asianmukaiset pohjatutkimukset, riittävät ne yleensä myös kunnallistekniikan reittisuunnitelmien alueelliseen vertailuun. Kunnallisteknillisten rakenteiden sijoitusalueita valittaessa joudutaan usein kaava-asteisia pohjatutkimuksia täydentämään, sillä rakennealueen pohjaolosuhteilla on huomattava merkitys puhdistamon, pumppaamon ym. kunnallisteknillisten rakenteiden rakennuskustannuksiin.

Jos suunnittelualueella ei ole aikaisemmin suoritettu alueellisia pohjatutkimuksia, rajataan karttatulkinnan ja maastotarkastuksen perusteella ne osa-alueet, joilla on suoritettava tarkempia pisteittäisiä tutkimuksia. Pistetiheys on 100 ... 500 metriä, vastaten yleiskaavavaihteista pohjatutkimusta. Kairausmenetelminä käytetään yleensä kevyitä kairausmenetelmiä. Vaihtoehtoisten tunnelilinjojen tutkimisessa voidaan käyttää seismistä luotausta alustavana tutkimusmenetelmänä. Vesialueiden tutkimisessa voidaan käyttää myös akustista luotausta.

### 5.13

#### Asemakaavatasoinen pohjatutkimus

Kaavarunko- ja asemakaavoitusvaiheessa tapahtuu kunnallistekniikan verkkosuunnittelu, jolloin tutkitaan vaihtoehtoisia putki-, johto- ja katulinjoja sekä katujen risteysalueita. Samoin vertaillaan kunnallisteknillisten laitteistojen vaihtoehtoisia sijoituspaikkoja. Pohjatutkimustiedoilla ja geoteknillisellä suunnittelulla on tässä suunnitteluvaiheessa erittäin suuri vaikutus kunnallistekniikan rakennuskustannuksiin.

Asemakaavoitusta varten on yleensä suoritettu alueellinen pohjatutkimus mikä yleensä riittää myös tämän tasoiseen kunnallisteknilliseen suunnitteluun. Mikäli asemakaavoitusta varten ei ole suoritettu pohjatutkimuksia, tulee kunnallistekniikan suunnittelua varten suorittaa verkkosuunnittelun tai alustavan yleissuunnitelman pohjatutkimus.

Tällöin on tavoitteena selvittää kunnallistekniikkaa varten varatun alueen ("maastokäytävän") pohjasuhteet siten, että näiden tutkimusten perusteella pystytään suunnittelemaan alueen eri osien tarkoituksenmukainen käyttötapa. Tätä varten on tutkimusten perusteella pystyttävä alustavasti selvittämään alueen eri osissa kysymykseen tulevat perustamismenetelmät sekä pohjarakentamiseen liittyvät muut toimenpiteet pohjarakennuskustannusten suuruusluokkien alustavaa määrittämistä varten.

Pohjatutkimus on laadultaan ja pistetiheydeltään asemakaavoitusta varten suoritettujen pohjatutkimusten tasoinen. Tällöin kairauspisteiden keskinäinen etäisyys on tavallisesti 50 ... 100 metriä ja rinnealueilla tai muutoin pohjaolosuhteiden muuttuessa tulee pistetiheyttä tästä vielä lisätä.

Tutkittavan alueen tulisi ulottua varsinkin rinnemuodostumissa katualueen alkupuolelle, että voitaisiin selvittää pengerryksistä johtuvien alueellisten rinnesortumien syntymismahdollisuudet.

Tutkimusmenetelminä käytetään kevyitä kairausmenetelmiä sekä seismistä luotausta.

Edellä mainitut kunnallistekniikan suunnitteluvaiheet liittyvät kiinteästi muuhun kaavasuunnitteluun, joten näitä suunnitteluvaiheita varten suoritettujen pohjatutkimusten toimeksiantajana on tavallisesti ollut Kaupunkisuunnitteluvirasto.

#### 5.14

#### Alustava pohjatutkimus

Kun asemakaavoitukseen liittyvä kunnallisteknillinen suunnittelu on tehty, on suunnittelu siirtynyt tavallisesti rakennusvirastoon ja muille teknisen huollon laitoksille. Kunnallisteknillisten rakenteiden suunnittelussa alkaa lopullisen yleissuunnittelun vaihe. Tätä varten suoritetaan rakenteiden alustava pohjatutkimus.

Alustavan pohjatutkimuksen tavoitteena on selvittää pohjasuhteet siten, että voidaan suunnitella pohjasuhteiden kannalta rakenteiden edullisimmat korkeus-

asemat, perustustavat sekä muut pohjarakennustoimenpiteet ja niiden vaihtoehdot. Alustavan pohjatutkimuksen perusteella on pystyttävä määräämään myös pohjarakennuskustannukset yleissuunnitelman tarkkuudella.

#### Pääliikenneväylät, kadut ja rampit

Pehmeikköalueilla (turve-, lieju- ja savialueilla) painokairauksia suoritetaan ajoradan keskilinjalla 20 .. 40 metrin välein, sauma-alueilla tihentäen. Sivukaltevissa pohjasuhteissa tutkitaan poikkileikkauksia 20 ... 40 metrin välein, mutta tasaisissa pohjasuhteissa tutkitaan poikkileikkauksia yleensä vain korkeiden penkereiden ja luiskien kohdalla. Poikkileikkauksissa tulee kairaukset suorittaa 10 ... 20 metrin välein ja poikkileikkaukset ulotetaan 10 ... 40 metrin etäisyydelle keskilinjasta. Vakavuus- ja painumatarkastelua varten otetaan häiriintymättömiä näytteitä ja tehdään siipikairauksia tarpeellisissa kohdissa. Siipikairausten määräksi riittää noin 5 .. 10 % painokairauspisteiden määrästä. Suunnitellun kadun alle jäävä katupenkereen sijainti, paksuus ja pengermateriaali on selvitettävä.

Maa- ja kalliroleikkauksissa massataloutta varten selvitetään kallionpinnan sijainti porakonekairauksilla, ellei koekuopalla paino- ja lyöntikairauksella päästä tarvittavaan syvyyteen. Lisäksi selvitetään leikat-tavan maan laatu (routivuus ja käyttökelpoisuus rakennusmateriaaliksi).

#### Sillat ja alikulkutunnelit

Pehmeikköalueilla suoritetaan ajoradan keskilinjalla painokairauksia 10 ... 30 metrin välein ulottuen 30 ... 40 metriä pitemmälle otaksutusta sillan päästä. Poikkileikkaukset sijoitetaan otaksuttujen tukien kohdalle. Poikkileikkauksissa on painokairauspisteiden väli 10 ... 20 metriä. Penkereiden ja luiskien vakavuustarkastelua varten suoritetaan siipikairauksia leikkauslujuuden määrittämiseksi. Myös pohjavedenpinta on aina selvitettävä. Kallionpinnan sijainnin alustavaksi selvittämiseksi suoritetaan paino- ja lyöntikairausten lisäksi porakonekairauksia ainakin muutamassa pisteessä.

#### Viemärit ja putkijohdot

Katujen alustavan pohjatutkimuksen perusteella voidaan myös suunnitella katualueelle tulevat viemäri- ja putkijohdot. Mikäli viemäri- ja putkijohdot sijoitetaan katualueen ulkopuolelle, suoritetaan niiden suunnittelua varten alustava pohjatutkimus. Pohjatutkimukset suoritetaan samalla periaatteella kuin katujen pituusleikkauksessa.



Pumppaamot, puhdistamo ja muut yksittäiset kunnallisteknilliset rakenteet

Näiden rakenteiden alustavat pohjatutkimukset suoritetaan SGY:n talorakennuksen pohjatutkimusohjeita (TPO-73) soveltaen. Nämä julkaistaan vuoden 1974 aikana.

#### 5.15

Yksityiskohtainen pohjatutkimus

Yksityiskohtainen pohjatutkimus tehdään yleensä sen jälkeen, kun yleissuunnitelma on valmiina. Tällöin joudutaan usein tarkistamaan pohjarakennustoimenpiteiden yksityiskohtia ja suorittamaan tätä varten täydentäviä pohjatutkimuksia. Yksityiskohtainen pohjatutkimus on tarpeellista suorittaa yleensä paaluilla perustettavien kunnallisteknillisten rakenteiden sekä siltojen, pumppaamojen ym. yksittäisten rakenteiden kohdalla, kun taas katujen ja putkijohtojen osalla voidaan usein jo alustavassa tutkimusvaiheessa hankittuja pohjatutkimustietoja pitää riittävinä. Yksityiskohtaisessa pohjatutkimuksessa kairauspisteet sijoitetaan perustusrakenteiden kohdille, jolloin perustusolosuhteet voidaan selvittää tarkasti.

#### 5.16

Pohjarakennustöiden valvontatutkimukset

Vaikeissa perustamistöissä joudutaan suorittamaan geoteknistä työmaavalvontaa, joka sisältää mm. erikoismittauksia, paalutustöiden valvontaa ja tarkistavia kairauksia esim. massanvaihtojen kohdalla.

#### 5.17

Käytönaikainen tarkkailu

Käytönaikaisista tarkkailutehtävistä ovat yleisimpiä katujen, viemäreiden ym. rakenteiden painumahavainnot ja pohjavedenpinnan tarkkailu alikulkutunnelien ja viemäritunnelien vaikutusalueella.

#### 5.2

Selvitettävät maastosuureet

Pohjatutkimusten tarkoituksena on paikallistaa maakerrosten ulottuvuus kaikissa suunnissa ja selvittää maakerrosten geoteknilliset ominaisuudet. Maakerrosten ulottuvuus rajataan tuloksittelyn yhteydessä kaikkien saatavissa olevien pohjasuhdetietojen perusteella. Maakerrosten geoteknilliset ominaisuudet selvitetään pääasiassa maanäytteiden laboratoriotutkimuksilla. Eräitä ominaisuuksia, kuten leikkauslujuus siipikairalla ja rakenteellinen tiiveys, voidaan määrittää myös kairauksilla maastossa.

Pohjatutkimuksen edistyessä vaiheittain on maakerrosten ominaisuudet selvitettävä seuraavassa vaiheessa edellistä vaihetta tarkemmin ottamalla maanäytteitä laboratoriotutkimuksiin entistä useammista pisteistä ja ottamalla häiriintyneiden näytteiden sijasta häiriintymättömiä näytteitä sekä lisäämällä siipikairaus-ten määrää.

Kaikissa tutkimusvaiheissa tutkimuspisteet mitataan vaakatasossa 20 cm tarkkuudella ja korkeusmäärityksessä on riittävä tarkkuus  $\pm 5$  cm. Tutkimuspisteittäin selvitetään mm. kuivakuorikerroksen paksuus, pohjavedenpinnan sijainti, maakerrosten rajat, kiinteän pohjakerroksen sijainti ja kallionpinnan sijainti likimäärin tai tarkasti.

### 5.3

#### Tutkimusmenetelmät

##### Maastotarkastus

Maastotarkastuksella selvitetään tutkittavan alueen yleistopografia, geologinen yleisrakenne sekä vesiolosuhteet. Maastotarkastus perustuu pääasiassa silmämääräisiin havaintoihin, jolloin apuna käytetään ilmakuvakarttoja, topografisia ja geoteknisiä karttoja.

Tutkimusohjelman laatiminen perustuu yleensä maastotarkastuksella saatuihin ja aikaisemmin suoritettujen pohjatutkimusten tietoihin.

##### Geofysikaalit menetelmät

Seismisellä ja akustisella luotauksella voidaan kaavatasoisissa pohjatutkimuksissa selvittää likimääräisesti maakerrosten paksuus ja kallionpinnan sijainti.

##### Kairaukset

Tutkimustulosten yksikäsitteiseen tutkintaan pyrittäessä on käytettävä yhdenmukaista kairauskalustoa ja työsuoritusta. Suomen geoteknillinen yhdistys on julkaissut vuodesta 1968 lähtien eri kairausmenetelmistä kairausoppaita, joissa on esitetty kairauskalusto ja kairaustyön suoritusohjeet. Kunnallistekniikan pohjatutkimuksissa käytetään yleensä seuraavia kairausmenetelmiä:

- lyöntikairaus	Kairausopas I
- tärykairaus	
- painokairaus	Kairausopas I
- kevyt heijarikairaus	
- heijarikairaus	Kairausopas I
- puristinkairaus	
- siipikairaus	Kairausopas II
- porakonekairaus	Kairausopas V tekeillä
- putkikairaus	Kairausopas V tekeillä

TVH:n julkaisussa Maanrakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita osassa I, on myös yksityiskohtainen selvitys tutkimuskalustoista ja menetelmistä.

Kuvassa 3. on esitetty kairausmenetelmät ja suositeltava käyttötarkoitus.

KAIRAUSMENETELMA ON RIITTAVA -  <input checked="" type="radio"/> YKSINOMAISENA SELVITYKSENA SELVAPIIRTEISSA POHJASUHTEISSA <input type="radio"/> OSASELVITYKSENÄ <input type="radio"/> VIIITTEELLISENA  SELVITYKSEN KOHDE	KAIRAUSMENETELMA								
	PAINOKAIRAUS	PISTO - JA LYÖNTIKAIR	TÄRYKAIRAUS	HEIJARIKAIRAUS	PURISTINKAIRAUS	PUTKIKAIRAUS	PORAKONEKAIRAUS	SYDÄNNÄYTEKAIRAUS	SIIPIKAIRAUS
KALLIONPINNA SIJAINTI LIIKIMAAR / EPAVARMASTI	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>			
KALLIONPINNAN SIJAINTI TARKASTI / LUOTETTAVASTI						<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	
KALLION RAKENNE							<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	
KIINTEAN POHJAKERROKSEN SIJAINTI	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
MAAKERROSTEN RAJAT	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
MAALAJITYYPPI LIIKIMAARIN	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
KITKAMAAKERROKSEN TIIVEYS LIIKIMAARIN	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
KOHEESIOMAAN LUJUUS	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
KAIVULUOKITUS LIIKIMAARIN	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
POHJAVEDENPINNAN SIJAINTI						<input type="radio"/>			

\*) Putkikairaus tehtynä porakone tai sydännäytekairalla

\*\*\*) Putkikairaus tehtynä junntausmenetelmällä

Kuva 3.

### Näytteiden otto

Näytteenottoa ja näytteenottimia on selostettu Kairausopas III:ssa ja TVH:n Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita osassa I. Kuvassa 4. on esitetty erilaisten näytteiden ottamiseen suositeltavat näytteenottimet erilaisissa pohjasuhteissa.

NÄYTTEENOTTIMIEN SUOSITELTAVUUS VALITTAESSA  
NÄYTTEENOTINTA ERILAISTEN MAANÄYTEIDEN OT-  
TOON

Näytteenottotapa tai -otin	Häiriintymätön näyte							Häiriintynyt näyte						
	Maalajiryhmä							Maalajiryhmä						
	I	II	III	IV	V	VI	VII	I	II	III	IV	V	VI	VII
Koekuoppa (Kk)	○	○	●	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
Kierreotin (Kr)								○	○	○	○	○	○	○
Lapio-otin (Lp)								○	○	○	○	○	○	○
Kannuotin (Kn)								○	○	○	○	○	○	○
Pienoismäntäotin (Pm)								○	○	○	○	○	○	○
Heijarikairan näytteen- otin (He)								○	○	○	○	○	○	○
Heijarikairan sydännäyteotin (Hs)								○	○	○	○	○	○	○
Avoin putkiotin (Pa)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
Vesi- tai ilmahuuhtelu								○	○	○	○	○	○	○
Mäntäottimet (Mä)		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

Maalajiryhmät

- I eloperäiset maalajit
- II savi
- III kuivakuorisavi
- IV siltti
- V hiekka
- VI sora
- VII moreeni

Merkinnät

- = saadaan yleensä hyviä näytteitä
- = voidaan saada tyydyttäviä näytteitä
- = ei saada yleensä käyttökelpoisia näytteitä tai otinta ei normaalisti käytetä

Kuva 4.

Laboratoriotutkimukset

Laboratoriotutkimusten suoritusohjeet on julkaistu VTT:n Geotekniikan laboratorion julkaisussa, Laboratoriotutkimukset ja TVH:n Maarakennusalan tutkimus- ja suunnitteluohjeita osassa II.

Pohjavesihavainnot

Pohjatutkimusten yhteydessä on rakennuspaikalla suoritettava pinta- ja pohjavesihavainnot. Pohjavedenpinnan havainnot tehdään SGY:n Kairausopas IV:n luonnoksen mukaisesti. Tämä julkaistaan vuoden 1974 alussa.

Kuormituskokeet

Kuormituskokeita, kuten levykuormituskokeet, Benkelman-palkkimittaukset jne. käytetään rakennettujen penger-täytteiden kantavuuden selvittämiseen.

Painumamittaukset

Katupenkereen, rakennusten ja maapohjan painumia vaaitaan painumalevyistä ja -letkuista sekä rakenteisiin kiinnitetyistä tarkkailupulteista.

## 5.4

Tutkimustulosten esittäminen

Maastosta ja laboratoriosta saatu tutkimusaineisto saatetaan piirtämällä ja tulokäsittelyllä havainnolliseen ja ymmärrettävään muotoon, jotta suunnittelijat ja rakentajat voivat käyttää niitä hyväksi mahdollisimman tehokkaasti suunnittelu- ja rakennusvaiheessa. Pohjatutkimuksen tulokset esitetään pohjatutkimusselostuksessa sekä siihen liittyvinä taso- ja leikkauspiirustuksina ja taulukoina.

Kunnallisteknillisten rakenteiden pohjatutkimusten tutkimuskartan mittakaava on sama kuin laadittavan kaava-suunnitelman mittakaava 1:10 000, 1:4000 ja 1:2000. Tutkimuskartalla esitetään tavallisesti tutkimuspistetiedot geoteknillisten aluetyyppien rajat ts. alueet, joissa on samanlaiset geoteknilliset olosuhteet ja pehmeikköalueilla saven alapinnan syvyyskäyrät. Geoteknillisissä tyyppileikkauksissa esitetään tutkimustiedot geoteknillisiä piirustusmerkintöjä käyttäen ja eri maakerrosten rajat. Leikkauspiirustusten pituusmittakaava valitaan yleensä samaksi kuin tutkimuskartan mittakaava ja korkeussuunnassa mittakaava on yleensä 1:200 tai 1:100.

Alustavan pohjatutkimuksen tutkimuskartta piirretään samaan mittakaavaan 1:2000, 1:1000, 1:500 kuin rakenteen yleissuunnitelmakin. Tutkimuspistetietojen lisäksi esitetään tarpeen mukaan turpeen ja saven alapinnan sekä kallionpinnan syvyys- tai korkeuskäyrästä. Yksiajorataisen tien ja kadun sekä johtolinjojen kohdalla yksi pituusleikkaus kummankin ajoradan kohdalta. Pohjatutkimuksen pituusleikkauksen pituus- ja korkeusmittakaava on yleensä sama kuin rakenteiden yleissuunnitelmapiirustusten. Lisäksi esitetään kaikki tutkitut poikkileikkaukset mittakaavassa 1:200 tai 1:100.

Yksityiskohtaisissa pohjatutkimuksissa esitetään yleensä tutkimuskartta ja leikkauspiirustukset samassa mittakaavassa 1:200 tai 1:100, jolloin maakerrokset ja luiskien kaltevuudet esiintyvät piirustuksissa luonnollisessa kaltevuudessa.

Leikkauspiirustuksissa esitetään maasto- ja laboratorio-tutkimustulokset ja näiden perusteella määritetyt maakerrosten rajat. Jos pohjatutkimustuloksia ei ole yhtenäisesti käsitelty selvään ja ymmärrettävään muotoon, on pohjatutkimustyöstä ja syntyneistä kustannuksista ainakin puolet mennyt hukkaan.

## 6. GEOTEKNILLISTEN KARTTOJEN TULKINTA

Sisältö:	sivu
6.1 Käytettävissä oleva geoteknillinen kartta-aineisto	37
6.2 Karttojen sisältö	37
6.3 Karttojen tulkinta	39



HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
 GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Volanen/em

Helsinki 30.10.1973

6.  
 GEOTEKNILLISTEN KARTTOJEN TULKINTA

## 6.1

Käytettävissä oleva geoteknillinen kartta-aineisto

Geoteknilliset kartat koko Helsingin kaupungin alueelta piirretään mittakaavassa 1:2000, joita täydennetään jatkuvasti. Nämä karttalehdet on pienennetty myös 1:10 000 negatiiveiksi, joista tarvittavat tiedot on piirretty 1:10 000 karttalehdille. Vuoden 1973 alussa geoteknillinen kartta 1:10 000 painettiin myös 6-värisenä.

Pienentämällä 1:2000 mittakaavaiset geoteknilliset karttaelementit mittakaavaan 1:4000 ja kopioimalla nämä 1:4000 pohjakarttojen kanssa päällekkäin, saadaan luku-kelpoinen geoteknillinen kartta 1:4000 mittakaavassa ilman piirtämistoimenpiteitä.

Kantakaupungin alueelta on lisäksi laadittu geoteknillisiä karttoja mittakaavassa 1:500 saven ja kallion korkeuskäyrillä. Lisäksi on olemassa kaupunkimittausosaston laatimia luonnontilaismaastokarttoja mittakaavassa 1:2000 ja 1:10 000, joissa on esitetty vanhoista kartoista saatujen tietojen perusteella luonnontilaisen maaston maanpinnan korkeuskäyrät, rantaviiva ja kalliopaljastumat.

## 6.2

Karttojen sisältö

Geoteknilliset kartat sisältävät seuraavia tietoja:

- pohjakarttatiedot
- maanpinnan korkeuskäyrät
- kalliopaljastumat
- kallionpinnan ja saven sekä turpeen alapinnan syvyyskäyrästöjä
- tutkimuspisteet
- pohjavesihavainnot
- geoteknilliset aluetyypit.

Kuvassa 4 on karttanäyttein selvitetty eri mittakaavaisten geoteknillisten karttojen sisältöä ja rakennetta tarkemmin.



mittakaava	1:500	1:2000	1:10 000
karttatunnus	GEO 0,5 M	GEO 2 M	GEO 10 M
karttalehti	80 x 60 cm <sup>2</sup>	80 x 60 cm <sup>2</sup>	32 x 24 cm <sup>2</sup>
sisältö	<ul style="list-style-type: none"> <li>- karttapohja</li> <li>- kairauspisteet</li> <li>- saven alapinnan tai kallionpinnan korkeuskäyrät</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- karttapohja</li> <li>- kairauspisteet</li> <li>- saven alapinnan tai kallionpinnan syvyyskäyrät maanpinnasta</li> <li>- geoteknilliset aluetyyppit</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- karttapohja</li> <li>- tyypilliset kairauspisteet</li> <li>- saven alapinnan syvyyskäyrät maanpinnasta</li> <li>- geoteknilliset aluetyyppit</li> </ul>
2+3+4 geoteknillinen kartta (yhdistelmäkuultomuovi)			
4 käyrät (muovi)			
3 kairauspisteet geoteknilliset aluetyyppit (muovi)			
2 pohjakartta (2 muovia)			
1 Luonnontilaismaaston kartta (kuultomuovi)			

Kuva 4. Geoteknillisten karttojen rakenne, sisältö ja karttanäytteet.

## 6.3

Karttojen tulkinta

Geoteknillisissä kartoissa esitetyt tiedot palvelevat alueen maankäytön suunnittelua eri kaavoitusvaiheissa ja yksittäisen rakennuskohteen hanke- ja esisuunnittelua. Kartoissa esitetyt geoteknilliset tiedot eivät ole riittäviä yksityiskohtaiseen rakennussuunnitteluun.

Kunnallistekniikan verkkosuunnittelussa karttojen geoteknilliset tiedot ovat yleensä riittäviä, mutta kunnallistekniikan yleissuunnitteluvaiheessa joudutaan usein suorittamaan lisätutkimuksia.

Geoteknillisen kartan käytön helpottamiseksi on kartta jaettu geoteknillisiin aluetyyppeihin, ts. alueisiin, joissa on samat geoteknilliset olosuhteet. Tässä aluetyypityksessä on pyritty rajaamaan ne alueet, joissa samanlaisen rakennetyypin perustustapa on yleensä sama. Perustussyvyys sitävastoin voi samalla aluetyypillä vaihdella hyvin suuresti.

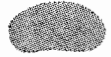










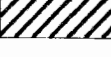

Kuvassa 5 on esitetty geoteknilliset aluetyypit ja niiden rakenne.

Päätyypit on nimetty yli 3 m paksuisen ylimmän maakerroksen mukaan. Tämä 3 m rajapaksuus on valittu siksi, että rakenteiden perustustavan valintaan ei ohuempi pintakerros vaikuta ratkaisevasti.

Täytealue on otettu omaksi päätyypiksi siksi, että täyterroksen materiaali ja tiiveys voi samalla täytealueella vaihdella hyvin paljon, mikä vaikuttaa ratkaisevasti rakenteiden perustustavan valintaan.

Päätyypin maakerroksen päällä tai alla olevat geoteknillisesti merkittävät maakerrokset esitetään yhdistelmätyypeinä. Geoteknillisesti merkitsevällä maakerroksella tarkoitetaan tässä 1 ... 3 m paksuista savi-, turve- tai täyterrosta. Tällä kerroksella on oleellinen merkitys rakenteiden perustustavan valintaan ja perustussyvyyteen. Saven välilievealueella (II<sub>4</sub>), jossa päätyypin (II) kitkamaakerroksen alla on 1 ... 3 m paksuinen kokoonpuristuva savikerros (4), joudutaan useampikerroksisten rakennusten perustukset ulottamaan paaluilla välillä olevan savikerroksen lävitse. Tällaisia "vaarallisia" saven välilievealueita esiintyy laajempina alueina Helsingin alueella Vuosaarella, Myllypurossa, Kontulassa ja Jakomäessä.

Kuva 5. Helsingin kaupungin käyttämät geoteknillisten karttojen aluetyypit.

GEOTEKNILLISET ALUETYYPIT		OMRÅDEN MED LIKARTEDE GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN	
PÄÄTTYYPPI HUVDUTYP	Rakenne Struktur		
HARM.		KALLIOPALJASTUMA BERG I DAGEN	
RUSK.		I KALLIOINEN ALUE BERGIGT OMRÅDE	Maakerroksen paksuus 0 ... 3 m Jordlagrets tjocklek 0 ... 3 m
KELT.		II KITKAMAA-ALUE FRIKTIONSJORDSOMRÅDE	Kitkamaakerroksen (karkea hieta, hiekka, sora ja moreeni) paksuus yli 3 m Friktionsjordsskikt (grov mo, sand, grus och morän) med en tjocklek över 3 m
VIHR.		III SILTTIALUE SILTOMRÅDE	Silttikerroksen (hiesu ja hienohieta) paksuus yli 3 m Siltskikt (mjåla och finmo) med en tjocklek över 3 m
SIN.		IV SAVIALUE LEROMRÅDE	Savikerroksen paksuus yli 3 m Lerskikt med en tjocklek över 3 m
VIOL.		V TURVEALUE TORVOMRÅDE	Turvekerroksen paksuus yli 3 m, jonka alla yleensä savikerros Torvskikt med en tjocklek över 3 m, under vilket i allmänhet ett lerskikt
PUN.		X TÄYTEALUE FYLLNINGSSOMRÅDE	Täytekerroksen paksuus yli 3 m, jonka alla yleensä savikerros Fyllningsskiktets tjocklek över 3 m, under vilket i allmänhet ett lerskikt
<p>Päätyypin maakerroksen päällä tai alla olevat geoteknillisesti merkittävät maakerrokset esitetään yhdistelminä Geotekniskt betydelsefulla jordsskikt på eller under huvudtypens jordlager framställs som kombinationer</p>			
Yhdistelmätyyppi: Kombinationstyp:		Rakenne: Struktur:	
KELT. sin.		4 II Saven lievealue Lerans randområde	Päätyypin (II) kitkamaakerroksen päällä oleva 1 ... 3 m paksuinen luonnontilainen savikerros (4) 1 ... 3 m tjockt lerskikt (4) i naturtillstånd på huvudtypens (II) friktionsjordsskikt
KELT. sin.		II <sub>4</sub> Saven välilievealue Lerans mellanrandområde	Päätyypin (II) kitkamaakerroksen alla oleva 1 ... 3 m paksuinen luonnontilainen savikerros (4) 1 ... 3 m tjockt lerskikt (4) i naturtillstånd under huvudtypens (II) friktionsjordsskikt
KELT. viol.		5 II Turpeen lievealue Torvens randområde	Päätyypin (II) kitkamaakerroksen päällä oleva 1 ... 3 m paksuinen luonnontilainen turvekerros (5) 1 ... 3 m tjockt torvskikt (5) i naturtillstånd på huvudtypens (II) friktionsjordsskikt
SIN. viol.		5 IV Turpeen lievealue Torvens randområde	Päätyypin (IV) savialueen päällä oleva 1 ... 3 m paksuinen luonnontilainen turvekerros (5) 1 ... 3 m tjockt torvskikt (5) i naturtillstånd på huvudtypens (IV) lerområde
SIN. kelt.		2 IV Kitkamaan lievealue Friktionsjords randområde	Päätyypin (IV) savialueen päällä oleva 1 ... 3 m paksuinen luonnontilainen kitkamaakerros (2) 1 ... 3 m tjockt friktionsjordsskikt (2) i naturtillstånd på huvudtypens (IV) lerområde
SIN. pun.		10 IV Täytteen lievealue Fyllnings randområde	Päätyypin (IV) savialueen päällä oleva 1 ... 3 paksuinen täytekerros (10) 1 ... 3 tjockt fyllningsskikt (10) på huvudtypens (IV) lerområde

Geoteknillisillä kartoilla on esitetty saven alapinnan syvyyskäyrästä, joka ilmoittaa saven alapinnan syvyyden metriä maanpinnasta. Savikerroksen paksuudesta voidaan arvioida suunniteltujen rakenteiden perustustapa ja yleensä myös perustussyvyys. Myös maanvaraannettujen kevyiden rakenteiden painumia voidaan arvioida, kun tunnetaan rakenteiden alla olevan savikerroksen paksuus.

Geoteknillisillä kartoilla on esitetty myös tutkimuspisteet. Kairauspistemerkinnöistä nähdään kairaustapa ja kairauksen päättymissyvyys. Kairauksen päättymissyvyys ilmoittaa kiinteän pohjakerroksen tai kallionpinnan syvyyden. Tällöin voidaan geoteknillisiltä kartoilta arvioida tukipaalujen pituus, sillä tukipaalut tunkeutuvat suunnilleen paino- ja heijarikairausten päättymistasoon.

Kuvassa 6 on esitetty geoteknillisillä kartoilla esitetyt kairauspistemerkinnät.

Kuva 6.

## KAIRAUSPISTEMERKINNÄT:

## BORRHÄLSBETECKNINGAR:

● Painokairaus Viktsondering	○ Kairaus päättynyt todennäköisesti kiinteään pohjakerrokseen Sondering till förmodad fast botten
⊠ Siipikairausreikä Vingborrhål	○ Kairaus päättynyt todennäköisesti kiveen tai kallioon Sondering till förmodad sten eller berg
○ Näytteenotto kairausreikästä Tagning av jordprov i borrhålet	○ Kairaus päättynyt todennäköisesti kallioon Sondering till sannolikt bergsyta

Kairauspistemerkintöjen yhdistelmä:	16.3.64	+15.0	Pohjavedenpinta havaintoputkessa 16.3.64 korkeudella +15.0
		+16.3	Maanpinnan korkeus NN ±
Maakairauksen päättymissyvyys metreinä maanpinnasta	15.3.	+ 1.0	Maakairauksen päättymiskorkeus NN ±
Kalliokairauksen päättymissyvyys metreinä maanpinnasta	18.2.	- 1.9	Kalliokairauksen päättymiskorkeus NN ±
Kombination av borrhälsbeteckningarna:	16.3.64	+15.0	Grundvattenytans nivå i observationsröret samt observationsdatum
		+16.3	Markytans nivå NN ±
Jordsonderingens avslutningsdjup räknat i meter från markytan	15.3.	+ 1.0	Jordsonderingens avslutningsnivå NN ±
Bergsonderingens avslutningsdjup räknat i meter från markytan	18.2.	- 1.9	Bergsonderingens avslutningsnivå NN ±

Geoteknillisiin karttoihin liittyviä leikkauspiirustuksia valmistuu jatkuvasti lisää tutkimusten lisääntyessä. Leikkauspiirustuksesta nähdään maakerrokset ja niiden ominaisuudet suunniteltavalta alueelta tarkemmin.

Geoteknilliset kartat ja niihin liittyvät leikkauspiirustukset sisältävät suunnittelussa tarvittavat geoteknilliset lähtötiedot, joita oikein tulkit-

semalla voidaan ennakoivasti päätellä alueelle suunniteltujen rakenteiden pohjarakennustoimenpiteet ja niistä aiheutuvat kustannukset.

Yleiset periaatteet geoteknillisten karttojen tulkin-  
nassa voi suunnittelija oppia koulutuksella  
ja kokemuksen kautta. Luotettavimmin tulevat kuitenkin  
luonnonolosuhteet huomioitua, jos geoteknikko on suunnitteluryhmässä pohjaolosuhteiden laadusta riippuen suuremmalla tai pienemmällä panoksella mukana.

## 7. POHJARAKENNUS KUNNALLISTEKNIIKASSA

Sisältö:	sivu
7.1 <u>Uudet maaperän luokitustavat</u>	43
7.11 Geoteknillinen maaluokitus	43
7.111 Yleistä	43
7.112 Geotekninen maalajiluokitus	44
7.1121 Maalajiryhmät	44
7.1122 Kivennäismaalajien lajitteet	45
7.1123 Maalajit	46
7.113 Luokitusominaisuudet	47
7.1131 Humuspitoisuus	47
7.1132 Lajitepitoisuus	48
7.12 Muut maalajiluokitukset	49
7.13 Kaivuluokitus	51
7.2 <u>Liikenneväylät</u>	53
7.21 Kadut	
7.211 Geoteknillisen suunnittelun liittymisen katusuunnitteluun	53
7.212 Perustustavan valinta	53
7.213 Vakavuus	55
7.214 Painumat	57
7.215 Perustustavat pehmeiköillä	60
Perustaminen suoraan maan varaan	60
Arinarakenteet	60
Stabilointi	60
Esikuormitus ja pystyojat	61
Kevyet täytteet	62
Massanvaihto	62
Pengerpaalutus	62
7.216 Kadun pohjarakennuskustannukset	64

	sivu
7.22 Eritasoristeilyt ja sillat	64
7.221 Perustustavat	64
Kallioperustukset	64
Maanvaraiset perustukset	64
Paaluperustukset	65
7.23 Siltojen taustatäytöt	66
7.24 Siltojen ja katujen pohjarakennuskustannukset	67
7.25 Melusteet	69
7.3 <u>Putkijohdot</u>	71
7.31 Yleistä	71
7.32 Kaivanto	72
7.321 Luiskatun kaivannon mitoitus	72
7.322 Tuetun kaivannon mitoitus	74
7.323 Kaivannon kaivu	77
7.33 Perustaminen	79
7.331 Perustaminen suoraan maan tai kallion vara	79
7.332 Muut perustamismenetelmät	79
7.333 Siirtymärakenteet	82
7.34 Kaivannon täyttö	83
7.35 Putkijohtojen perustuskustannukset Kirjallisuutta	84 86

HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Jorma Hartikainen-Markku Tamminen/em

Helsinki 18.2.1974

7.

## POHJARAKENNUS KUNNALLISTEKNIKKASSA

7.1

Uudet maaperän luokitustavat

7.11

## Geoteknillinen maaluokitus

7.111

## Yleistä

Viime vuosina on osoittautunut tarpeelliseksi ja tarkoituksenmukaiseksi luokitella maaperää ja maalajeja rakennustekniikassa esiintyviä eri käyttötarkoituksia varten. Näiden luokitusten tavoitteena on, että ne kokonaisuutena muodostaisivat rakennustekniikkaa palvelevan maaluokitusjärjestelmän. Geotekninen maaluokitus muodostaa tämän järjestelmän rungon.

Geotekninen maaluokitus (GEO-luokitus) sisältää geoteknisen maalajiluokituksen sekä maalajien ja maaperän kuvauksessa käytettävän nimistön. Geotekninen maalajiluokitus poikkeaa rakennusteknisestä maalajiluokituksesta (RT-luokitus) useiden lajitteiden rae-  
kokorajojen suhteen (taulukot 3 ja 11).

Geotekninen maalajiluokitus on tarkoitus ottaa käyttöön geoteknisessä toimistossa 1.1.1975 lukien. Toivottavaa olisi, että Helsingin kaupungin virastot ja laitokset siirtyisivät uuteen luokitukseen samanaikaisesti.

Geoteknisessä maaluokituksessa maalajien ja maakerrosten ominaisuudet voidaan jakaa luokitusominaisuuksiin ja geoteknisiin ominaisuuksiin. Luokitusominaisuuksilla tarkoitetaan sellaisia maalajien ja maakerrosten yleisiä ominaisuuksia, jotka kuvaavat lähinnä niiden koostumusta ja rakennetta.

Maalajien ja maakerrosten geoteknisillä ominaisuuksilla tarkoitetaan sellaisia ominaisuuksia, joita sovelletaan pääasiassa maa- ja pohjarakenteiden geoteknisessä suunnittelussa. Eräät geotekniset ominaisuudet voivat olla myös luokitusperusteita.

Merkittävimmät luokitusominaisuudet ja geotekniset ominaisuudet on esitetty kuvassa 1.



Taulukko 1. Tärkeimmät maalajien ja maakerrosten luokitusominaisuudet ja geotekniset ominaisuudet.

Luokitusominaisuudet	Geotekniset ominaisuudet
Humuspitoisuus	Painumis- ja muodonmuutosominaisuudet (deformaatio-ominaisuudet)
Lajitepitoisuus	
Raekokosuhde	Lujuusominaisuudet
Rakeiden pyörityneisyys ja muoto	Hydrauliset ominaisuudet
Plastisuus	Routivuus
Tiiviys	Lämpötekniset ominaisuudet
Vesipitoisuus	
Sensitiivisyys	
Maatuneisuus	

7.112  
Geotekninen maalajiluokitus

7.1121

Maalajiryhmät

Maalajiryhmät ovat geologisen syntyvän, humuspitoisuuden ja lajitepitoisuuden perusteella muodostettuja ryhmiä. Maalajiryhmät on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Geotekninen maalajiluokitus. Maalajiryhmät.

Maalajiryhmä	Lyhen- nys	Ominaisuudet
Eloperäiset maalajit	E	Maalaji koostuu pääasiallisesti eloperäisestä aineksesta tai sisältää eloperäistä ainesta $\geq 20$ paino-%
Hienorakeiset maalajit	H	Lajittuneet hienorakeiset maalajit Hienoainespitoisuus ( $\leq 0,06$ mm) $\geq 50$ % Humuspitoisuus $< 20$ paino-%
Karkearakeiset maalajit	K	Lajittuneet karkearakeiset maalajit Hienoainespitoisuus $< 50$ %
Morecnimaalajit	M	Lajittumattomat, useita eri lajitteita sisältävät maalajit (moreenit)

Lajittuneilla maalajeilla tarkoitetaan lähinnä veden huuhtelemia ja lajittelemia maalajeja, joissa on yleensä vallitsevana yksi tai korkeintaan kaksi pää-lajitetta. Lajittumattomat maalajit sisältävät useita eri lajitteita, yleensä siltistä soraan saakka. Lajittumattomat maalajit eivät ole huuhtoutuneet eivätkä lajittuneet niin, että niissä jokin lajite olisi selvästi yksinään vallitseva.

## 7.1122

## Kivennäismaalajien lajitteet

Geoteknisessä maalajiluokituksessa käytetään taulukon 3 mukaisia kivennäismaalajien lajitteiden nimiä ja raekokoja. Kivennäismaalajit sisältävät humusta alle 20 paino-% kivennäisaineksen painosta laskettuna.

Taulukko 3. Geotekninen maalajiluokitus. Kivennäismaalajien lajitteet.

Päälaajite		Alalaajite	Rakeiden läpimitta, mm
Nimi	Lyhennys		
Savi	Sa		≤ 0,002
siltti	Si	Hienosiltti	> 0,002...0,06 > 0,002...0,006
		Keskisiltti	> 0,006...0,02
		Karkeasiltti	> 0,02 ...0,06
Hiekka	Hk	Hienohiekka	> 0,06 ...2,0 > 0,06 ...0,2
		Keskihiekka	> 0,2 ...0,6
		Karkeahiekka	> 0,6 ...2,0
Sora	Sr	Hienosora	> 2,0 ...60,0 > 2,0 ... 6,0
		Keskisora	> 6,0 ...20,0
		Karkeasora	> 20,0 ...60,0
Kivet	Ki	Pienet kivet	> 60 ...600 > 60 ... 200
		Suuret kivet	> 200 ... 600
Lohka-reet	Lo		> 600

Savi- ja silttilajitteista ( $\leq 0,06$  mm) käytetään yhteistä nimitystä hienoaines (Hi).

Taulukon 3 mukaisten alalajitteiden nimiä ei yleensä käytetä maalajien niminä.

7.1123  
Maalajit

Maalajien nimitysperusteita ovat maalajin humuspitoisuus ja lajitepitoisuus. Kivennäismaalajit nimitetään 60 (64) mm seulan läpäisseen aineksen perusteella. Kivien ja lohkareiden määrä ei vaikuta maalajin nimeen, mutta niiden määrä on tarvittaessa erikseen ilmoitettava maalajia tai maakerrosta kuvattaessa.

Kivennäismaalajit savea lukuunottamatta nimitetään  $d_{50}$ -menetelmällä. Maalaji saa tällöin nimen sen pää-lajitteen nimen mukaan, jonka alueella maalajin raakeisuuskäyrän läpäisy-% 50 vastaava raekoko sijaitsee.

Savet nimitetään savilajitteen määrän perusteella. Saveksi sanotaan maalajia, joka sisältää savilajitetta  $\geq 30$  painoprosenttia.

Moreeniksi sanotaan jäätikön toimintojen tuloksena syntyneitä lajittumatonta maalajia, joka sisältää toisiinsa sekoittuneena lohkareita. Yleensä syntyvaltaan moreenia oleva maalaji voidaan erottaa muista maalajeista silmävaraisen tarkastelun perusteella. Moreenimaalajit jaetaan lajitepitoisuuden perusteella  $d_{50}$ -menetelmällä siltti-, hiekka- ja sora-moreeneihin taulukon 4 mukaisesti. Kivien ja lohkareiden määrä ei vaikuta moreenin nimeen, mutta niiden määrä on erikseen ilmoitettava. Pelkästään lajitepitoisuuden perusteella maalajia nimitettäessä moreeniksi sanotaan maalajia, joka sisältää samanaikaisesti soralajitetta vähintään 5 % ja hinoainesta vähintään 5 % ja kun maalajin raekokosuhte on  $> 15$ . Tällä tavalla lajitepitoisuuden perusteella moreeniksi nimetty maalaji ei tällöin aina ole syntyvaltaan moreenia.

Eloperäisiä maalajeja ovat turve ja lieju. Turve on muodostunut maatumisasteeltaan vaihtelevista kasvien ja kasviryhmien jätteistä. Liejun humuspitoisuus on  $\geq 20$  paino-%, mutta pääaineksena on mineraaliaines.

Geoteknisen maalajiluokituksen maalajit on esitetty taulukossa 4. Maalajit kuvataan käytettyjen tutkimusmenetelmien ja kuvaustarpeen edellyttämässä laajuudessa täydennysnimityksillä, joista yleisimmin käytetyt ovat lajitepitoisuus ja humuspitoisuus.

Taulukko 4. Geotekninen maalajiluokitus. Maalajit.

Maalajiryhmä	Maalaji	Lyhen- nys	Lajitepitoisuus, paino-%			Raekoko d <sub>50</sub> , mm
			Savi	Hieno- aines	Sora	
Eloperäiset maalajit	Turve Lieju	Tv Lj				
Hienorakeiset maalajit	Savi Siltti	Sa Si	≥30 <30	≥50	<5	≤0,06
Karkearakei- set maalajit	Hiekka Sora	Hk Sr		<50 <5	≤50 >50	>0,06...2 >2...60
Moreeni- maalajit	Silttimoreeni Hiekkamoreeni Soramoreeni	SiMr HkMr SrMr		≥50 5...50 <5	<5 5...50 >50	≤0,06 >0,06...2 >2

7.113  
Luokitusominaisuudet  
7.1131  
Humuspitoisuus

Maalajin humuspitoisuudella tarkoitetaan sen sisältämän eloperäisen (orgaanisen) aineksen määrää. Jos humuksen määrä on yli 20 paino-% kivennäisaineksen painosta laskettuna, maalaji luetaan eloperäisiin maalajeihin, joista geoteknisessä mielessä merkittävin on turve. Myös liejun humuspitoisuus on yli 20 %, mutta liejussa pääaineksena on mineraaliaines. Humusmaalalla tarkoitetaan maanpinnassa olevaa kasvukerrosta, jonka humuspitoisuus on ≥ 20 paino-%. Muta on pääasiassa veden mukana kulkeutunutta, vesistöjen pohjalle kerrostunutta humusta ja sitä esiintyy yleensä ohuina kerroksina mm. turpeen alla. Geoteknisessä mielessä muta voidaan rinnastaa lähinnä liejuun.

Hienorakeisia maalajeja voidaan tarvittaessa kuvata humuspitoisuuden perusteella taulukon 5 mukaisesti. Jos karkearakeinen maalaji tai moreeni sisältää humusta, tämä ilmoitetaan sanalla humuksinen (hu).

Taulukko 5. Hienorakeisten maalajien kuvaus humuspitoisuuden perusteella.

Maalaji	Humuspitoisuus, paino-%	Nimitys	Lyhennys
Savi, siltti	≤ 2	Savi, siltti	Sa, Si
Savi	>2...6	Liejuinen savi	ljSa
Siltti	>2...6	Liejuinen siltti	ljSi
Savi	>6...20.	Savinen lieju	saLj
Siltti	>6...20	Silttinen lieju	silj
Lieju	> 20	Lieju	Lj

## 7.1132

## Lajitepitoisuus

Lajitepitoisuudella tarkoitetaan maalajin sisältämien eri lajitteiden (taulukko 3) määrää paino-%:na maalajin kaikkien lajitteiden määrästä. Lajitteiden määrä on ratkaistava maalajia määritettäessä. Lajitepitoisuuden perusteella voidaan taulukossa 3 esitetyistä maalajeista kuvata taulukoiden 6 ... 10 mukaisesti. Lajitepitoisuus esitetään yleensä rakeisuuskäyrän muodossa, jolloin käyrältä on luettavissa erilaisia maalajin rakeisuutta kuvaavia tunnuslukuja kuten  $d_{10}$ ,  $d_{50}$ ,  $d_{60}$ , hienoainespitoisuus jne. ..

Taulukko 6. Hienorakeisten maalajien kuvaus savipitoisuuden perusteella.

Savipitoisuus, %	Nimitys	Lyhennys
$\leq 10$	ei vaikuta nimitykseen	-
$>10 \dots 30$	savinen siltti	saSi
$>30 \dots 50$	laiha savi	laSa
$>50$	lihava savi	liSa

Taulukko 7. Siltti-, hiekka- ja soramaalajien kuvaus lajitepitoisuuden perusteella.

Nimitys	Lyhennys	Selitys
Hiekkainen siltti	hkSi	Siltin hiekkapitoisuus 30...50 %
Silttinen hiekka	siHk	Hiekan silttipitoisuus 30...50 %
Sorainen hiekka	srHk	Hiekan sorapitoisuus 30...50 %
Hiekkainen sora	hkSr	Soran hiekkapitoisuus 30...50 %

Taulukko 8. Moreenimaalajien kuvaus lajitepitoisuuden perusteella.

Nimitys	Lyhennys	Selitys
Hiekkainen silttimoreeni	hkSiNr	Silttimoreenin hiekkapitoisuus $>30$ %
Silttinen hiekkamoreeni	siHkNr	Hiekkamoreenin silttipitoisuus $>30$ %
Sorainen hiekkamoreeni	srHkNr	Hiekkamoreenin sorapitoisuus $>30$ %
Hiekkainen soramoreeni	hkSrNr	Soramoreenin hiekkapitoisuus $>30$ %

Taulukko 9. Maalajien kivisyys.

Nimitys	Lyhennys	Kivisyys, % (>60...600 mm)
Kivetön	Ki 1	≤ 10
Kivinen	Ki 2	>10...30
Runsaskivinen	Ki 3	>30

Someroksi sanotaan soraa, joka sisältää kiviä 10 ... 50 %. Kivikoksi sanotaan maakerrosta, jossa on kiviä > 50 %.

Taulukko 10. Maalajien lohkareisuus.

Nimitys	Lyhennys	Lohkareisuus, % ( > 600 mm)
Lohkareeton	Lo 1	≤ 10
Lohkareinen	Lo 2	>10...30
Runsaslohka- reinen	Lo 3	>30

Louhikoksi sanotaan maakerrosta, jossa on lohkareita > 50 %.

## 7.12

## Muut maalajiluokitukset

Geotekninen maalajiluokitus eroaa rakennusteknisestä maalajiluokituksesta sekä lajitteiden raekokojen että maalajien nimittämisen suhteen. Taulukossa 11 on esitetty rakennusteknillisen maalajiluokituksen kivennäismaalajien lajitteet sekä maalajit. Tämä on nykyisin vielä yleisimmin käytössä ja on esitetty mm. pohjarakennuksen noremeissa (v. 1964).

Taulukko 11. Rakennusteknillinen maalajiluokitus.

Lajite		Maalaji		
Nimi	Rakeiden läpimitta, mm	Nimi	Lyhen- nys	Huom.
Lohkareet	> 200	Louhikko	Lo	
suuret lohkareet	> 600			
pienet lohkareet	200... 600			
Kivet	20... 200	Kivikko	Ki	
suuret kivet	60... 200			
pienet kivet	20... 60			
Sora	2... 20	Sora	Sr	
karkea sora	6... 20			
hieno sora	2... 6			
Hiekka	0.2... 2	Hiekka	Hk	
karkea hiekka	0.6... 2	karkea hiekka	KHk	
hieno hiekka	0.2... 0.6	hieno hiekka	HHk	
Hieta	0.02... 0.2	Hieta	Ht	
karkea hieta	0.06... 0.2	karkea hieta	KHt	
hieno hieta	0.02... 0.06	hieno hieta	HHt	
Hiesu	0.002... 0.02	Hiesu	Hs	
Savi	< 0.002	Savi	Sa	
		laiha savi	LaSa	Sa: 30...50%
		lihava savi	LiSa	Sa: > 50%
		liejusavi	LjSa	Hu: 2...6%
		Moreeni	Mr	
		soramoreeni	SrMr	d50: 2...20mm
		hiekkamoreeni	HkMr	0.2...2mm
		hietamoreeni	HtMr	0.02...0.2mm
		hiesumoreeni	HsMr	0.002...0.02mm
		savimoreeni	SaMr	< 0.002mm
		Lieju	Lj	Hu: > 6%
		Muta	Mu	"
		Humusmaa	Hm	"
		Turve	Tv	"

Huom. Hienohieta- ja hiesu-  
lajitteista voidaan  
käyttää yhteisnimitys-  
tä siltti.

Eri maissa käytössä olevat maalajiluokitukset poikkeavat yleensä jonkin verran toisistaan (kuva 1). Suurimmat eroavuudet esiintyvät yleensä sora-, hiekka-, kivi- ja lohkareelajitteiden raekoissa.

GED-LUOKITUS	RAEKOKO mm						
	0.002	0.06	2	60	600		
SAVI	SILTI	HIEKKA		SORA	KIVET	LOHKAREET	
RT-MAALAJI-LUOKITUS	SAVI	HIESU	HIETA	HIEKKA	SORA	KIVET	LOHKAREET
NORJA (NGF)	LEIRE	SILT	SAND		GRUS	STEIN	BLOKK
RUOTSI (SGF-EHDOTUS)	LER	SILT	SAND		GRUS	STEN	BLOCK
RUOTSI (SGU, VANHA SGF)	LER	MJÄLA	MO	SAND	GRUS	STEN	BLOCK
TANSKA (DS 415)	LER	SILT	SAND		GRUS	STEN	
L-SAKSA (DIN 4022)	TON	SLUFF	SAND		KIES	STEINE	BLÖCKE
SVEITSI (SNV 70008)	TON	SLUFF	SAND		KIES	STEINE	BLÖCKE
ENGLANTI (BRITISH STANDARD)	CLAY	SILT	SAND		GRAVEL	BOBBLES	BOULDERS
USA (USC-SYSTEM)	CLAY AND SILT		SAND		GRAVEL	GOBBLES, BOULDERS	
	0.002	0.02	0.075	0.2	2	20	200
	RAEKOKO, mm						

Kuva 1. Eri maiden maalajiluokituksia

Kansainvälisesti tunnetuin maalajiluokitus on USCS-luokitus (Unified Soil Classification System). Tämä luokitus on käytössä mm. USA:ssa. Monissa muissa maissa tätä luokitusta on jonkin verran muunneltu ko. maan olosuhteisiin paremmin soveltuvaksi. USCS-luokituksessa hienorakeisten maalajien jako alaryhmiin tapahtuu plastisten ominaisuuksien perusteella. Karkearakeisissa maalajeissa määrääviä luokitusperusteita ovat lajitepitoisuus ja maalajin raekokosuhte.

## 7.13

## Kaivuluokitus

Kaivuluokitus on laadittu geoteknisen maaluokituksen maalajiryhmien pohjalta. Kaivuluokat muodostuvat syntytavaltaan ja geoteknisiltä ominaisuuksiltaan likipitään samanlaisista maalajiryhmistä ja maalajeista. Kaivuluokitusta on käytetty maassamme melko yleisesti 2 ... 3 vuotta.

Luonnon maalajien kaivuluokat ja eri kaivuluokkien luokitusperusteet on esitetty taulukossa 12. Luokitus on kaksivaiheinen. Alustavassa suunnittelussa ja yksinkertaisissa tapauksissa kaivuluokkina käytetään taulukon 12 mukaisia yksinomaan kirjaimilla (E,H,K ja M) ilmoitettavia luonnollisia maalajiryhmiä. Jos rakennuskustannuksia ja työn suunnitteluun vaikuttavia tekijöitä ei voida riittävän tarkasti arvioida maalajiryhmien perusteella, ryhmät jaetaan kirjaimella ja numerolla ilmoitettavaan kaivuluokkiin (E1 ... M3).

Samassa työkohteessa esiintyy usein eri kaivuluokkiin kuuluvia maalajeja. Maarakennusominaisuuksiltaan toisiaan lähellä olevat kaivuluokat voidaan tällöin ilmoittaa kaksiosaisella kaivuluokan tunnuksella, jonka käyttäminen tulee kysymykseen esim. seuraavissa tapauksissa: E2 - E3, H1 - H2, K1 - K2, K2 - K3, M1 - M2 ja M2 - M3.



Taulukko 12. Maalajien kaivuluokat ja kaivuluokitusperusteet.

Maa- laji- ryhmä	Kaivu- luokka	Määrittävät luokitusperusteet				
		Pui- suus Pu, %	Kivi- syys Ki, %	Lohka- rei- suus Lo, %	Kuivatila- vuuspaino $f_{cd}$ , kN/m <sup>3</sup>	
E	E1	Liejut, muta	-			
	E2	Turpeet	<30			
	E3	Turpeet	>30			
H	H1	Savet				
	H2	Siltit				
	H3	Kuivakuoret				
K	K1	Iliekat				
	K2	Sorat		<30		
	K3	Somero Kivikko		30...50 >50		
M	M1	Löyhät, kivettömät tai kiviset moreenit		<30	<10	<19,0
	M2	Keskitiiviit, kivettömät tai kiviset moreenit		<30	<10	19,0...21,0
	M3	Tiiviit moreenit Runsaskiviset moreenit Lohkareiset ja runsaslohkareiset moreenit Louhikot		>30	<10 10...50 >50	>21,0

Kaivuluokitusta tulisi käyttää nykyistä enemmän kunnallisteknisessä suunnittelu- ja rakennustoiminnassa. Sen avulla voidaan kehittää varsinkin työn suunnittelua ja kunnallisteknillisen rakennustyön suoritusta.

HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Reijo Järvelä

Helsinki 14.2.1974

7.  
POHJARAKENNUS KUNNALLISTEKNIKKASSA7.2  
Liikenneväylät7.21  
Kadut7.211  
Geoteknillisen suunnittelun liittyminen katusuunnitteluun

Liikenneväylien suunnittelu alkaa yleensä rinnan kaava-suunnittelun kanssa. Tässä vaiheessa suunnittelu keskittyy lähinnä toiminnallisiin, maankäytöllisiin ja taloudellisiin tavoitteisiin. Jälkimmäinen merkitsee pyrkimystä mahdollisimman edullisiin ratkaisuihin tekniillisen laatutason tästä kärsimättä. Pehmeikköalueilla saattavat kadun rakentamiskustannukset olla usein moninkertaiset verrattuna kovapohjaiselle alueelle tehtyyn vastaavanlaiseen katuun. Geoteknillisen suunnittelun tulee jo alkaa rinnan kaavatasoisen liikennesuunnittelun kanssa. Tätä suunnitteluvaihetta vastaa yleensä katulinjan alustava geoteknillinen suunnittelu. Tällöin selvitetään alustavasti kadun perustamistavat ja pohjarakennustoimenpiteet eri vaihtoehtoisilla katulinjoilla. Näiden perusteella voidaan laskea vaihtoehtoisten katusuuntien rakentamiskustannukset ja vaikuttaa linjauksen valintaan. Valitulla katulinjalla suoritetaan lopulliset pohjatutkimukset ja laaditaan kadun pohjarakennussuunnitelma, jossa eri perustustavat sekä niiden vaatimat pohjarakennustyöt on esitetty yksityiskohtaisesti.

7.212  
Perustustavan valinta

Kovapohjaisella alueella rakennettaessa selvitetään geoteknillisessä suunnittelussa ainoastaan päällysrakenteen alle jäävän maakerroksen tiiveys ja routivuus sekä luiskien eroosioherkkyys.

Pehmeikköalueella tulee selvitettyväksi lähinnä kaksi erilaista kysymystä: kadun vakavuus ja kadun alla olevien maakerrosten kokoonpuristumisesta aiheutuvat painumat.

Vakavuus- ja painumakysymykset eroavat merkitykseltään toisistaan siten, että kadun vakavuuden tulee olla aina turvattu, kun sitä vastoin painumien poistaminen tai vähentäminen on hyvin suuressa määrin harkinnanvaraista aina kadun käyttötarkoituksesta riippuen. Ratkaisun tekemistä painumakysymysten johdosta vaikeuttaa vielä se, että toistaiseksi ei ole käytettävissä selviä ohjeita siitä, minkälainen painumaepätasaisuus eri katuluokissa tietyllä matkalla sallitaan. Kunnallistekniikan pohjarakennustavan valinnasta on Helsingin alueella monin paikoin vaikeuksia kuten oheisesta lehtileikkeestäkin (kuva 1) on todettavissa.

## HELSINGIN SANOMAT

Torstaina helmikuun 14. pnä 1974

# Vesi lainehtii Tattarisuon työpaikoilla

Vesi lainehtii Helsingin Tattarisuon teollisuuslaitoksissa. Koko Suomessa poikkeukselliseen paikkaan, paksulle turvesuolle, rakennetulle teollisuusalueelle ei ole voitu tehdä tavallista viemäröintijärjestelmää. Asiasta aiotaan nyt tehdä erikoistutkimus, mikä merkitsee sitä, että työntekijät joutuvat lumien sulamisaikaan kahlaamaan vedessä vielä vuosia.

Puute pienteollisuusalueista Helsingissä on saanut yrittäjät rakentamaan myös Tattarisuon kaltaisen alueelle.

"Tattarisuon alue on täysin poikkeuksellinen koko Suomessa. Teollisuuslaitokset on rakennettu niin huonolle pohjalle, ettei selaista tavallisesti pidetä rakentamiseen soveltuvana. Alla on paksu turvekerros ja siksi alueella on vaikea toteuttaa tavallista kunnallistekniikkaa lainkaan", sanoo jaospäällikkö Matti Loikala Helsingin rakennusvirastosta.

Alueen sadevesiviemäreiden verkkaa hoitavat avo-ojat. Niinpä yritykset ja niiden työntekijät joutuvat kärsimään tulvista joka kevät.

Eräitä osatutkimuksia on tilanteen parantamiseksi tehty. Hyvää ratkaisua ei ole löytynyt. "Nyt aiotaan tehdä erikoistutkimus, jotta voitaisiin miettiä tavallisesta poikkeavaa ratkaisua koska aluekin on tavallisuudesta poikkeava", sanoo Loikala.

Selvitys ja rakentaminen vievät oman aikansa, joten alueen viemäröinti saadaan aikaan muutaman vuoden kuluttua.

Helsingissä on vesivaikkeitä muillakin alueilla. Loikalan mukaan hankalia ovat varsinkin liian tasaiset alueet. Helsingissä on rakennettu savikoille, joissa maa painuu aina jonkin verran.

"Kadut eivät silloin pysy suunnitelluissa kaltevuuksissaan, eikä sadevesi juokse sinne minne sen pitäisi. Paaluttaminen on niin toivottoman kallis juttu, että vikoja täytyy vain korjailla, jos pahoja vaikeuksia tulee", Loikala sanoo.

Yksi parannus on kohta tulossa: viemäritunnelityöt hankalalta Sturenkadun ja Teollisuuskadun risteysalueelta Hermannin suuntaan ovat valmistumassa.

Kuva 1.

7.213  
Vakavuus

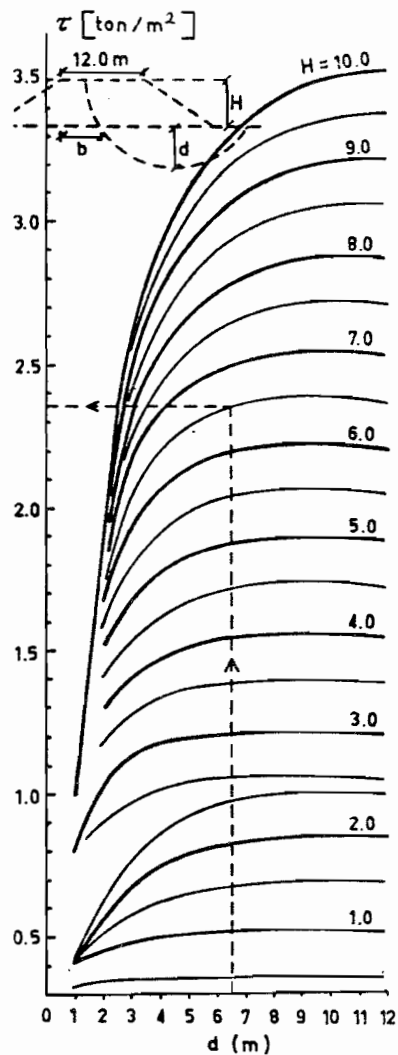
Pehmeiköllä sijaitsevan kuormituksen kasvaessa maapohjan murtolujuutta suuremmaksi murtuu maapohja kuormituksen alla. Katu-, tie- ja rautatiepenkereiden sortumissa maapohja leikkautuu yleensä sylinterin muotoisia liukupintoja pitkin. Liukupinnan on todettu tavallisesti olevan muodoltaan lähellä ympyrän kaarta, jolloin vakavuuslaskelmien suorittaminen helpottuu. Savikorinteissa tai paikoilla, joissa maapohjassa esiintyy vaakasuunnassa selvästi heikompia kerroksia, muodostuu liukupinta yleensä laakeaksi ja poikkeaa suuresti ympyrän kaaresta.

Useimmissa tapauksissa voidaan Helsingin kaupungin alueella kuitenkin käyttää penkereen vakavuustarkastelussa ympyrän kaaren muotoisia liukupintoja. Maan leikkauslujuusparametrit määritetään tavallisissa tapauksissa ns. kuivattamattomilla leikkauslujuuskokeilla. Koheesiomaan kuivattamaton leikkauslujuus voidaan mitata suoraan maastossa siipikairalla tai laboratoriossa kartio-, puristus- tai leikkauskokeella.

Kun maata kuormitetaan, kasvaa maahiukkasten välissä olevan huokosvedenpaine häviten vähitellen veden virtatessa pienemmän paineen tilaan. Vakavuuslaskelmissa tarkastellaankin yleensä kahta rajatapausta, lyhytaikaista vakavuutta sekä pitkäaikaista vakavuutta. Ensiksimmäisellä tarkoitetaan tilannetta ennenkuin huokosvedenpaineen muutos on alkanut hävitä, ja jälkimmäisellä tilannetta, missä huokosvedenpaineen muutos on täysin hävinnyt. Laskelmissa käytetään ensiksimmäisessä  $\emptyset=0$ -menetelmää ja jälkimmäisessä  $c-\emptyset$ -menetelmää.

Koheesiomaalle rakennetun katupenkereen vakavuus on pienimmillään rakennustöiden aikana ja välittömästi niiden päätyttyä ennenkuin huokosvedenpaineen muutos on ehtinyt hävitä. Veden virtausnopeus on varsinkin liejuissa ja savissa hyvin pieni ja katu ehditäänkin yleensä ottaa liikenteelle ennenkuin huokosvedenpaineen muutos on alkanut hävitä. Näin ollen penkereen vakavuutta määritettäessä tarkastellaan lyhytaikaista vakavuutta, jolloin laskelmat voidaan tehdä  $\emptyset=0$ -menetelmällä.

Liikenteellä olevan kadun vakavuus tulisi kaikissa tilanteissa olla riittävä, koska syntyneet murtumat saattavat olla vaarallisia kadun käyttäjille. Katupenkereen varmuuskerroin sortumista vastaan on pohjamaan leikkauslujuuden ja katupenkereen painosta liukupintaan syntyvän leikkausjännityksen suhde. Pohjamaan leikkauslujuuden määrittämisen luotettavuudesta riippuen käytetään yleensä varmuuskertoimen arvoa  $F = 1,3 \dots 1,7$ .

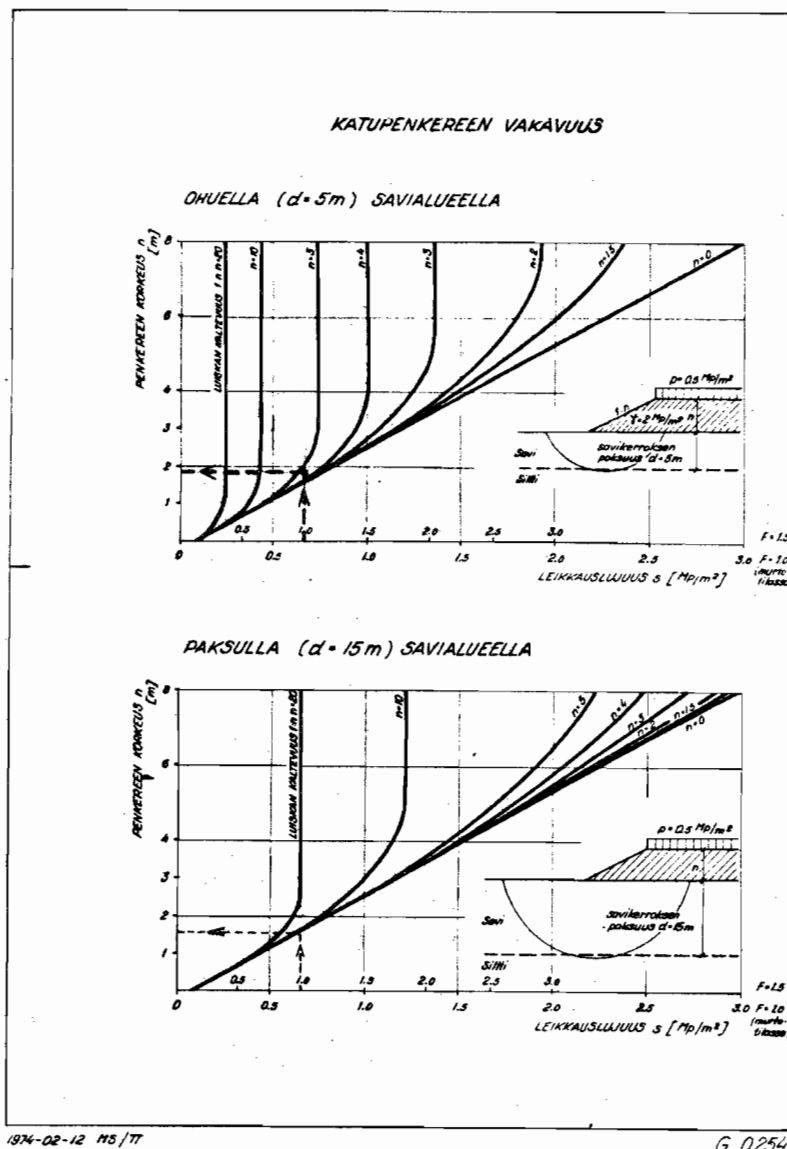


Vaarallisimpaan liukupintaan tiepenkereen alle syntyvä leikkausjännitys HAILIKARIN mukaan.

Kuva 2.

Kuvissa 2 ja 3 on esitetty ohjeellisesti kaksi erilaista mahdollisuutta penkereen mitoitusnogrammista. Kuvassa 2 on esitetty maahan aiheutuvan leikkausjännityksen riippuvuus penkereen korkeudesta sekä liukupinnan syvyydestä. Varmuuskerroin murtumista vastaan saadaan tällöin leikkauslujuuden ja leikkausjännityksen arvon suhteena  $F = c/\tau$ . Kuvassa 3 on esitetty leikkauslujuuden, penkereen korkeuden ja luiskan kaltevuuden riippuvuussuhde savikoilla, joissa saveen paksuus on 5 metriä (ohut) sekä 15 metriä (paksu). Savikerroksen leikkauslujuuden on oletettu olevan vakio koko kerroksessa ja penkereen leveyden ohuemmalta savikolla 0,8 ... 8,5 metriä ja paksummalla 0 ... 25 metriä.

Saveen tehtyjen leikkausluiskien vakavuus sekä penkereen vakavuus silloin, kun penkereen läheisyydessä on saveen tehty kaivanto, tulee aina selvittää yksityiskohtaisesti käyttäen sekä  $\emptyset=0$ -menetelmää että  $c-\emptyset$ -menetelmää.



Kuva 3.

7.214  
Painumat

Kun vakavuuslaskelmien perusteella on penkereen sallittu korkeus pehmeiköllä mahdollisine erityisine pohjarakennustoimenpiteineen valittu, joudutaan selvittämään penkereen painumat. Kadun rakenne sallii vaurioitumatta melko suuret painumat ja myös kohtalaiset painumaerot. Kuitenkin sellaisilla kohdilla, joissa pehmeikölle tehty katurakenne liittyy painumattomaan, esim. paalutettuun rakenteeseen, aiheuttaa epätasainen painuminen melko paljon korjaustarvetta. Kadunpinnan epätasaisuus aiheuttaa lisäksi haittaa liikenteelle.

Löyhiä maakerroksia kuormitettaessa tapahtuu maaperässä muodon ja tilavuuden muutoksia, joista aiheutuu maan-

pinnan painumista. Painumat johtuvat kimmoisista ja plastisista muodonmuutoksista sekä ylimääräisen huokosveden poisvirtauksen ja maarakenteen uudelleen järjestäytymisen aiheuttamasta tilavuuden muutoksesta. Huokosveden poisvirtaamisesta (konsolidaatiosta) aiheutuvat painumat ovat varsinkin koheesiomaissa huomattavasti suuremmat kuin muut. Käytännön tarpeita varten voidaankin yleensä laskelmat tehdä huokostilan pienentymiseen perustuen.

Painumien arviointi voidaan tehdä pehmeiköltä otetuille häiriintymättömille maanäytteille tehtävien kokoonpuristuvuuskokeiden perusteella. Kokeiden perusteella pyritään määrittämään kokoonpuristuvan maan konsolidoitumistila sekä painumalaskelmissa tarvittavat suureet. Kokoonpuristuvuuskokeiden suoritus on melko kallis ja hidaskäyttöinen toimenpide. Käytännön tarpeita varten päästään usein tyydyttävään tulokseen käyttämällä yksinkertaista, maan luonnolliseen vesipitoisuuteen perustuvaa laskentamenetelmää. Tällöin edellytetään, että tutkittava maakerros on normaalisti konsolidoitunut. Kuvassa 4 on yläosassa esitetty veden kyllästäjän savikerroksen painuminen, kun tunnetaan savikerroksen paksuus, vesipitoisuus ja esikuormitus sekä kerrokselle tuleva lisäkuormitus.

Kuvan 4 alaosassa on esitetty ajan funktiona konsolidaatioaste  $U$ , kun tunnetaan maakerroksen keskimääräinen konsolidaatiokerroin  $c_v$  sekä kerroksen paksuus  $D$ . Konsolidaatioasteella  $U$  tarkoitetaan sitä prosenttilukua, mikä maakerroksen kokonaispainumasta ehtii tapahtua ajankohtana  $t$  kuormituksen alkamishetkestä lükien. Helsingin alueella tavattavissa savissa voidaan ohjeellisesti käyttää arvoa  $c_v = 0,5 \text{ m}^2/\text{vuosi}$ .

Esimerkki katupenkereen vakavuuden ja painuman arvioinnista

Kuvista 2, 3 ja 4 saatavien ohjeellisten mitoitusohjeiden käyttämisestä esitetään seuraava esimerkki:

Oletetaan, että on rakennettava pehmeikön ylitse katu, jonka luiskakaltevuus on 1:4,5 saven paksuuden ollessa syvimmillään 5 metriä. Saven geotekniset arvot ovat:

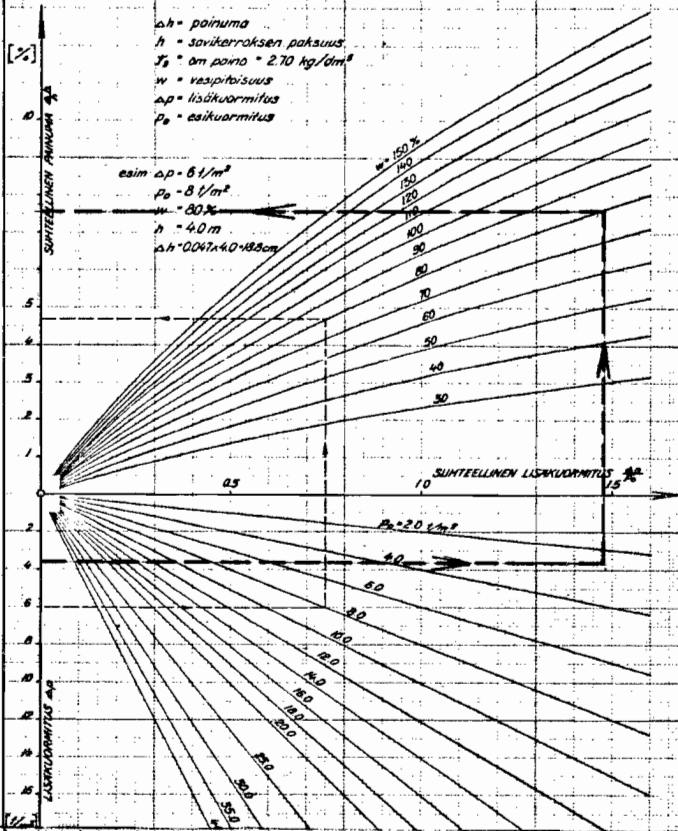
- kuivakuoren paksuus 1,0 metriä (kuivakuorikerros on käytännöllisesti katsoen kokoonpuristamaton, jolloin kokoonpuristuva kerros on 4 m)
- pohjavedenpinnan syvyys 1,0 metriä
- leikkauslujuus  $s = 1,0 \text{ Mp/m}^2$
- vesipitoisuus  $w = 80 \%$
- saven tilavuuspaino  $\gamma = 1,5 \text{ Mp/m}^3$  (veden alla  $\gamma = 0,5 \text{ Mp/m}^2$ )

Kuvasta 3 saadaan pengerkorkeudeksi  $h = 1,85$  metriä, Savikerroksen lisäkuormitus  $\Delta p = 1,85 \times 2,0 = 3,7 \text{ Mp/m}^2$ . Esikuormitus kokoonpuristuvan

VEDEN KYLLÄSTÄMÄN SAVIKERROKSEN PAINUMINEN

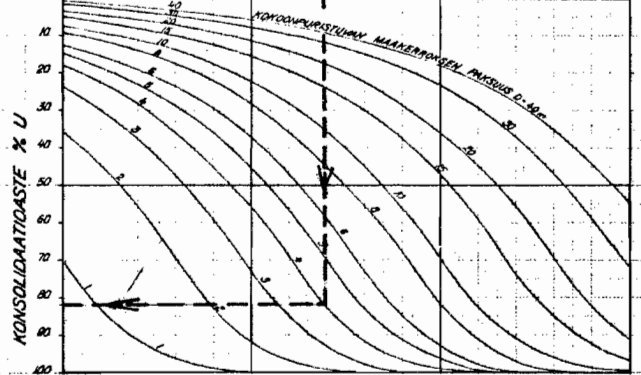
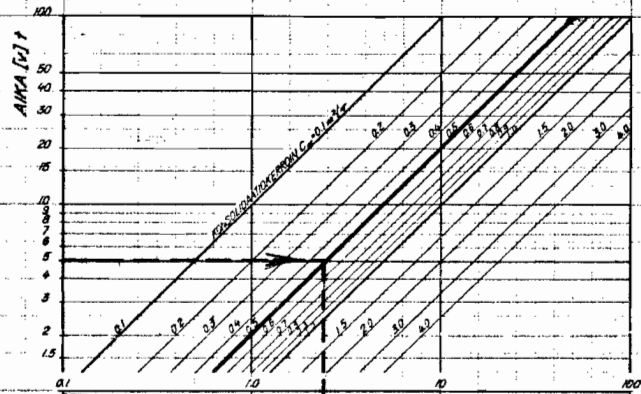
kaava:  $\frac{\Delta h}{h} = \frac{0.85 \cdot \sqrt{t}}{100 \cdot \sqrt{c_v}} \cdot \log \left( 1 + \frac{\Delta p}{p_0} \right)$  (Hansenlund)

$\Delta h$  = painuma  
 $h$  = savikerroksen paksuus  
 $\gamma_s$  = om paino = 2.70 kg/dm<sup>3</sup>  
 $w$  = vesipitoisuus  
 $\Delta p$  = lisäkuormitus  
 $p_0$  = esikuormitus



AIKA - KONSOLIDAATIOASTE

kaava:  $U \rightarrow T_{90} = \frac{4C_v}{D^2} \cdot t$



8486 UA/EM

HELSINGIN KAUPUNGIN KIINTEISTÖVIRASTO  
 GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Kuva 4.



kerroksen keskipisteessä on  $p_0 = 1 \times 1,5 + 2 \times (1,5 - 1,0) = 2,5 \text{ Mp/m}^2$ .

Kuvan 4 yläosasta saadaan suhteellinen kokoonpuristuvuus  $\frac{\Delta h}{h} = 7,6 \%$ . Kokonaispainuma  $\Delta h = 0,076 \times 4,0 \text{ metriä} = 0,30 \text{ metriä}$ . Painuma viiden vuoden aikana saadaan kuvan 4 alaosasta  $U = 82 \%$ , eli  $\Delta h_{5V} = 0,82 \times 0,30 = 0,25 \text{ metriä}$ .

7.215

Perustustavat pehmeillä

Perustaminen suoraan maan varaan

Kadun korkeuden ollessa niin pieni, että vakavuus on kaikissa olosuhteissa riittävä, voidaan katupenger tehdä suoraan maan varaan.

Mikäli katupengertä ei maapohjan murtumisen kannalta sellaisenaan voida tehdä maan varaan, voidaan käyttää vakavuuden parantamiseksi penkereen sivuille tehtyjä vastapenkereitä. Vastapengertä tehtäessä edellytetään, ettei katupenkereen ja vastapenkereen korkeusero missään vaiheessa ole lopullisen tasausviivan ja vastapenkereen korkeuseroa suurempi. Vastapenkereen alustavassa mitoituksessa voidaan käyttää kuvien 2 ja 3 käytöstöjä apuna.

Suoraan pehmeön päälle perustettaessa edellytetään, että kadun painumat eivät muodostu haitallisen suuriksi. Kadun alla paalutettavia rakenteita on myös vältettävä tai mahdollisesti voidaan tehdä katuun tällaiselle kohdalle siirtymäpaalutus, jolla kadunpinnan painumaero siirretään laajemmalle alueelle.

Arinarakenteet

Arinarakenteena käytettävän telarakenteen käyttö tulee kysymykseen yleensä hyvin heikkopohjaisilla kohdilla, joissa pengertäytteen kuormituksessa olisi jo rakennustyön aikana odotettavissa paikallisia sortumia. Tyypillisiä tällaisia kohtia ovat suot ja kohdat, joissa pehmeän koheesiomaan pintaosa on häirityssä tilassa.

Koska telarakenteita joudutaan käyttämään hyvin huonopohjaisilla paikoilla, muodostuvat painumat yleensä hyvin suuriksi. Tämän vuoksi telarakenteiden käyttö yleensä rajoittuu lähinnä tilapäisluontoisiin katuihin tai aivan erikoistilanteisiin.

Stabilointi

Löyhtyneiden pintamaiden sitomiseen voidaan kadun pohjatöissä käyttää stabilointimenetelmiä. Kalkkistabilointi soveltuu käytettäväksi savi-, hiesu- ja hieta-

aineksiin. Stabilointi runsaasti vettä sisältävissä lihavissa savissa ei kuitenkaan onnistu.

Karkeammissa maissa voidaan stabilointiin käyttää sementtiä. Stabiloitavat aineet sekoitetaan tiivistettävään kerrokseen ja lopuksi suoritetaan kerroksen tasoitus ja tiivistys. Mikäli stabilointityö tehdään huolellisesti, voidaan päällysrakenteen jakava kerros tehdä suoraan stabiloidun pohjamaan päälle.

## Esikuormitus ja pystyajat

Kun kokoonpuristuvien maakerrosten paksuus on verrattain pieni tai kokoonpuristumisen voidaan muutoin odottaa tapahtuvan suhteellisen lyhyen ajan kuluessa, voidaan käyttää sopivaa ylipengertä maakerrosten ylikuormittamiseksi. Näin saadaan kadussa rakentamisen jälkeen tapahtuvan painumisen osuutta pienennettyä. Menetelmää käytettäessä on luonnollisesti ensisijainen merkitys työn suunnittelulla siten, että poistettavat ylipengermassat voidaan joustavasti käyttää lähellä sijaitseviin muihin tarpeisiin.

Käyttämällä ylikuormituksen kanssa rinnan ns. pysty-  
ojia, voidaan myöskin syvillä pehmeiköillä saada maakerroksen painumisesta tapahtumaan suurin osa jo rakennusaikana. Pystyojien käyttö perustuu siihen, että huonosti läpäisevään maakerrokseen tehdään sopivin välein reikiä, joita pitkin maakerroksessa oleva huokosvesi pääsee purkautumaan.

Pystyojina käytetään yleensä hiekalla täytettyjä reikiä, joiden läpimitta on aikaisemmin ollut yleensä 15-20 cm. Näistä saadut kokemukset ovat olleet eräissä tapauksissa huonoja lähinnä ojien rikkoutumisen johdosta. Neuvostoliitossa on joitakin vuosia kokeiltu menestyksellisesti suuria läpimitaltaan  $\emptyset$  30 ... 60 cm pysty-  
ojia. Pohjoismaissa, varsinkin Ruotsissa on käytetty ns. paperisalaojia. Nykyisin tämä muodostuu muovinauhasta, jossa on pituussuuntaan uria veden kulua varten. Nauha on ympäröity huokoisella paperilla, jonka läpi maassa oleva vesi pääsee pusertumaan uriin.

Em. menetelmät ovat käyttökelpoisia alueilla, missä rakentaminen voidaan ajoittaa siten, että ylimääräinen huokosvedenpaine pääsee purkautumaan maan huokosista. Pystyojien tekoon tarvitaan erityinen kone ja tietävästi suomalaisilla maanrakennusurakoitsijoilla ei ole kahteen viimeksi mainittuun menetelmään vielä sopivia koneita. Jos suunnitteilla olevat kokeilut tuovat hyvän tuloksen, tulee pystyojien käyttö varmasti huomattavasti lisääntymään.

## Kevyet täytteet

Maapohjalle tulevaa kuormitusta ja siitä aiheutuvaa murtumavaaraa ja painumista voidaan huomattavasti vähentää varsinkin rakennettaessa korkeita penkereitä, tekemällä pengertavallista maata kevyemmästä aineksesta. Tällaisena aineksena tulevat kysymykseen lähinnä kevytsora, kevytbetoni ja koksikuona. Koksikuonan tilavuuspaino vaihtelee rajoissa  $\gamma = 0,8 \dots 1,5 \text{ t/m}^3$ . Kevytbetonimurskeen rajoissa  $\gamma = 0,5 \dots 0,8 \text{ t/m}^3$  ja kevytsoran  $0,5 \dots 0,8 \text{ t/m}^3$ . Kuitenkin varsinkin kevytsoran ja kevytbetonin, jotka ovat lujuusominaisuuksiltaan koksikuonaa edullisempia, hinta muodostuu verrattain korkeaksi ja tällöin niiden käyttö rajoittuu pääasiassa lyhyiden pengerosuuksien tekemiseen. Tällaisia paikkoja ovat esim. korkeissa siltapenkereissä taustatäytöt ja paikallisten painanteiden ylitykset. Koksikuonaa, joka hankintahinnaltaan on alhainen, voitaisiin sensijaan käyttää laajemmaltikin, esim. korkeiden jalankulku- ja polkupyörätiepenkereiden rakentamisessa.

## Massanvaihto

Massanvaihdolla tarkoitetaan huonosti kantavien pehmeiden maakerrosten korvaamista karkearakeisella kitkamaalla tai louheella. Massanvaihto voi tapahtua joko kaivamalla pehmeät maakerrokset pois tai syrjäyttämällä ne pengertämällä. Pengertämistyötä voidaan auttaa kaivamalla ylimmät kiinteät maakerrokset pois, käyttämällä pengerrystyössä ylipengertä tai suorittamalla räjäytyksiä penkereen edessä, alla tai sivuilla. Massanvaihtoa kaivamalla voidaan käyttää vain silloin kun korvattavien maakerrosten paksuus on enintään 4 ... 5 metriä. Massanvaihtoa pengertämällä voidaan käyttää, kun penkereen korkeus on riittävän suuri murtamaan painollaan alle jäävän pehmeän pohjamaan.

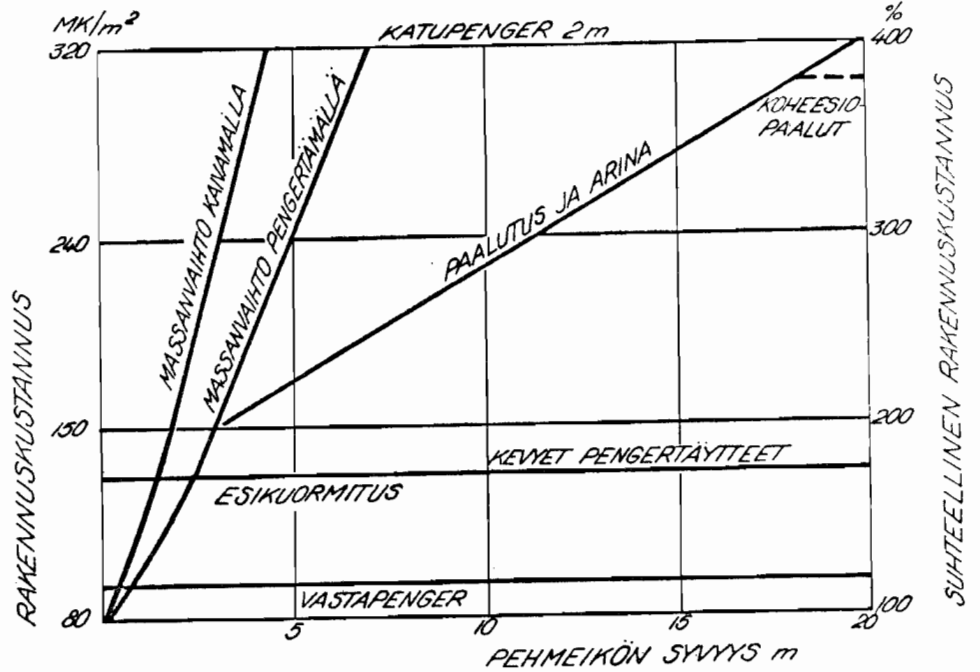
Massanvaihtoa rajoittavana tekijänä asutuskeskuksissa on kuitenkin se, että massanvaihdon häiriöalue on laaja ja vieressä oleville rakenteille voi aiheutua vaurioita. Kaivumassojen kuljetusmatkoista sekä pehmeiden koheesiomaiden vaikeasta varastoitavuudesta johtuen muodostuvat massanvaihtokustannukset melko suuriksi.

## Pengerpaalutus

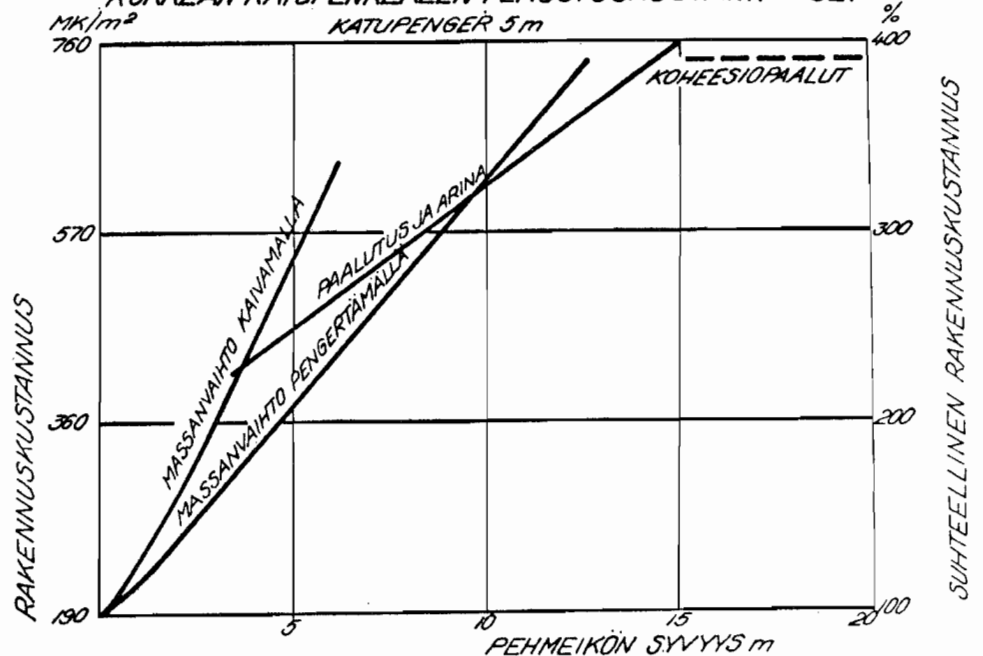
Paalutusta käytetään kadun perustamisessa silloin, kun kadusta aiheutuva kuormitus ylittää pohjamaan kantavuuden ja massanvaihtomenetelmiä ei voida käyttää. Paaluina käytetään yleensä tukipaaluja. Aikaisemmin käytettiin lähes yksinomaan puupaaluja, mutta nykyisin ollaan siirtymässä puupaalujen kohonneen hinnan ja puuaineksen lahoamisvaaran vuoksi lähes pelkästään

teräsbetonipaaluihin. Pengerkuormat siirretään paaluille niiden yläpään tehdyillä paaluhatuilla tai yhtenäisillä teräsbetonilaatoilla. Paalutustiheys riippuu penkereen korkeudesta. Matalilla penkereillä tulee määrääväksi paalujen maksimietäisyys paaluhattuja käytettäessä, joka on 1,8 ... 2,0 metriä. Yhtenäistä teräsbetonilaattaa käytettäessä voidaan paalut lyödä harvempaan.

### MATALAN KATUPENKEREEN PERUSTUSKUSTANNUKSET



### KORKEAN KATUPENKEREEN PERUSTUSKUSTANNUKSET



Kuva 5.

## 7.216

## Kadun pohjarakennuskustannukset

Kadun rakentamiskustannukset riippuvat oleellisesti valitusta perustustavasta. Kuvassa 5 on kustannukset perustussyvyyden funktiona (syksyllä 1973). Kadun tasoituksen ollessa pohjavedenpinnan alapuolella savikolla saattavat rakentamiskustannukset tulla jopa moninkertaiseksi verrattuna maanpinnan yläpuolelle tehtävään katuun. Lisäksi katuleikkauksen ympäristössä aiheuttaa pohjavedenpinnan laskeminen saven kokoonpuristumista ja vaurioita maan varaan tehdyille rakenteille

## 7.22

## Eritasoristeilyt ja sillat

## 7.221

## Perustustavat

Eritasoristeilyjä suunniteltaessa tulisi välttää mikäli mahdollista ratkaisuja, joissa alin väylä sijoituu runsaasti pohjavedenpinnan alapuolelle. Erityisen vaikeaksi muodostuu rakentaminen silloin kun ris-teys sijaitsee savikolla.

Pohjavedenpinnan alapuolelle tehtävän liikenneväylän luiskat eivät saven pienen leikkauslujuuden vuoksi kestä sortumatta ilman erikoistoimenpiteitä. Joissakin tieleikkauksissa on tämän vuoksi käytetty tapaa, jossa kadun luiskaosissa tehdään savelle massanvaihto kaivamalla savi pois ja korvaamalla se louhetäytöllä. Tämän jälkeen on reunapengerten sisäpuolella tehty kadun vaatima leikkaustyö.

## Kallioperustukset

Helsingin kallioperälle voidaan perustukset mitoittaa pohjarakennusnormien mukaan käyttäen pohjapaineen arvoa esim. 50 kg/cm<sup>2</sup>. Kallion pintaosa on usein rapautunut ja rikkonainen, jolloin rapautunut kallioaines on poistettava ehjään pintaan saakka. Työmaalla näyttää tämä asia usein tulkittavan siten, että kaikki sellainen kallioaines, johon ammunnan yhteydessä on syntynyt rakoilua ja halkeilua, on poistettava. Tämä ei kuitenkaan ole tarkoitus, vaan jokainen tapaus tulisi erikseen ratkaista kuormituksen jakautumisen ja rakoilun suunnan ja kallioaineksen irtonaisuuden perusteella.

## Maanvaraiset perustukset

Maan varaan perustettaessa selvitetään perusanturoiden mitoitusta varten maapohjalle sallittava kuormitus yleensä pohjarakennusnormien perusteella. Silta-perustukset joudutaan ulottamaan usein syvälle. Tällöin joudutaan kaivannot tukemaan maahan lyödyin tu-

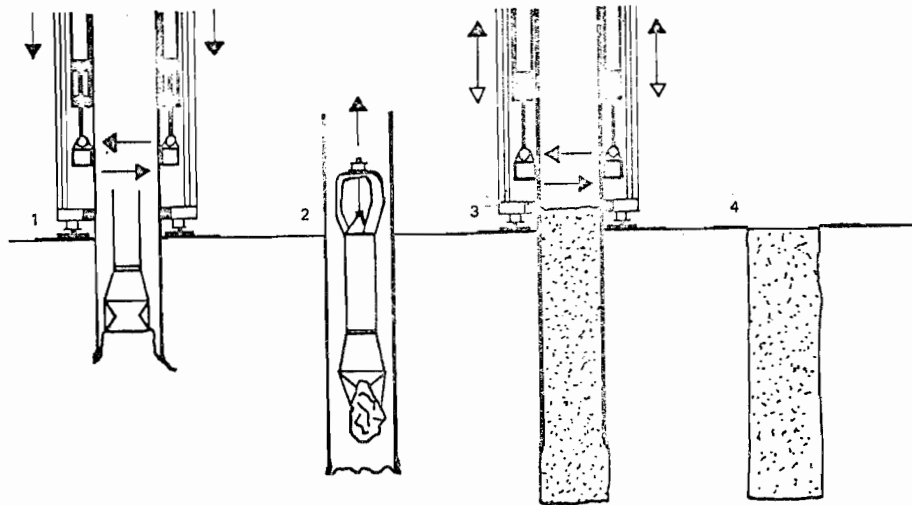
kiseinin. Mikäli siltapaikalla ei suoriteta erillistä pohjavedenpinnan alentamista, on tukiseinät lyötävä niin syvään, ettei kaivannon pohjassa pääse syntymään hydraulista murtumaa. Usein kaivannon pohja voi tästä huolimatta löyhtyä, jolloin korjaustoimenpiteet ovat hankalia ja kalliita suorittaa. Tavallisimmin pyritään löytynyt maa-aines varovasti poistamaan. Pahimmissa tapauksissa joudutaan löyhtyneessä maakerroksessa suorittamaan tiivistyspaalutus tai tekemään perustukset kiinteään pohjakerrokseen lyödyille tukipaaluille. Helposti löyhtyvissä maalajeissa kuten esim. siltissä, onkin edullisinta suorittaa pohjavedenpinnan alennus erityisellä suodatinputkikalustolla. Tällöin voidaan kaivutyöt tehdä luiskaten tai suhteellisen kevyiden tukiseinien suojassa.

### Paaluperustukset

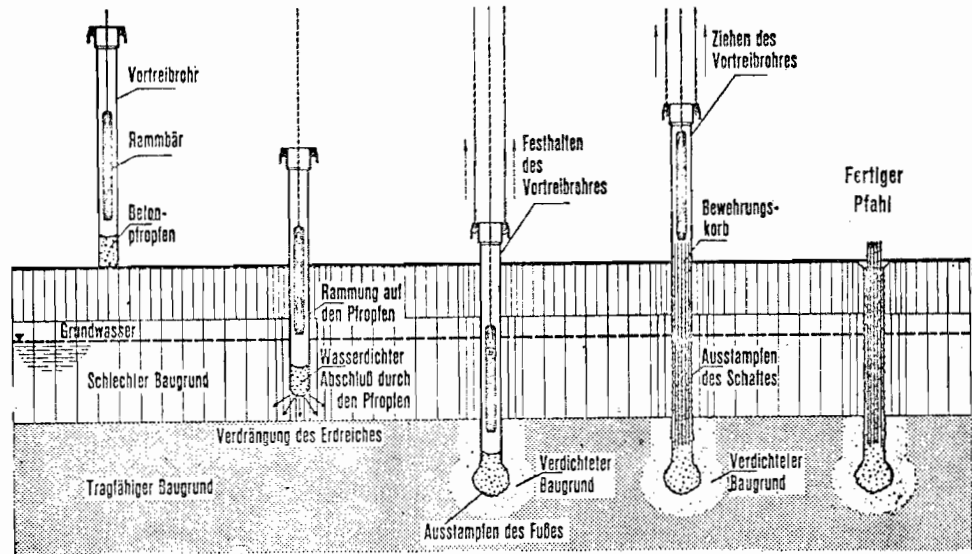
Kun kantava pohja on niin syvällä, että taloudellisesti ei kannata perustuskuormia viedä esim. kaivamalla kalliioon eikä voida tehdä yhtenäistä anturaa, tulee kysymykseen perustaminen paalulle. Valmistustapansa perusteella paalut voidaan jakaa lyöntipaaluihin ja erikoispaaluihin. Lyöntipaaluina käytetään yleensä teräsbetonisia paaluja. Myös teräksisiä ja puisia paaluja käytetään jossain määrin. Puupaalujen lahoamisvaaran vuoksi ne eivät kuitenkaan sovellu kuin erikoistapauksissa. Paalutukset suunnitellaan ja tehdään SGY:n lyöntipaalutusohjeiden mukaan (LPO-72).

Erikoispaalujen ryhmään luetaan yleensä kaikki muut kuin lyöntipaalut. Siltarakenteissa yleensä käytetyistä erikoispaaluista voidaan mainita kaivinpaalut sekä putken avulla lyötävät paikalla valettavat paalut. Kuvassa 6 on esitetty työvaiheittain ns. Benotopaalun teko. Kuvassa 7 on esitetty putken avulla lyötävän paalun, ns. Frankipaalun teko työvaiheittain.

Jälkimmäisestä voidaan vielä mainita muunnos ns. Mixtepaalu, jossa erilliseen betonianturaan kiinnitetään erikseen valettu varsiosa. Suuriläpimittaisten paalujen käyttö tulee usein kysymykseen silloin, kun paalutus joudutaan tekemään paksujen täytemaakerrosten läpi ja tavallisille lyöntipaaluille aiheutuisi täytemaakerroksen painumisesta liian suuria sivukuormia. Vaikka suuriläpimittaisille paaluille voidaankin sallia suurempia kuormia kuin tavallisille lyöntipaaluille, muodostuvat tällaisten perustusten kustannukset kuitenkin yleensä huomattavasti suuremmiksi.



Kuva 6.



Kuva 7.

### 7.23 Siltojen taustatäytöt

Pehmeiköllä olevan sillan ja tiepenkereen yhtymäkohdassa käytetään tarvittaessa penkereen mahdollisen painuman aiheuttaman kynnyksen estämiseksi ja painuman tasoittamiseksi teräsbetonista siirtymälaattaa. Siirtymälaatta ei kuitenkaan poista kokonaan katuun syntyvää painumaeroa katupenkereen painuessa. Tämän pienentämiseksi voidaan käyttää erilaisia siirtymärakenteita kuten siirtymäpaalutusta tai kevyitä penkertäytteitä. Siirtymäpaalutus rakennetaan yleensä varsinaisen paalukentän jatkeeksi käyttäen vähitellen lyheneviä vaipallaan kantavia paaluja niin, että painumat tasoittuvat pitemmälle matkalle. Käytännössä siirtymäosan keskimääräinen pituus vaihtelee noin 10-30 metriä painumien suuruudesta ja katupenkereelle asetettavista vaatimuksista riippuen.

Jos penkereen korkeus ei ole kovin suuri sillan takana, on kevyiden pengertäyttyjen käyttö pehmeikköalueilla sopivaa. Vähitellen tapahtuva painuman lisääntyminen sillasta poispäin edettäessä voidaan hyvin järjestää ohentamalla kevyttä täyttötä kiilamaisesti.

## 7.24

## Siltojen ja katujen pohjarakennuskustannukset

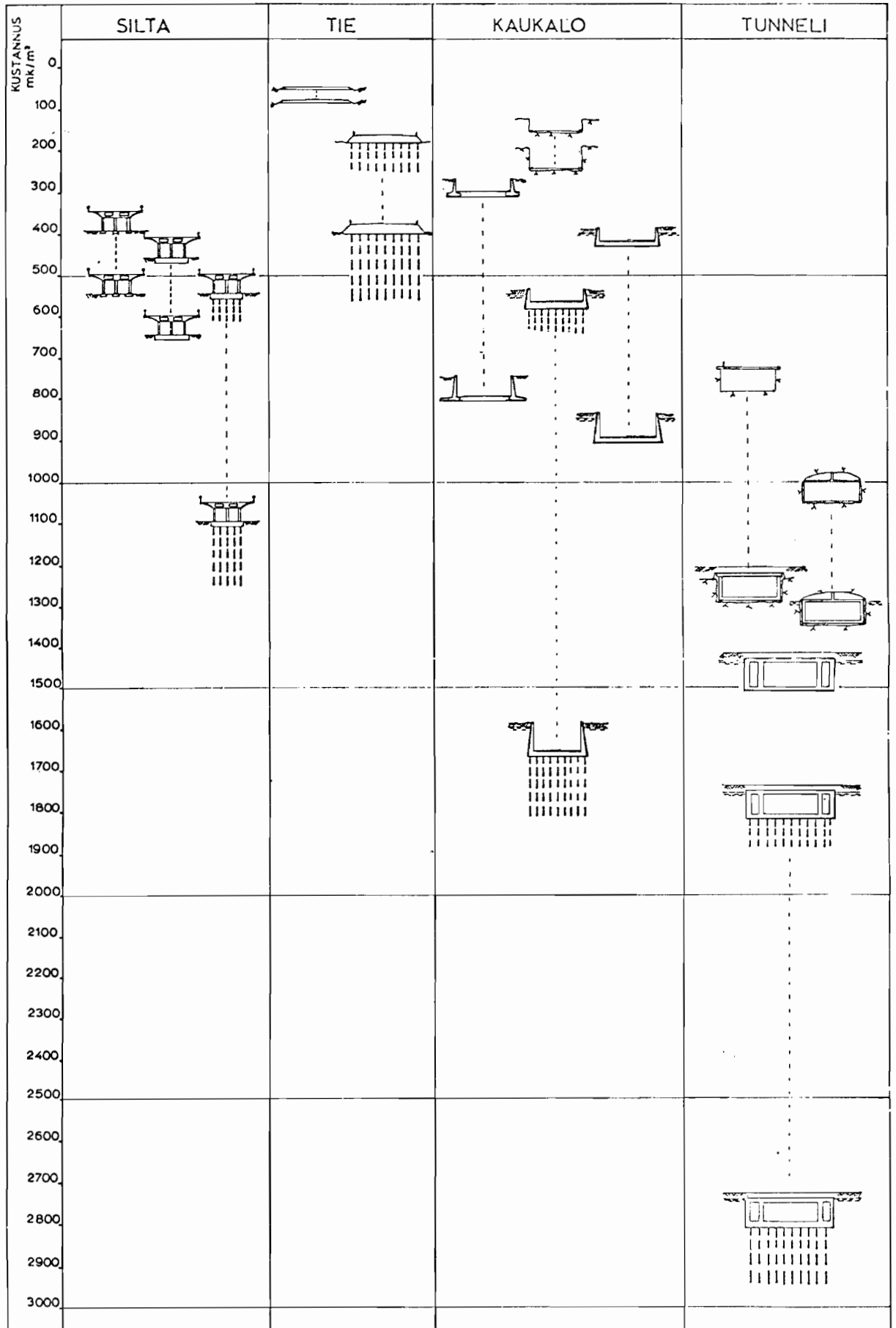
Kuvassa 8 on esitetty yhteenveto pohjaolosuhteiden vaikutuksesta siltojen ja katujen rakennuskustannuksiin. Kuvan vasemmassa reunassa on kustannus  $\text{mk}/\text{m}^2$ . Kustannukset ovat vuoden 1971 tasoa.

Huonojen pohjaolosuhteiden vaikutuksesta rakennuskustannuksiin voidaan ottaa esimerkki kaupungin rakennuttamasta Suurmetsäntien sillasta. Silta on valmistunut vuonna 1972. Kyseisellä kohdalla alittaa 4-kais-tainen Suurmetsäntie pohjoiseen menevän rautatien kohdassa, jossa rata on noin 1,5 metriä luonnollista maanpintaa ylempänä. Kadun kohdalla on savea radan länsipuolella 1 ... 7 metriä ja itäpuolella 1 ... 4 metriä. Sillan pituus on noin 20 metriä ja leveys noin 29 metriä. Tien pinta on alimmassa kohdassaan noin 5 metriä maanpinnan alapuolella. Sillan ja alit-tavan tien kokonaiskustannukset olivat noin 4,4 milj. markkaa, kun vastaavan kokoinen silta ja tie tulisi-ivat edullisissa perustusolosuhteissa maksamaan suunnilleen puolet em. summasta. Kustannusjakautuma oli suunnilleen seuraava:

- silta perustuksineen	1,8 milj. mk
- tukiseinä	1,0 "
- saven kaivu ja reunapenkereet	1,0 "
- pohjaveden pumppaamo	0,2 "
- tien päällysrakenne sekä luiskien verhoilu	0,4 "-
	<u>Yht. 4,4 milj. mk</u>

Näiden kustannusten lisäksi on sillan katuleikkauksen lähiympäristössä odotettavissa rakennuksien painumista aiheutuvia lisäkustannuksia. Pohjavedenpinnan alentamisen jälkeen on tarkkailtu rakennusten painumista noin 2 vuoden ajan. Rakennusten painumat ovat olleet suuruusluokkaa 3 ... 8 cm, suurimman maanpinnan painuman ollessa noin 13 cm. Toistaiseksi painuminen on ollut melko tasaista. Yhdessä rakennuksessa on syntynyt vaurioita, jonka korjauskustannukset ovat alustavan arvion mukaan 23.000 markkaa.



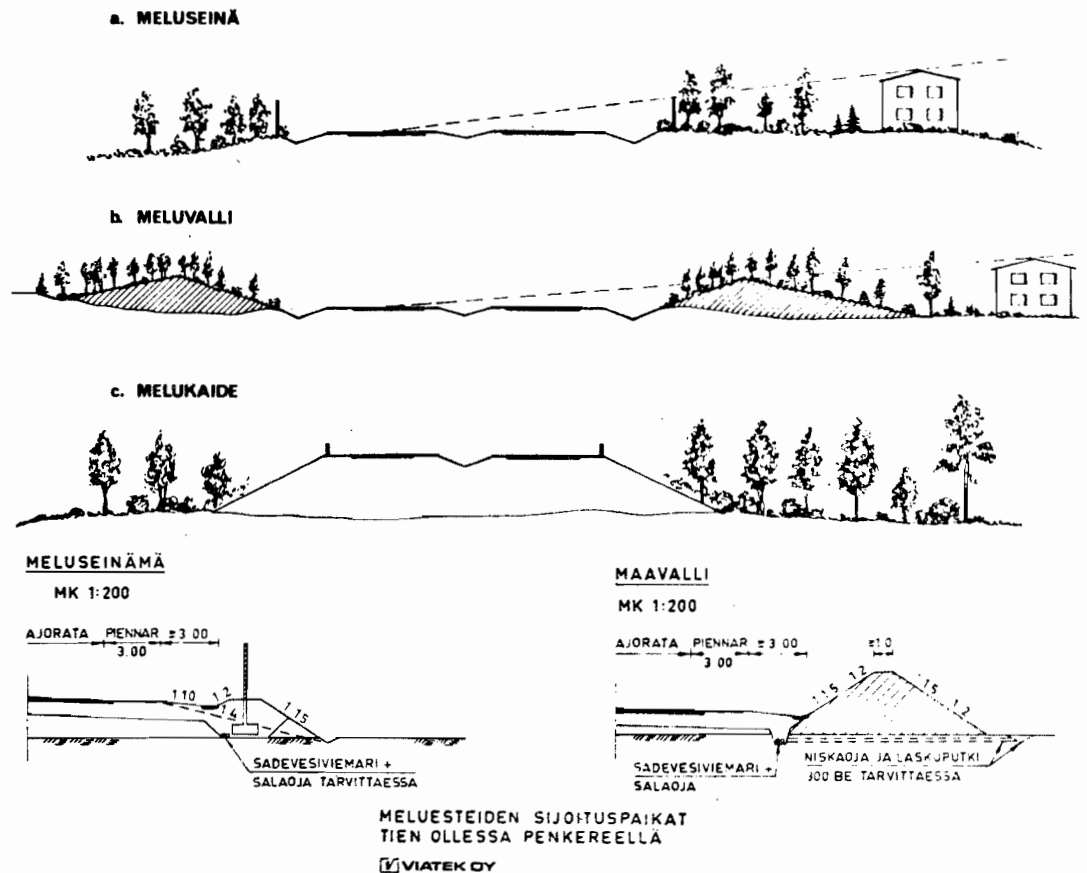


Kuva 8.

7.25  
Melusteet

Liikenteen aiheuttaman meluntorjunnan suunnittelu liikenneväylien ympäristössä on vasta viime aikoina saanut vakavampaa huomiota osakseen. Maanpinnan yläpuolelle, kuten penkereille tai sillalle rakennetun liikenneväylän aiheuttama melu aiheuttaa ympäristölle suurempaa haittaa, kuin maanpinnan alapuolella leikkauksessa oleva väylä. Kuitenkaan liikenneväyliä ei voida joka kohdassa rakentaa leikkaukseen liikenteen järjestelyiden ja lisääntyneiden rakentamiskustannusten vuoksi. Tämän vuoksi on melun torjumiseksi suunniteltu liikenneväylien viereen melusteitä.

Melusteiden tarkoitus on estää kaikki tien tasausviivasta yli 1,0 metrin korkeudelta syntyvät äänet pääsemästä suoraan vaikuttamaan liikenneväylän vieressä oleviin rakennuksiin. Koska ääniaalloilla on pyrkimys "kiertää" sen etenemisen tielle asetettu este, ei melun kuulumista voida kokonaan poistaa, vaan saavutetaan ainoastaan tietty äänten vaimennus. Melusteet voidaan ryhmitellä rakenteensa perusteella melupenkeksi, meluaitoihin ja meluseinämiin. Kuvassa 9 on esitetty esimerkkejä erilaisten melusteiden käytöstä.



Kuva 9.

Ylijäämämassoja voidaan käyttää tehokkaasti melupengerten rakentamiseen. Melupengerten vaadittu korkeus vaihtelee rajoissa noin 2,5 ... 4,0 metriä, sen etäisyydestä ajoradasta sekä melulta suojattavan alueen luonteesta riippuen. Melupenkereen tehokkaan toimimisen kannalta tulisi penkereen tien puoleinen luiska olla mahdollisimman jyrkkä. Tällöin ovat sopivia rakennusmateriaaleja louhe sekä karkeat kitkamaa-ainekset. Vastakkainen luiska voidaan sitävastoin rakentaa loivaksi, jolloin siinä voidaan käyttää silttiä sekä kuivakuorisavea. Pehmeiköillä tapahtuu melupengerten mitoitus periaatteessa samalla tavalla kuin katupenkereissäkin. Koska melupenger on yleensä aivan liikenneväylän vieressä, aiheuttaisi maapohjan murtuminen todennäköisesti vaurioita myös vieressä olevalle kadulle. Tämän vuoksi mitoitettaessa käytetään samaa varmuuskerrointa kuin katupenkereilläkin eli  $F = 1,3 \dots 1,7$ .

Korkeiden penkereiden käyttöä rajoittaa savialueilla maapohjan huono kantokyky. Varsinkin savialueilla joudutaan tämän vuoksi tekemään melun torjunnassa meluaitoja ja meluseinämiä. Toistaiseksi näyttää siltä, että meluaitojen ja meluseinämien rakentamiskustannukset ovat jonkin verran suuremmat kuin vastaavankorkeuisen melupenkereen.

Savikolla, missä maapohja kestää murtumatta vain 2 .. 3 metriä korkean täytön, tuntuisi sopivalta ratkaisulta käyttää melupenkereiden ja -aidan yhdistelmää. Melupenger rakennettaisiin siihen korkeuteen, minkä maapohja sallii ja penkereen päälle tehtäisiin meluaita, jolloin kokonaiskorkeus saataisiin riittäväksi. Melupenkereeseen voitaisiin sijoittaa lähialueilla syntyviä ylijäämämassoja, jolloin saavutettaisiin säästöä kuljetuskustannuksissa. Melupenkereen päällä olevan aidan rakenteeseen tulee tällöin kiinnittää huomiota painumista silmälläpitäen, koska melupenger aiheuttaa saven kokoonpuristumista. Tuuli- ja auraslumikuormien ja seinämien osalta myös oman painon vuoksi rakenteet joudutaan usein savikolla paaluttamaan.

KSV:n liikennesuunnitteluosaston tilauksesta suoritetaan geoteknisessä toimistossa parhaillaan melu-esterakenteiden perustustapojen selvitys, jonka yhteydessä on suoritettu meluseinärakenteiden paalujen sivusuuntaisia koekuormituksia savialueella Nurmijärventiellä ja Itäväylällä.

HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Jorma Hartikainen-Eero Slunga

Helsinki 18.2.1974

7.  
POHJARAKENNUS KUNNALLISTEKNIIKASSA7.3  
Putkijohdot7.31  
Yleistä

Vesijohtojen ja viemäreiden moitteettoman toiminnan kannalta on oleellista, että putkien kaltevuus säilyy mahdollisimman tasaisena ja että saumoissa tapahtuvat muodonmuutokset pysyvät ko. liitosrakenteen sallimisrajoissa. Muodonmuutokset aiheutuvat pohjamaan painumisesta sekä putkien ympärille tehdyn täytön kokoonpuristumisesta. Pohjamaan painuma on useimmiten niin tasaista, että se ei aiheuta haitallisia kulmanmuutoksia putkien välisissä liitoksissa. Kriittisempiä ovat sensijaan putkien ja kaivojen sekä putkien ja rakennusten väliset liittymäkohdat.

Putkiarinnan ja putken ympärystäytön kokoonpuristuman tasaisuus riippuu täyttömateriaalin homogeenisuudesta sekä täytön tekotavasta ja tiiveydestä. Taipuisia putkia käytettäessä putken ympärystäytön tiiveydellä on tärkeä merkitys myös siksi, että täyttömateriaalin tulee antaa putkelle sen litistymistä estävä sivutuki. Ympärystäytön teossa tulee tämän vuoksi tarkkaan seurata ko. putkien valmistajan asennusohjeita.

Putkijohdoissa voidaan sallia jossakin määrin painumia seuraavilla edellytyksillä:

- putkisaumat sekä putkien ja kaivojen väliset liitokset ovat taipuisia, esim. kumirengasliitokset,
- liittymät tonttijohtoihin, paloposteihin ja rakennuksiin ovat taipuisia,
- viettojohtojen kaltevuus on riittävän suuri,
- valmiissa maanpinnassa sallitaan painumia.

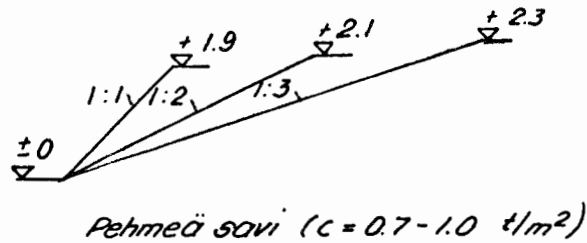
7.32  
Kaivanto7.321  
Luiskatun kaivannon mitoitus

Kaivannon kaivu on suoritettava suunnitelman mukaan siten, että edellytetty varmuus sortumista vastaan säilyy kaikissa työvaiheissa. Kaivutyön aikaisissa vakavuustarkasteluissa käytetään koheesiomaille  $\emptyset=0$ -menetelmää. Vakavuustarkastelu olisi suoritettava aina kaivannon ollessa yli 2 m syvä. Tällöin vaadittava varmuus sortumista vastaan riippuu ympäristön asettamista vaatimuksista. Varmuutta sortumista vastaan voidaan tarkastella joko kokonaisvarmuutena, jolloin laskelmat suoritetaan todellisilla lujuusparametreillä tai osavarmuutena, jolloin vakavuuslaskelmat suoritetaan osavarmuuskertoimilla jaetuilla lujuusparametreillä. Lasketun tasapainotilan varmuudeksi riittää tällöin 1. Luiskattujen kaivantojen vakavuuslaskelmissa otetaan kokonaisvarmuuskertoimeksi yleensä 1,3.. 1,5. Tällöin on kuitenkin huomattava, että leikkausjännitysten johdosta hitaasti tapahtuvat muodonmuutokset aiheuttavat ympäristön painumista, jos varmuus murtumista vastaan on pienempi kuin 1,7 ... 2,0. Myöskin pohjaveden aleneminen aiheuttaa luonnollisesti ympäristön painumaa. Näin ollen luiskattuja kaivantoja ei yleensä voida käyttää koheesiomaakerroksissa, mikäli ympäristö asettaa rajoituksia painumille.

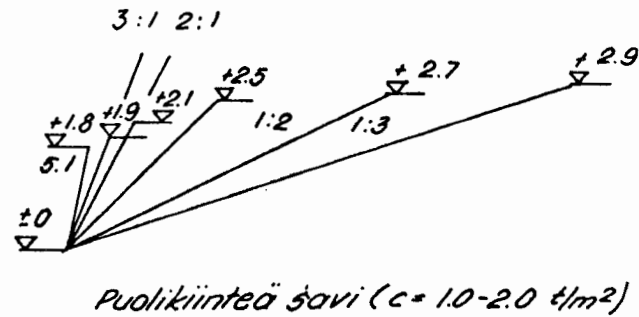
Pieniä kaivussyvyyskäyttöä käytettäessä voidaan lyhytaikaisissa töissä soveltaa ruotsalaisten ohjeiden mukaisia luiskakaltevuuksia [1]. Kitkamaat jaetaan ohjeissa kolmeen ryhmään:

- a) Löysät maalajit, esim. löysä hiekka, jolloin kaivussyvyyden ollessa 1,2 ... 2,0 m kaivannon luiskan kaltevuuden tulee olla  $30 \dots 40^\circ$  riippuen maan laadusta.
- b) Puolikiinteät maalajit eli sellaiset maalajit, jotka omistaessaan sopivan kokoomuksen ja kosteustilan, suotuisissa olosuhteissa saattavat kestää sortumatta kaivettaessa pystysuoraa seinämää. Tämä tulee kysymykseen eräillä silttimaalajeilla pohjavedenpinnan yläpuolella. Tällöin voidaan kaivussyvyyden ollessa pienempi kuin 1,2 m, kaivannon reunat tehdä lähes pystysuoriksi. Jos kaivussyvyys on 1,2 ... 2,0 m, ei luiskan kaltevuus saa olla jyrkempi kuin 2:1 ... 3:1.
- c) Kiinteät maalajit, esim. kovaan pakkautunut moreeni. Kiinteitä maalajeja kaivettaessa saa kaivannon seinämät kaivaa pystysuorina 1,2 m syvyyteen asti. Syvyyksillä 1,2 ... 2,0 m ei kaltevuus saa olla suurempi kuin 5:1.

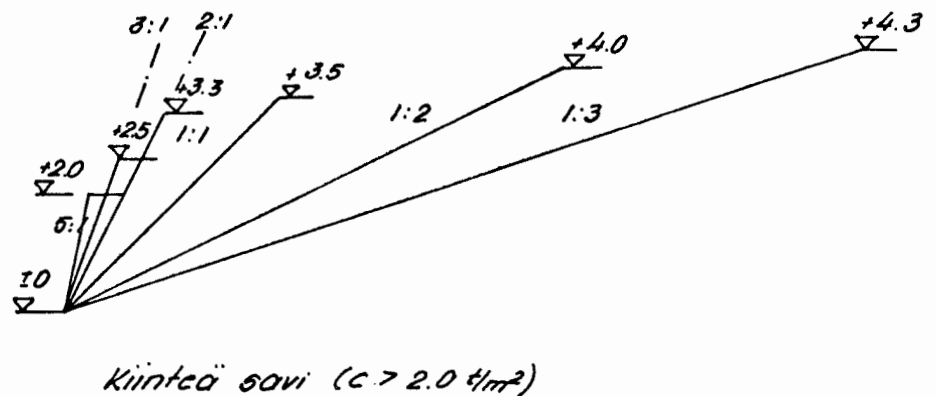
a)



b)



c)



Kuva 1. Ohjeellisia luiskan kaltevuuksia savimailla. a) löysällä, b) puolikiinteällä ja c) kiinteällä savella.

Ohjeessa jaetaan myöskin koheesiomaat kolmeen ryhmään:

- Löysät savet (leikkauslujuus  $0,7 \dots 1,0 \text{ Mp/m}^2$ ), joita kaivettaessa luiskan kaltevuuden riippuvuus kaivussyvyydestä on esitetty kuvassa 1 a. Tässä tapauksessa on oletettu kaivannon reunaa kuormitettavan siten, että kaivetut maamassat on sijoitettu 5 m etäisyydelle ja 10-20 tonnin painoinen kaivinkone 6 m etäisyydelle kaivannon reunasta.
- Puolikiinteät savet (leikkauslujuus  $1,0 \dots 2,0 \text{ Mp/m}^2$ ). Luiskan kaltevuuden riippuvuus kaivussyvyydestä on esitetty kuvassa 1 b. Kuormituksena on otaksuttu sijoitettavan maamassoja enintään  $0,5 \text{ t/m}^2$  0,5 m etäisyydelle sekä 10 tonnin painoinen kaivinkone 2,0 m etäisyydelle tai 20 t painoinen kaivinkone 3,5 m etäisyydelle kaivannon reunasta.

- c) Kiinteät savet (leikkauslujuus suurempi kuin  $2 \text{ Mp/m}^2$ ). Luiskan kaltevuuden riippuvuus kaivusvyödydestä on esitetty kuvassa 1 c. Maamassoja sallitaan  $2,5 \text{ t/m}^2$   $0,5$  metrin etäisyydelle ja  $10 \text{ t}$  kaivinkone  $0,5 \text{ m}$  tai  $20 \text{ t}$  kaivinkone  $2 \text{ m}$  etäisyydelle kaivannon reunasta.

Ohjeet eivät huomioi työnaikaisen häiriintymisen vaikutusta erityisesti herkissä savimaalajeissa.

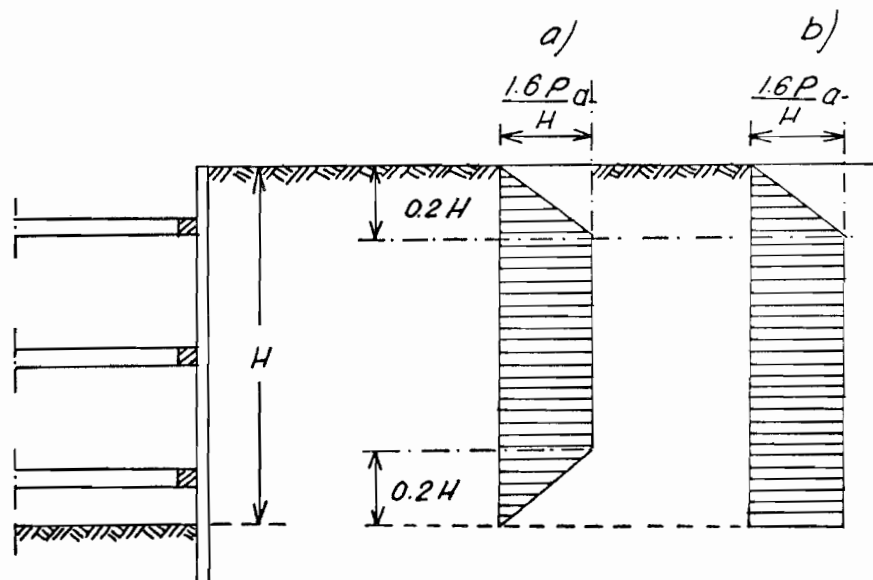
Mikäli kaivanto joudutaan jättämään auki pitkäaikaisesti tai pysyvästi, joudutaan vakavuustarkastelu koheesiomaakerroksissa suorittamaan pitkäaikaisena vakavuustarkasteluna c-Ø-menetelmällä.

Kitkamaassa pohjavedenpinnan yläpuolella luiskan kaltevuuskulma tulee kitkakulman suuruiseksi. Mikäli luiskien kautta tapahtuu pohjaveden virtausta kaivantoon, voidaan luiskaa joutua huomattavastikin loiventamaan.

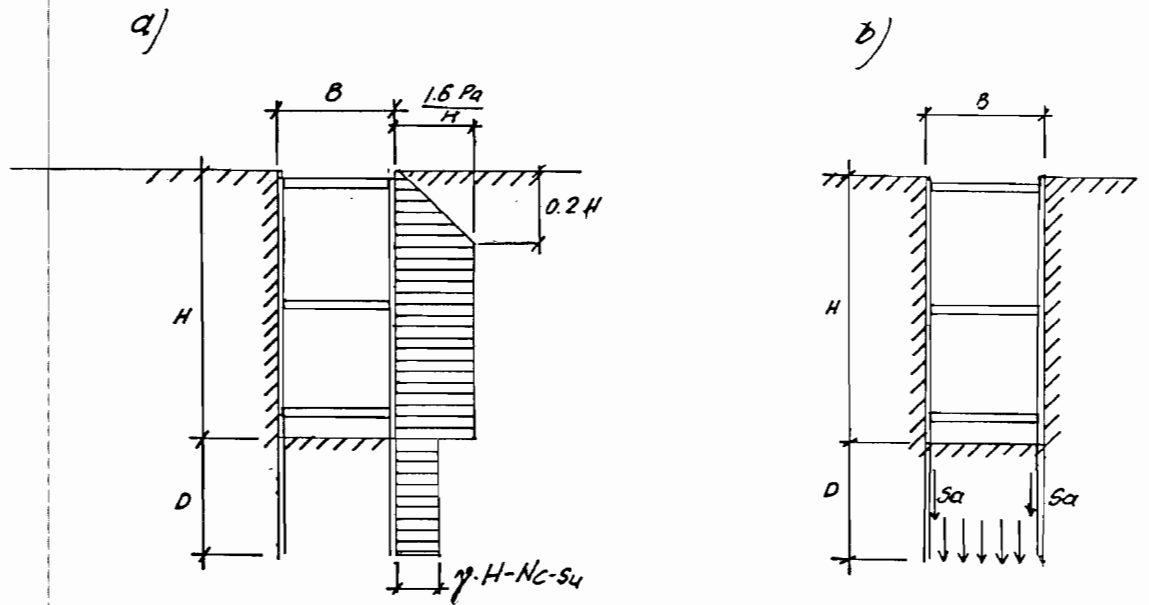
7.322

#### Tuetun kaivannon mitoitus

Usealta tasolta tuettuja tukiseiniä vastaan vaikuttava maanpaine laskettiin aikaisemmin klassillisen maanpaineteorian mukaan ikäänkuin seinä kääntyisi yhtenäisenä rakenteena alapäänsä ympäri. Suoritetut lukuisat maanpaineen mittaukset ovat kuitenkin osoittaneet, että maanpaine seinän yläosaa vastaan on todellisuudessa suurempi ja alaosaa vastaan sensijaan pienempi kuin klassillinen lineaarisesti jakautunut maanpaine. Koska seinä päinvastoin tuennan edistyessä ylhäältä alaspäin pyrkii kiertymään yläpäänsä ympäri, jolloin maanpinnalta pystysuoraan lähtevä pystysuora liukupinta olisi koheesiomaassa ympyränmuotoinen ja kitkamaassa logaritmisena spiraalina muotoinen. Pohjarakennuksen normien [2] mukaisesti maanpaineen voidaan olettaa jakautuvan kuvan 2 mukaisesti.



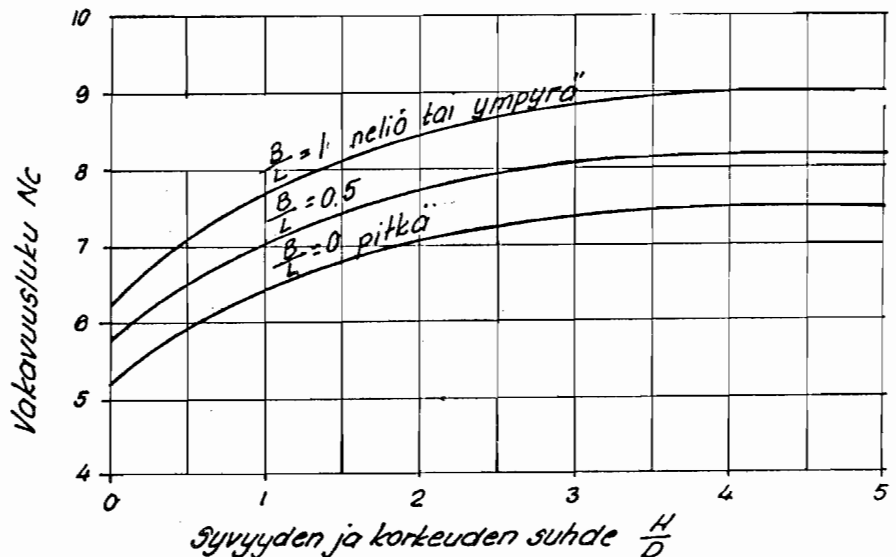
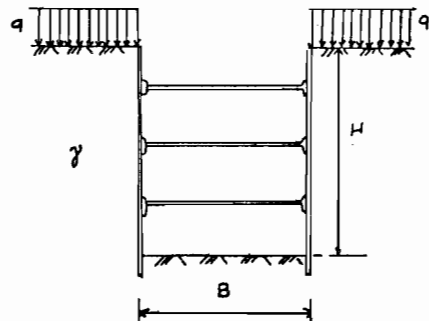
Kuva 2. Maanpaineen jakautuminen usealta tasolta tuettu- ja tukiseiniä vastaan pohjarakennuksen normien mukaan. [2].



Kuva 3. Maanpaineen jakautuminen kapean kaivannon seinää vastaan. [3]

Koheesiomaassa olevan kapean kaivannon seinään voidaan maanpaineen olettaa vaikuttavan kuvan 3 mukaisesti, johon  $N_c$  saadaan kuvasta 4. Kaivannon pohjan stabiiliuteetti tarkastetaan kaavalla:

$$F = \frac{N_c s_u}{\gamma \cdot H + q} \quad [1]$$



Kuva 4. Kapean kaivannon pohjan vakavuuden tarkistus. [4]

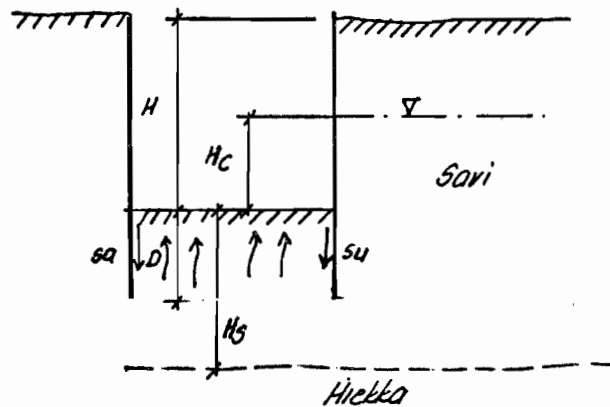


Mikäli tukiseinien ulottuminen kaivutasoon ei riitä, eli  $F < 1$ , jos osavarmuuskerrointa leikkauslujuudelle on käytetty tai  $F < 1,3 \dots 1,5$ , jos osavarmuuskerrointa leikkauslujuudelle ei ole käytetty, joudutaan tukiseinät ulottamaan kaivutasoa syvemmälle. Tällöin tulee pohjan ylösnousemista estämään tukiseinien välissä olevan maan paino ja tukiseinien ja maan välinen adheesio, jolloin kaava muuttuu muotoon:

$$F = \frac{N_c \cdot s_u}{\gamma \cdot (H+D) + q - D \cdot \gamma - \frac{2 \cdot s_a \cdot D}{B}} \quad [2]$$

Jos koheesiomaassa olevan kaivannon pohjan lähellä on paremmin läpäisevä kitkamaakerros, on pohjan hydraulinen murtumisvaara otettava huomioon kuvan 5 mukaisesti kaavalla:

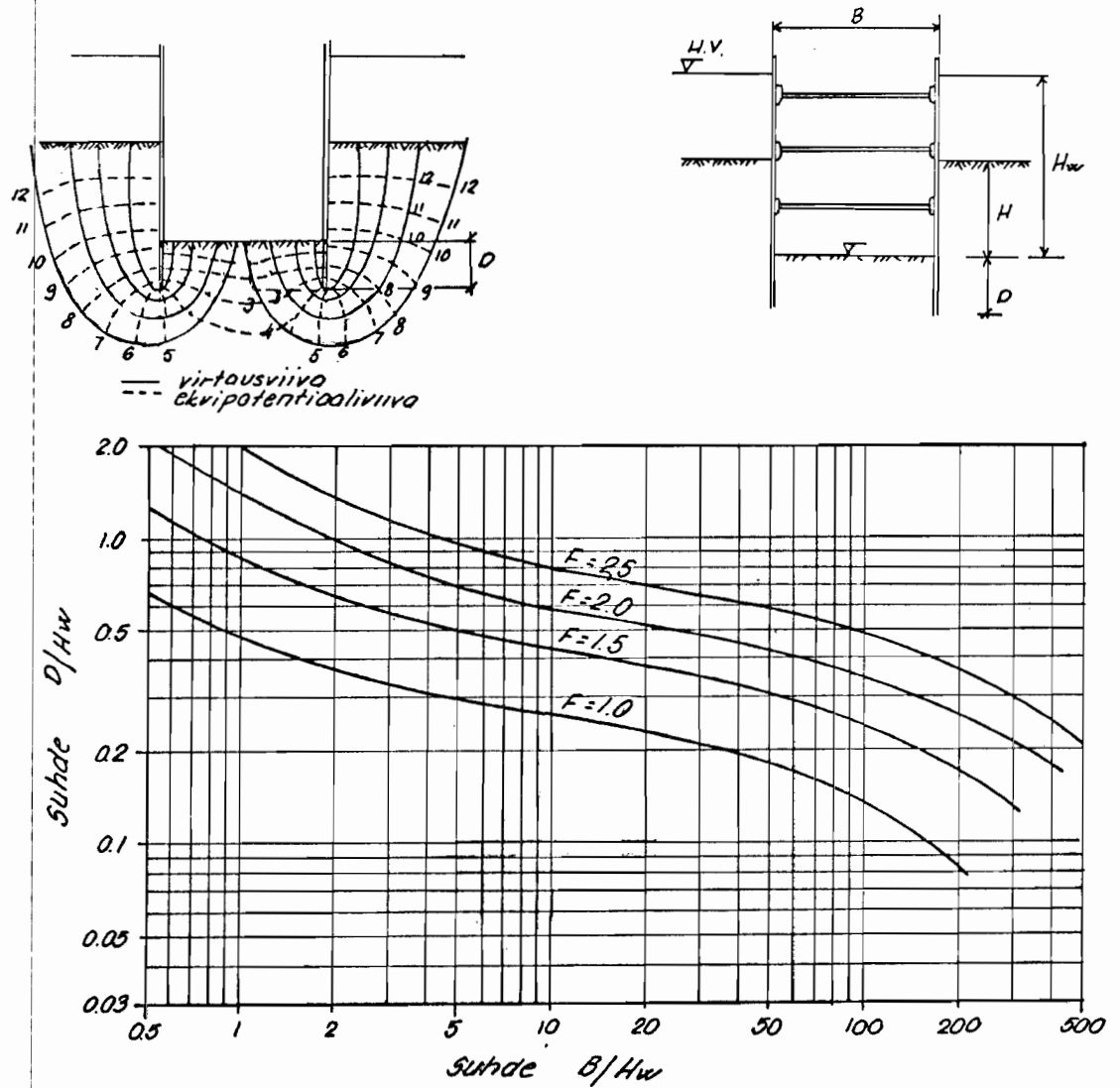
$$F = \frac{(\gamma - \gamma_w) \cdot H_s - \frac{2 \cdot s_a \cdot D}{B}}{H_c \cdot \gamma_w} \quad [3]$$



Kuva 5. Pohjan hydraulinen murtumisvaara koheesiomaassa. [3]

Mikäli koheesiomaalla ei ole ollut aikaa ponttiseinän lyönnin jälkeen ennen kaivua uudelleen lujittua, ei termiä  $\frac{2 \cdot s_a \cdot D}{B}$  voida käyttää kaavoissa 2 ja 3.

Kitkamaassa joudutaan tarkastelemaan kapean kaivannon pohjan ylösnousemisvaaraa yleensä vain hydraulisen murtumisen seurauksena. Tarkastelu voidaan helposti suorittaa kuvan 6. avulla. Vaadittava varmuus hydraulista murtumista vastaan on oltava  $F = 1,5$  ja tasarakeiselle hiedalle ja hienolle hiekalle  $F = 2,0 \dots 2,5$ .



Kuva 6. Pohjan hydraulinen murtumisvaara kitkamaassa.

[4]

7.323  
Kaivannon kaivu

Johtokaivannon kaivu suoritetaan yleensä konetyönä. Kaivumaat on siirrettävä niin kauas kaivannon reunasta, etteivät ne aiheuta luiskan sortumia. Jos putket asennetaan suoraan häiriintymättömälle pohjamaalle, ei kaivutyötä saa suorittaa koneella asennustasoon saakka. Viimeistelytyö suoritetaan lapiotyönä. Louhikkoisessa ja kivisessä maaperässä on kaivanto tehtävä vähintään 15 cm syvemmäksi kuin tulevan putken alareuna. Kaivutyössä tulee varoa kaapeleita sekä muita johtoja ja laitteita.

Talviolosuhteissa on kaivannon pohjan jäätyminen estettävä sopivalla peitteellä tai suoritettava kaivu välittömästi ennen putkien asennusta.

Kallio louhitaan vähintään 15 cm putken alareunaa syvemmälle. Kallion ja irtomaan rajakohtaan tehdään

TAULUKKO 1. KAIVANTOJEN POHJAN TASAUS, PUTKIJOHTOJEN PERUSTAMINEN JA KAIVANTOJEN TÄYTTÖ

Maalajiryhmät	perustaminen					Turautusputket d = 1000 mm	Täyttö
	Muoviputket	Teräsputket	Asbestisementti-, d= 400 mm	betoni- ja va d=500-800 mm			
1	2	3	4	5	6	7	
Kallio, louhikko tai kivikko	Pohjan tasaus (Sr, Hk, HkMr)	Pohjan tasaus (Sr, Hk, HkMr)	Pohjan tasaus (Sr, Hk)	Pohjan tasaus (betoni, sepe- li tai Sr)	Pohjan tasaus (betoni tai sepe- li)	Routimaton maalaji, esim. hiekka tai sora (välille savisulkuja)	
Karkearakeiset moreenit (SrMr, HkMr, HtMr)	Pohjan tasaus	Suoraan maan varaan	Tarvittaessa pohjan tasaus (Sr, Hk)	Tarvittaessa pohjan tasaus (sepe- li tai Sr)	Tarvittaessa pohjan tasaus (betoni tai sepe- li)	Kaivanto täytetään kivettömällä kaivumaalla	
Hienorakeiset moreenit (HsMr, SaMr)	Suoraan maan varaan, tarvittaessa pohjan tasaus	Suoraan maan varaan	Suoraan maan varaan	Tarvittaessa pohjan tasaus (Sr, Hk)	Pohjan tasaus (sepe- li tai Sr), tarvittaessa betoni- laatta	Kaivanto täytetään kivettömällä kaivumaalla, alkutäyttö soralla ja/ tai moreenilla	
Kitkamaat (Sr, Hk, KHT)	Suoraan maan varaan	Suoraan maan varaan	Suoraan maan varaan	Suoraan maan varaan	Yleensä ei pohjanvahvistusta. Tarvittaessa betoni- laatta	Kaivanto täytetään kaivumaalla	
Siltit (HHT, Hs)	Suoraan maan varaan normaaliolosuhteissa	Suoraan maan varaan normaaliolosuhteissa	Tarvittaessa lankkuarina	Hirsiarina, joskus betoni- laatta	Betonilaatta tai hirsiarina, tarvittaessa paalutus	Alkutäyttö sepe- lillä, soralla tai moreenilla. Pohjavedenpinnan alla käytetään tarvittaessa hiekka- tai soratäyttöä	
Kiinteät koheesiomaat, leikkauslujuus = 2 t/m <sup>2</sup>	Suoraan maan varaan	Suoraan maan varaan	Tarvittaessa lankkuarina	Tarvittaessa hirsiarina	Hirsiarina tai betonilaatta, tarvittaessa paalutus	Alkutäyttö sepe- lillä, soralla tai moreenilla. Kaivanto täytetään kaivumaalla	
Pehmeät koheesiomaat, leikkauslujuus alle 2 t/m <sup>2</sup>	Tarvittaessa lankkuarina	Lankkuarina	Lankkuarina, joskus hirsiarina	Hirsiarina, joskus betoni- laatta sekä tarvittaessa paalutus	Hirsiarina tai betonilaatta sekä paalutus	Alkutäyttö sepe- lillä, soralla tai moreenilla. Kaivanto täytetään kaivumaalla.	
Eloperäiset maat	Tarvittaessa lankkuarina	Lankkuarina	Hirsiarina, tarvittaessa paalutus	Hirsiarina, joskus betoni- laatta sekä tarvittaessa paalutus	Hirsiarina tai betonilaatta sekä paalutus	Alkutäyttö soralla tai moreenilla. Kaivanto täytetään kaivumaalla	

Täyttemaat Selvitettävä kussakin tapauksessa erikseen, koska täyttemaan laatu ja tiiveys vaihtelevat suuresti

Huom. Muoviputkien osalta noudatetaan RIL:n julkaisussa n:o 77 annettuja ohjeita

siirtymäkiila, jonka syvyys rajakohdassa on 0,5 m ja pituus molempiin suuntiin 3 m. Ylimenokohdan täyttö suoritetaan hyvin tiivistyvällä soralla, sepelillä tai moreenilla.

## 7.33

## Perustaminen

## 7.331

## Perustaminen suoraan maan tai kallion varaan

Sora-, hiekka- ja silttimaalajeissa sekä jäykässä savessa voidaan vesijohdot ja viemäri yleensä perustaa suoraan häiriintymättömän pohjamaan varaan varsinkin silloin, kun on kysymys pienikokoisista johdoista. Putket on tuettava tasaisesti koko pituudeltaan. Kanavan pohjaan kaivetaan muhveja varten syvennykset, jotta putket eivät jää muhvien varaan. Veden virtaaminen kaivannossa ja samalla pohjaveden aleneminen estetään savi- tai moreenipadoilla.

Kivikkoisessa tai louhikkoisessa pohjamaassa ja kalliossa tasataan kaivannon pohja huolellisesti tiivistetyllä, kivettömällä sora-, hiekka- tai hiekkamoreenikerroksella. Kaivannon pohja voidaan tasata myös vähintään 10 cm paksuisella maabetonikerroksella, jolloin jalalliset betoniputket voidaan asentaa suoraan taseausbetonin varaan. Pyöreät putket asennetaan taseausorakerrokselle kuten luonnontilaisen pohjamaan varaan.

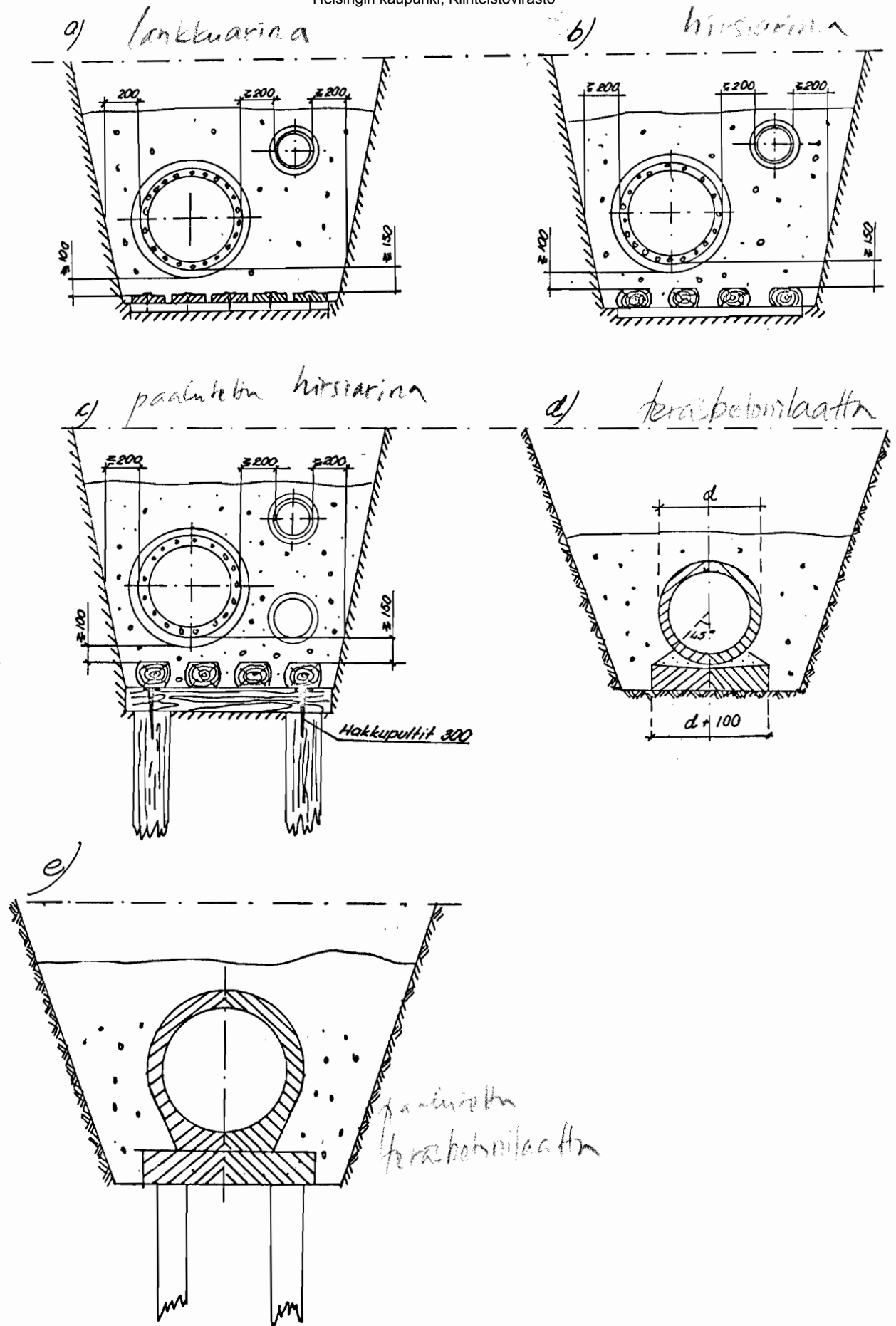
## 7.332

## Muut perustamismenetelmät

Kun johtolinja rakennetaan heikosti kantavaan maahan, on putkijohto perustettava niin, että asennustyö voidaan suorittaa ja että putki säilyttää oikean korkeus- asemansa. Perustamismenetelminä tulevat kysymykseen erilaiset arinarakenteet ja tarvittaessa lisäksi paalutus (taulukko 1).

Lankkuarina, kuva 7 a sopii yleensä viemäriputkille, joiden halkaisija on enintään 400 mm. Putket asennetaan arinan päälle sullotun, kivettömän taseuskerroksen varaan siten, että putki ja muhvit lepäävät tasaisesti maakerroksen päällä. Pehmeässä savi- tai silttimaassa työskenneltäessä tulee arinan asettelussa ja täyttemään tiivistyksessä varoa pohjamaan häiriintymistä.

Suuriläpimittaisia putkijohtoja perustettaessa käytetään pohjan vahvistuksena hirsiarinaa tai betonilaattaa joko ilman paalutusta tai paalutuksen yhteydessä, kuvat 7 b, c, d ja e. Puuarinan säilyminen märkänä varmistetaan tarvittaessa sullomalla puiden väliin kosteata savea. Jalalliset uurreputket voidaan asentaa välittömästi hirsiarinan tai betonilaatan päälle, mikäli

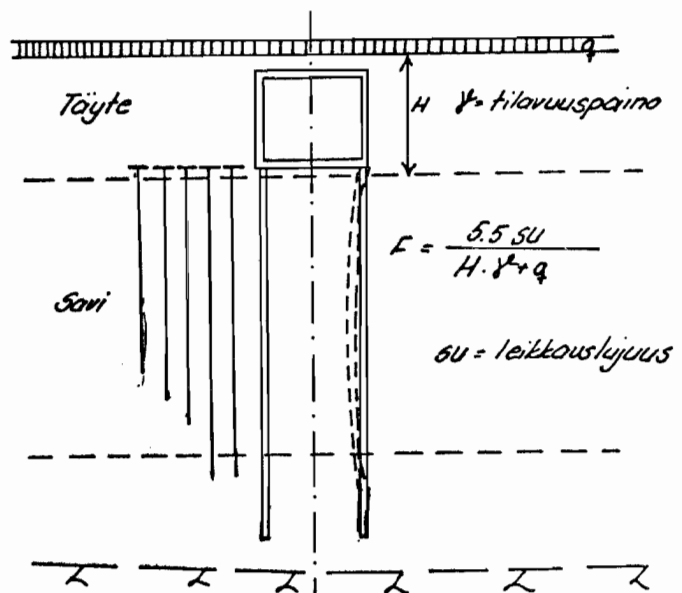


Kuva 7. Putkijohtojen perustamismenetelmiä a) lankkuarina, b) hirsiarina, c) paalutettu hirsiarina, d) teräsbetonilaatta ja e) paalutettu teräsbetonilaatta.

alusta on riittävän tasainen. Pyöreät putket asennetaan tasaussorakerrokselle. Asennus betonilaatalle voidaan suorittaa myös tasauslaastin välityksellä. Paalutukset suoritetaan Lyöntipaalutusohjeen (LPO-72) mukaisesti.

Käytettäessä paaluperustusta savialueilla voi täytteen painosta aiheutuva saven kokoonpuristuminen aiheuttaa paalujen taipumista ja jopa katkeamista erityisesti leveiden kanaalien osalta, kuva 8. Tällöin on tarkastettava savimassojen stabiliteetti paalujen ympärillä. Tämä voi yksinkertaisesti tapahtua kaavalla:

$$F = \frac{5,5 \cdot s_u}{\gamma \cdot H}$$



Kuva 8. Paalujen taipumisvaaran huomioiminen.

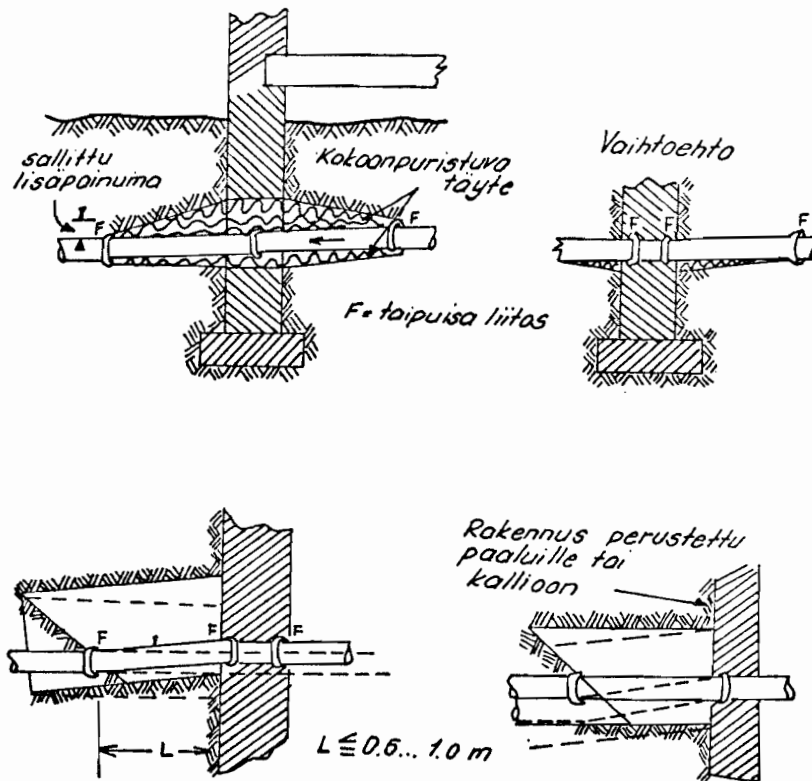
Jos stabiliteettia ei ole riittävällä varmuudella  $F$  saavutettu, voidaan tarkistaa kestävätkö paalut saven painumisesta aiheutuvat taivutuksen. Tämä voi olla mahdollista lyhyiden ja hyvin rakenteeseen kiinnitettyjen paalujen osalta. Jos tämäkään ei onnistu, joudutaan käyttämään kevytsoratäyttöä tai paaluttamaan täyttöä.

Perustaminen voidaan suorittaa myös tiivistetyn soratai sepeliarinan tai massanvaihdon varaan. Soratai sepeliarinan paksuuden tulee olla vähintään 20 cm. Hienojen maa-ainesten tunkeutuminen arinan sisään on estettävä tarvittaessa 5-10 cm:n paksuisella suodatinhiekkakerroksella. Massanvaihto on yleensä paalutusta edullisempi, kun pehmeikön paksuus on enintään 3 ... 4 m. Kaivamalla suoritettu massanvaihto onnistuu yleensä, kun pehmeikön paksuus on enintään 4 ... 5 m.

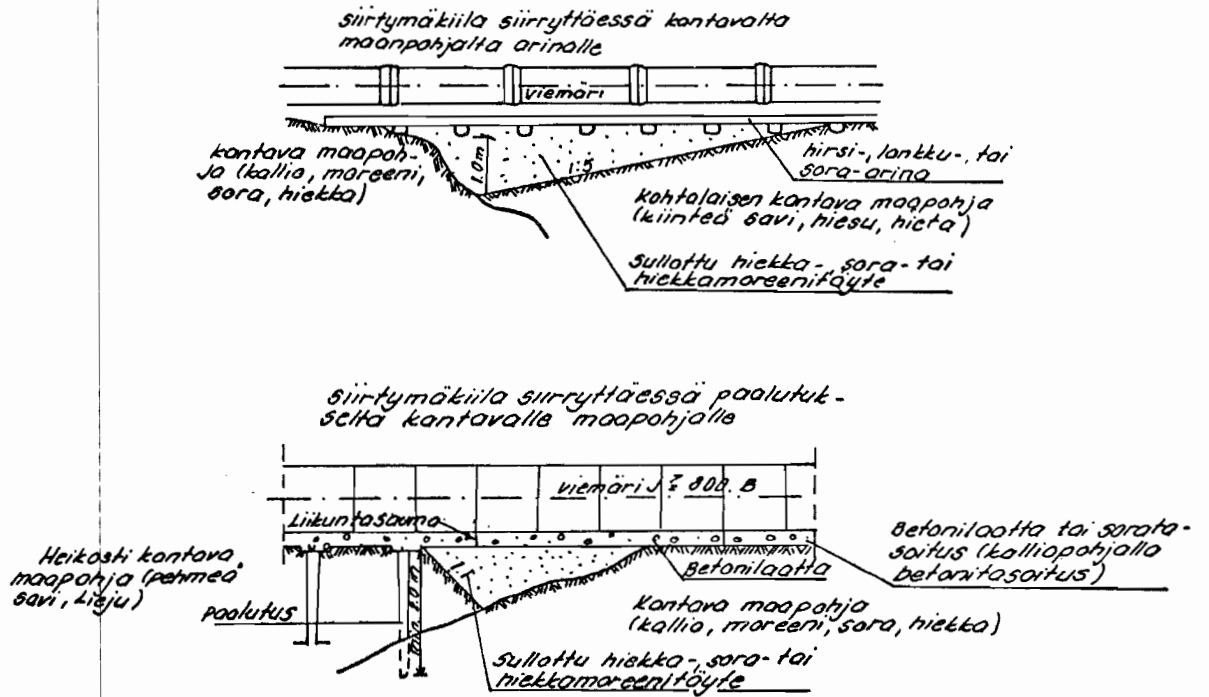
7.333  
Siirtymärakenteet

Putkijohtojen liittyminen rakennuksiin sekä eri tavoin perustettujen johto-osuuksien väliset siirtymävyöhykkeet on suunniteltava ja rakennettava siten, etteivät painumaerot aiheuta putkien särkymistä tai saumojen avautumista.

Putkijohdon ja perusmuurin liittymäkohdassa tulee putkijohdon asennussyvyyttä suunniteltaessa arvioida odotettavissa oleva painumaero putkijohdon ja perusmuurin välillä. Ylimenokohdassa voidaan esim. kuvan 9 mukaisesti asentaa 1 ... 2 putkea normaalia suurempaan kaltevuuteen ja ympäröidä kokoonpuristuvalla täytteellä tai suojaputkella painumaeron suuruudesta riippuen.



Kuva 9. Siirtymärakenteita putkijohdon ja rakennusten välillä.

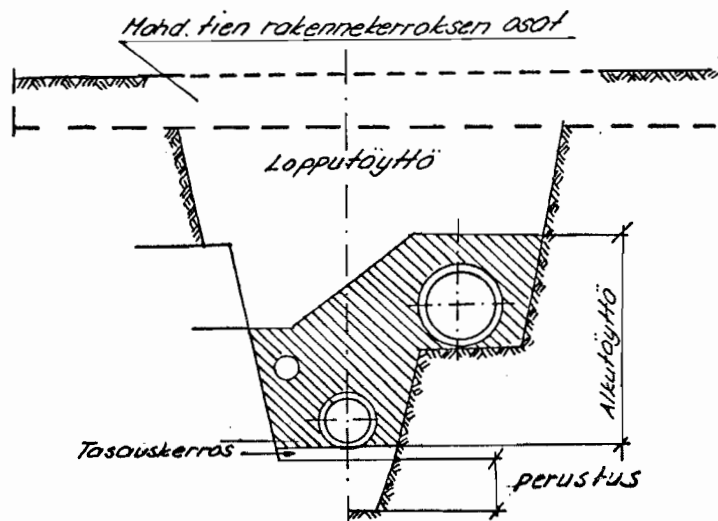


Kuva 10. Siirtymärakenteita eri tavoin perustettujen putkijohto-osuuksien välillä.

Kuvassa 10 on esitetty eri tavoin perustettujen viemäriosuuksien välissä kysymykseen tulevia siirtymärakenteita.

### 7.34 Kaivannon täyttö

Putkikaivantojen täyttö tulee suorittaa niin, että täyttömateriaali antaa putkijohdoille riittävän tuen ja että kaivannon kohdalla ei tapahdu sallittua suurempia maanpinnan painumia.



Kuva 11. Johtokaivannon täyttövöhykkeet.

Putkikaivannon alkutäyttö, kuva 11, suoritetaan välittömästi putkien asentamisen jälkeen. Se suoritetaan



lapiotyönä varoen vahingoittamasta tai siirtämästä putkia. Putkien ympärille sullotaan lapiolla, sauvalla tai kevyellä täryttimellä kivetöntä, helposti tiivistyvää maata vähintään 30 cm putkien yläpuolelle. Tiivistysasteen tulisi yleensä olla vähintään 90 % (parannettu Proctor).

Alkutäyttömateriaalina käytetään kalliossa ja kivikossa soraa tai hiekkaa. Muualla voidaan käyttää myös muita kivettömiä kitkamaalajeja (taulukko 1). Savea ja silttimaalajeja saa käyttää vain silloin kun putki ei vaadi alkutäytön tiivistämistä. Täytteessä ei saa olla lunta, jätettä eikä minkäänlaisia jätteitä.

Muoviputkien osalta tulee kaivannon täytössä noudattaa edellä mainitun lisäksi muoviputkien asennusohjeita [5]. Muiden taipuisien putkien osalta tulee noudattaa valmistajan asennusohjeita.

Kaivannon lopputäyttö voidaan suorittaa koneellisesti kaivumaita käyttäen. Täytteessä ei kuitenkaan saa olla yli 30 cm läpimittaisia kiviä. Ajoteiden yms. alueiden kohdalla täytemaa on sullottava tiiviiksi maanpintaan saakka.

Kaivojen, venttiilien, suojaputkien, palopostien yms. ympärille tiivistetään huolellisesti routimatonta kitkamaata. Ympäristäytön leveyden tulee olla vähintään 30 cm ja sen tulee ulottua roudattomasta vesijohdon asennussyvyydestä täytön yläpintaan saakka.

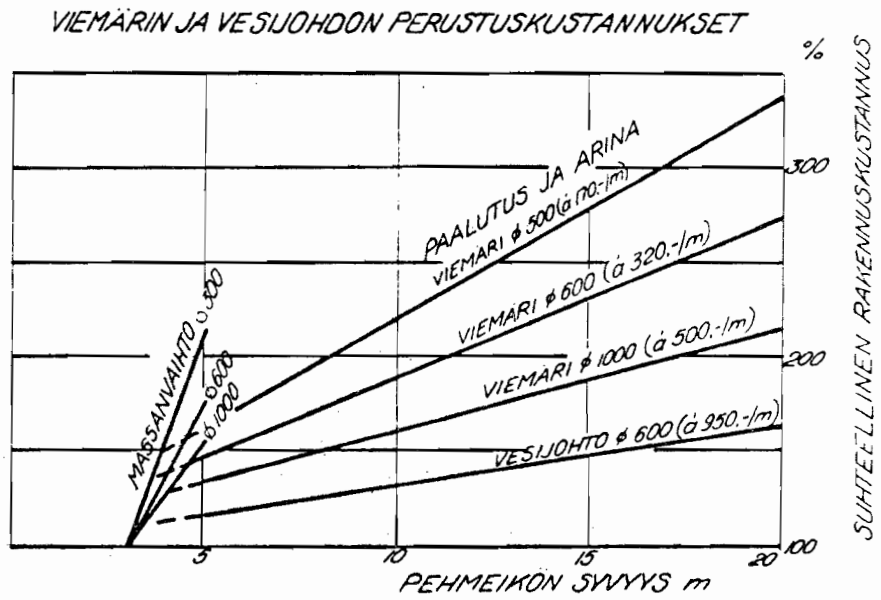
Veden virtaus putkikaivannossa saattaa huuhtoa maata mukaansa tai alentaa pohjavedenpintaa lähiympäristössä. Tämän estämiseksi tulee läpäisevät maakerrokset katkaista noin 20 m välein 1 m pituisilla savi-, siltti- tai moreenipadoilla. Pato tulee ulottaa vähintään 0,3 m keskimääräisen pohjavedenpinnan yläpuolelle.

### 7.35

#### Putkijohtojen perustuskustannukset

Viemärin ja vesijohdon perustuskustannuksia massanvaihtoa tai paalutusta ja arinaa käyttäen suhteessa niiden rakennuskustannuksiin perustettuna suoraan maan varaan on verrattu kuvassa 12. Tämän lisäksi on huomioitava, että myöskin kaivannon tekeminen pehmeikköalueilla vaatii huomattavasti lisäkustannuksia.

Ääritapauksissa on kokoojaviemärin ( $\emptyset$  1600 ...  $\emptyset$  1800) rakennuskustannus noussut Helsingissä jopa arvoon 4000 ... 5000 mk/m (v.1973) pehmeällä savialueella, kun se kitkamaa-alueella maksaisi alle 1000 mk/m ja kalliotunnelinakin vain noin 1500 mk/m.



Kuva 12. Putkijohtojen perustamiskustannukset.

## Kirjallisuutta:

- [1] K. Kannas: Työturvallisuuskysymykset kaivannolla.  
Rakennustaito 18/1973
- [2] Pohjarakennuksen normit RIL 45/1969
- [3] B. Broms: Spontväggar - Jordtrycksteorier och  
dimosiontsringsmetoder STF:s kurs. Stockholm 1970
- [4] Norges Geotekniske institutt, Publikasjon No 16
- [5] Maahan ja veteen asennettavat muoviputket RIL 77

## 8. KALLIORAKENNUS KUNNALLISTEKNIKKASSA

Sisältö:	sivu
8.1 <u>Yleistä maanalaisten kalliotilojen rakentamisesta Helsingissä</u>	87
8.2 <u>Käytetyt kalliotilatyypit ja niiden käyttökelpoisuus</u>	87
Väestönsuojat	87
Laitesuojat	88
Öljyvarastot	90
Vesisäiliöt	92
Vesi- ja viemäritunnelit	92
Liikennetunnelit	92
Metro	93
8.3 <u>Kallioperän tarjoamat uudet käyttömahdollisuudet</u>	93
Pysäköintilaitokset	93
Voimalaitokset	94
Teknillisen huollon yhteiskäyttötunnelit	94
Jätevesipuhdistamot	98
Jätevesitunnelit	100
Kalliotilojen suunnittelussa esille tulevia ongelmia	101
Lainsäädäntö	101
Maanalainen asemakaava	101
Suoja-alueet	102
Työtunnelit	102
Massatalous	102
Pohjavesikysymykset	102

	sivu
8.4 <u>Kalliotutkimukset ja tulosten tulkinta</u>	103
8.41 Yleistä	103
8.42 Tutkimusmenetelmä	103
8.421 Geologinen kartoitus maanpinnalla	103
8.422 Seisminen ja akustinen luotaus	104
8.423 Paino- ja heijarikairaus	105
8.424 Porakonekairaus	105
8.425 Sydännäytekairaus	106
8.426 Erikoismittaukset	107
Kallion jännitystilän mittaukset	107
Puristuslujuus- ja kimmomoduli-	
mittaukset	110
8.43 Rakennusgeologinen kallioluokitus	111
8.5 <u>Tunnelien ja luolien louhinta</u>	113
8.51 Nykyiset louhintamenetelmät	113
Kehitysnäkymiä	113
8.52 Tunnelin louhinta	114
Aukaisukiilatyypit	114
Räjähdysaineet	115
Tärinät	115
Louhintajälki	116
Ryöstösakot	116
8.53 Kalliroleikkausten louhinta	116
8.54 Louheen käyttö	116
8.55 Tunnelien lujitukset	117
Lujitustarve	117
Lujitustavat	118
Talokatselmukset	118

HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Hintikka/em

Helsinki 19.2.1974

8.

## KALLIORAKENNUS KUNNALLISTEKNIKKASSA

8.1

Yleistä maanalaisten kalliotilojen rakentamisesta Helsingissä

Helsingin kallioperä on laadultaan yleisesti ottaen varsin hyvää ja tarjoaa erittäin monipuolisia mahdollisuuksia kaupunkirakentamiselle. Helsingin kaupungin alueelle on koko sen historian aikana louhittu tunneleita ja erilaisia maanalaisia kalliotiloja n.1,5 milj. m<sup>3</sup>. Pääosa tästä määrästä muodostuu väestö- ja laitesuojista, öljy- ja vesisäiliöistä sekä vesi- ja viemäritunneleista. Koko louhittu tunnelipituus on Helsingissä n. 55 km. Lähivuosina myös metron osuus tulee merkittäväksi, kun sen rakentaminen edistyy pitemmälle. Nykyisellä rakentamisvauhdilla kalliotilat lisääntyvät n. 350 000 - 400 000 m<sup>3</sup>:lla vuodessa. Edellä mainitut luvut osoittavat, että rakentaminen myös maan alla on tällä hetkellä erittäin vilkasta ja lähitulevaisuudessa kallioperän hyväksikäyttö Helsingissä tulee edelleen tehostumaan ja yhä enemmän tiloja pyritään sijoittamaan maan alle.

8.2

Käytetyt kalliotilatyypit ja niiden käyttökelpoisuus

## Väestönsuojat

Väestönsuojamääräyksemme vuodelta 1958 asettavat väestönsuojan rakentamisvelvollisuuden jokaiselle suojelekohteessa sijaitsevalle yli 3000 m<sup>3</sup> kivrakenteiselle rakennukselle. Tämä on normaalisti merkinnyt sitä, että kaikkiin kerrostaloihin sekä mm. useimpiin teollisuusrakennuksiin on rakennettu väestönsuoja. Pientaloja sekä suurinta osaa rivitaloja eivät määräykset sen sijaan ole koskeneet.

Aikaisemmin talot rakennettiin pääasiassa yksittäiskohteina traditionaalisia rakennusmenetelmiä käyttäen. Tällöin oli tarkoituksenmukaista rakentaa kutakin taloa varten oma väestönsuoja, varsinkin kun sen rakentaminen sopi käytössä olevaan tuotantotekniikkaan. Tähän saakka lähes yksinomaan käytetty C-luokan (nyk. S1-luokan) väestönsuojaratkaisu on yleensä ollut halvin. Tilanne on kuitenkin muuttunut monessa suhteessa. Teol-

listen rakentamismenetelmien yleistyessä olisi tärkeätä kyetä rakentamaan kaikki kerrokset teollisin menetelmin. Traditionaalista rakennustapaa vaativan väestönsuojan sijoittaminen taloon ei näin ollen ole yhtä edullista kuin ennen. Alerakentaminen on tehnyt mahdolliseksi entistä yhtenäisemmät väestönsuojasuunnitelmat ja tuonut esille uusia vaihtoehtoja, joita ovat tällä hetkellä talokohtaiset suojat, maastoon erillisinä rakennetut suojat sekä kalliosuojat.

VTT Rakennustalouden laboratorion 1972 julkaiseman tutkimuksen mukaan (Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka julkaisut 4 ja 7) mm. korkeasta tonttihinnasta johtuen jo esim. pienen 750 suojapaikan suojien rakentaminen on kantakaupungin alueella yhtä edullista kallioon kuin talokohtaisena suojatilana. Suurimpina yksikköinä kalliosuojat tulevat taloudellisesti talokohtaisia suojia edullisemmiksi suurimmassa osassa Helsingin kaupunkia. Kts. kuvat 1 ja 2.

Tärkeintä on, että näiden suojien rakentamisessa huomioidaan järkevä rauhanajan käyttö siten, että suojiin sijoitetuista rahoista saadaan kohtuullinen tuotto. Suurempia suojia voidaan käyttää esim. autopaikoitukseen, jolloin asuntoalueella ei maan pinnalla tarvitse varata suuria alueita autopaikoitukseen ja jää enemmän tilaa virkistyskäyttöön.

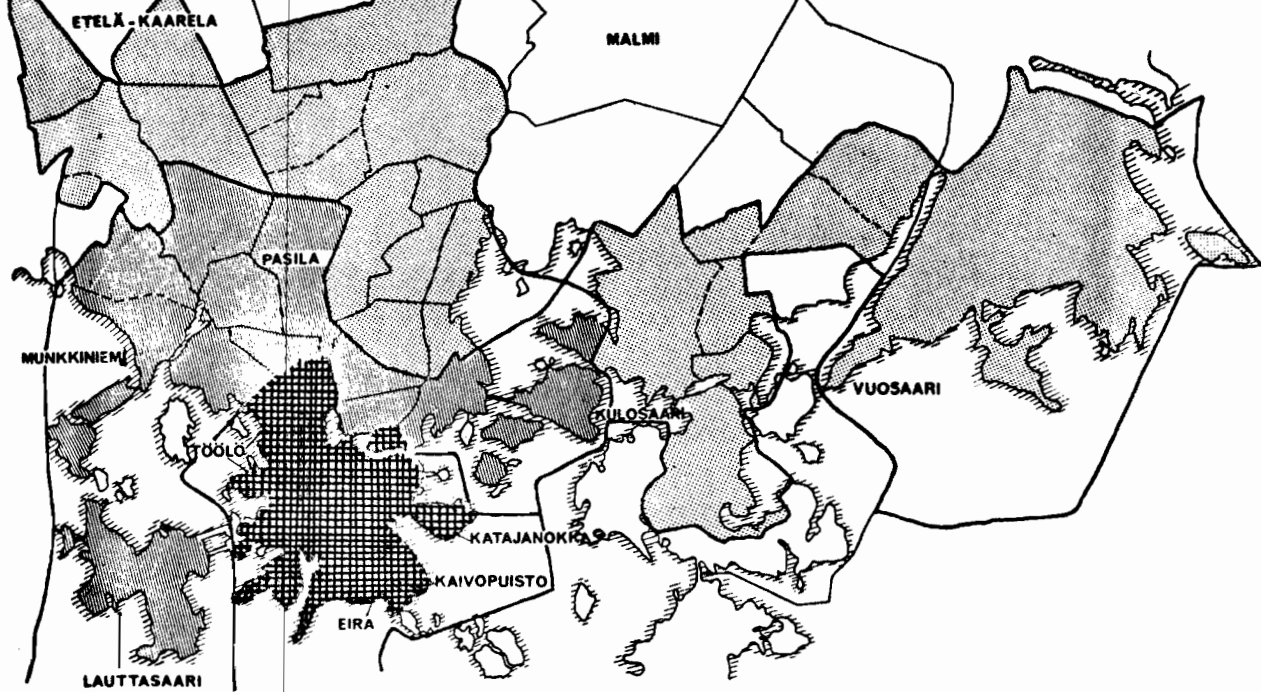
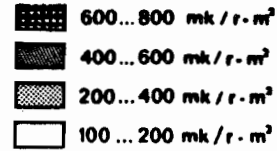
Kallioon rakennettua väestönsuojatilaa on Helsingissä tehty yhteensä n. 350 000 m<sup>3</sup>, vastaten n. 72 000 suojapaikkaa. Osa tästä määrästä on vanhentunutta tilaa, joka ei enää vastaa nykypäivän vaatimuksia. Rakennuskustannukset kalliosuojissa suojapaikkaa kohden vaihtelevat aika suurissa rajoissa. Edellä mainitussa VTT:n tutkimuksessa esitetyssä esimerkkitapauksessa kustannukset ovat 850 ... 1800 mk/suojapaikka. Kustannuserot johtuvat pääasiassa suojan koosta, sillä isommissa suojissa voidaan kulkuyhteyksien, rakennusteknisten töiden ja Vss-laitteiden aiheuttamia kustannuksia suojapaikkaa kohden pienentää oleellisesti.

## Laitesuojat

Kyseinen ryhmä muodostaa sekalaisen ryhmän erilaisiin tarkoituksiin tehtyjä tiloja, joita käytetään tällä hetkellä mm. seuraaviin tarkoituksiin:

- varavoima-asemien sijoituspaikkana
- raaka- ja viemäriveresipumppaamojen sijoituspaikkana
- tele- ja puhelinliikenteen sekä tietokonelaitteiden sijoitukseen
- liikenteen valvontakeskuksien sijoitukseen ym.

Kahdessa viimeksi mainitussa kohdassa esitetyt tilat tehdään yleensä väestönsuojien yhteyteen ja väestönsuojavaatimusten mukaisesti, jolloin ne ovat toimintakelpoisia myös kriisiaikoina.

**HELSINGIN KAUPUNGIN TONTTIHINTA-  
TASOT mk / KERROSALAN m<sup>2</sup>**

 Helsingin kaupungin tonttihintatasot  
mk/kerrosalan m<sup>2</sup>

KUVA 1

Tonttihinta mk/rak.m <sup>2</sup>	Traditionaalinen rak.menetelmä				Täysselementtitekniikka			
	100-200	200-400	400-600	600-800	100-200	200-400	400-600	600-800
K: mk/m <sup>2</sup> , kk	1-2	2-4	4-6	6-8	1-2	2-4	4-6	6-8
T: mk/m <sup>2</sup> , kk	1-2	2-3	3-4	4-5	1-2	2-3	3-4	4-5
suojapaikkojen tarve	750							
	1500							
	3000							
	6000							
	12 000							

- talosuoja edullisin
- joissain tapauksissa talosuoja edullisin
- kalliosuoja edullisin
- joissain tapauksissa kalliosuoja edullisin

 K kalliosuoja  
T talosuoja

Uudisrakennusalueen väestönsuojavaihtoehtojen (kalliosuoja ja talosuoja) kokonaistaloudellinen edullisuusvertailu alueen rakentamismenetelmän, tonttihinta- ja vuokratason sekä suojapaikkojen tarpeen mukaan. Vertailussa on käytetty 150 hengen S1-luokan talosuojan kustannusta ja luonnollisella jäähdytysmenetelmällä varustetun kalliosuojan kustannusta.



Käytössä olevasta laitesuojatilasta ei ole erityisen tarkkaa arviota olemassa, sillä osa niistä on salaisia, ja tilojen rakennuskustannukset vaihtelevat paljon joutuessa niiden erilaisista käyttötarkoituksista. Kuvissa 3 ja 4 on esitetty tyypillinen pienehkön laitesuojan vaakakuva ja poikkileikkaus rakenteineen varsinaisesta hallitilasta.

## Öljyvarastot

Polttoöljyn kulutuksen noustessa vuosittain n. 7-10 % vauhdilla, on Helsingin alueella varastotilan tarve kasvanut ja mm. varmuusvarastointi todettu täysin riittämättömäksi.

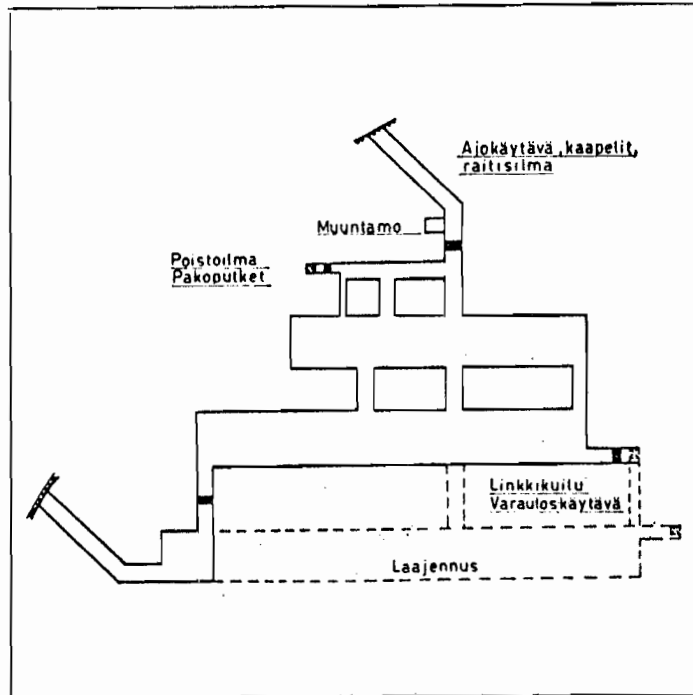
Kaupungin vuonna 1972 tekemän tutkimuksen mukaan vapaiden maanpinta-alueiden puute ja maan päällisten varastojen rakennuskustannukset ovat johtaneet tilanteeseen, että kalliovarastointi on tällä hetkellä lähes ainoa mahdollisuus saada uutta lisätilaa.

Kalliovarastointi onkin nykyisin varsin edullista. Rakennuskustannukset 45-60 mk säiliö-m<sup>3</sup>:ä kohden tulevat selvästi halvemmaksi kuin maanpäällisissä varastoissa. Kalliovarasto ei aiheuta mainittavaa paloturvallisuusriskiä ympäristölle ja varaston vesistölle sekä pohjavesille aiheuttama pilaantumisvaara on olematon.

Tällä hetkellä on Helsingissä valmiina ainoastaan yksi suurempi kalliovarasto, Salmisaaren öljyluolat tilavuudeltaan 225 000 m<sup>3</sup>, joka otettiin käyttöön pääosiltaan vuonna 1972. Lisäksi on olemassa muutamia pienempiä varavoima-asemien kallioon sijoitettuja säiliöitä. Edellä mainitut tilat edustavat kuitenkin jo lähes 40 %:a Helsingissä käytettävissä olevista varastointikapasiteetista.

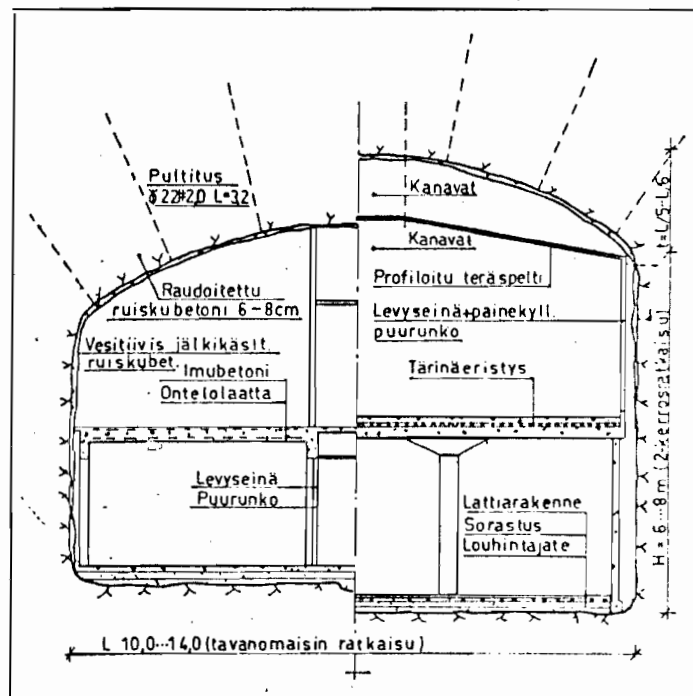
Seuraava suurempi kalliovarasto, joka on tarkoitettu kevytöljyn varastointiin, valmistuu Shell yhtiölle Laajasaloon vuonna 1974. Varaston kokonaistilavuus 280 000 m<sup>3</sup> muodostuu kahdesta erillisestä luolasta. Valtio osallistunee myös hankkeeseen ja saa käyttöönsä osan luolastosta varmuusvarastointia varten.

Suunnitteilla oleva kolmas suuri varasto on ajateltu sijoitettavaksi Mustikkamaan saareen, josta öljy johdetaan kalliotunneleihin sijoitettuja putkijohtoja myöten käyttöpaikalle Hanasaaren voimalaitoksille.<sup>3</sup> Luolaston kokonaistilavuus tulee olemaan 300 000 m<sup>3</sup> tai 450 000 m<sup>3</sup>, riippuen siitä kuinka paljon varmuusvarastointitilaa valtio haluaa varastoon. Mustikkamaan luolaston, joka on tarkoitettu raskasöljyn varastointiin, käyttöönottovuodeksi on suunniteltu 1976 tai 1977.



Pienehkön laitesuojan yleissuunnitelma.

KUVA 3



Tyypillisiä laitesuojien rakenteita.

KUVA 4

## Vesisäiliöt

Suurin ja tärkein puhdasvesiyksikkö sijaitsee Vanhassa kaupungissa, missä Helsingin kaupungin vesilaitoksella on vuonna 1972 valmistunut luolasto. Se muodostuu kolmesta eri kalliosäiliöstä ja luolaston yhteyteen sijoitetusta veden puhdistus- ja pumppaamotiloista. Vesisäiliöiden avulla pystytään tasaamaan veden kulutuksen huippuja. Yksikön rakennustilavuus on yhteensä n. 92 000 m<sup>3</sup> ja louhinta- ja rakennusteknisten töiden kustannukset yht. 7,85 mmk.

## Vesi- ja viemäritunnelit

Vesi- ja viemäritunneleita on Helsingissä käytössä tällä hetkellä n. 50 km. Rakentamisvauhti on nykyisin 3-4 km/v. Näiden tunneleiden poikkileikkauksen koko vaihtelee yleensä 6-12 m<sup>2</sup>. Vesitunnelit rakennetaan joko painetunneli- (raakavesitunnelit) tai paineputkiperiaatteella (puhdistuslaitoksen ja kaupunginosien väliset päälinjat), jolloin putki sijoitetaan tunneliin siten, että huoltoliikennettä varten jää sopivaa tilaa. Louhintakustannukset ja normaalit kallion lujitustöiden kustannukset huomioiden tulee varsinaisen kalliotunnelin hinnaksi 1000-1300 mk/m.

Viemäritunnelit vaativat tavanomaisella poraus- ja räjäytyslouhintamenetelmällä tehtynä pohjalla V-muotoisen betonikourun, koska virtaama saattaa vaihdella niissä huomattavasti. Valmiin viemäritunnelin hinta on tämän hetken hintatason mukaan 1300-1500 mk/m, jolloin ne ovat erittäin kilpailukelpoisia vastaavan kapasiteetin omaaviin irtomaakerroksiin upotettuihin viemäriputkilinjoihin verrattuna.

Nykyään tehdään suurin osa eri kaupunginosia ja jätevesipuhdistamoja yhdistävistä viemärijaljoista kalliotunneleina. Kalliotunnelien käyttöä rajoittavana tekijänä on ko. tapauksessa yleensä vain se, että viemärit tehdään pituussuunnassa puhdistamoihin päin viettäväksi. Viemäriin korkeustaso tulee tällöin hyvin tarkasti määrättyä, eikä tunnelille löydetä kaikissa paikoissa riittävän vahvaa kalliokattoa.

## Liikennetunnelit

Liikennetunneleita (poisluettuna metro) on tähän mennessä tehty Helsingissä hyvin vähän, n. 900 m ja vastaten n. 45 000 m<sup>3</sup> louhintamäärää. Näiden liikennetunnelien rakennuskustannukset/m ovat tietysti suuresti riippuvaisia tunnelin poikkileikkauskoosta ja tunneliin tulevista rakenteista. Tunnelien louhintakustannukset vaihtelevat välillä 40-85 mk/k-m<sup>3</sup>. Kallion lujittaminen tunnelissa käytön vaatimalle tasolle on suoritettavissa varsin kohtuullisin kustannuksin ollen suuruusluokaltaan 50-100 % louhintakustannuksista. Autoliikenteelle tarkoi-

tetuissa tunneleissa tuuletuskysymykset ovat yleensä hankalia, mutta alle 500 m pitkissä suuriläpimittaisissa tunneleissa ne eivät muodostu vielä merkittäviksi.

Liikennesuunnittelijoiden tulisi entistä paremmin huomioida kalliotunnelimahdollisuus vaikeiden risteyskohtien liikenneprobleemojen ratkaisemisessa.

## Metro

Metron I-vaiheen rakentaminen tulee lähivuosina olemaan erittäin merkittävä myös kalliorakennuskohteena työn vaativuuden ja tarvittavien suurien investointien vuoksi. Vuoden 1973 loppuun mennessä tuli valmiiksi louhituksi n. 5,4 km metrotunneleita. Kuitenkin hankalin ja eniten kaupunkilaisille haittaa aiheuttava vaihe, metroasemien rakentaminen, on vasta alkamassa. Linjan Puotinharju-Kamppi pitäisi nyt voimassa olevan rakentamisaikataulun mukaan olla liikennöitävässä kunnossa vuonna 1979. Metron I-rakennusvaiheen kallio-osan Junatie-Kamppi rakennustilavuus tulee olemaan n. 500 000 m<sup>3</sup> (sisältää tunnelit ja asemat). Tästä määrästä on jo louhittu n. 190 000 m<sup>3</sup>. Ko. välin rakennuskustannukset on arvioitu olevan n. 206 mmk, syyskuun 1973 hintatason mukaan.

## 8.3

### Kallioperän tarjoamat uudet käyttömahdollisuudet

#### Pysäköintilaitokset

Elintason myötä kasvanut henkilöautokanta ja liikenne aiheuttaa mm. Helsingissä monenlaisia probleemoja eikä vähäisin näistä ole sopivan pysäköintitilan puute kantakaupungin alueella.

Helsingin hyvä kallioperä tarjoaa runsaasti mahdollisuuksia pysäköintitilan rakentamiseksi maan alle ja useiden väestönsuojahankkeiden yhteydessä suojat ovatkin varattu ko. tarkoitukseen rauhanaikana. Puhtaasti henkilöautopysäköintiä varten suunniteltujen tilojen rakentamisessa on kysymys suurelta osalta rahasta, vaikka kustannuksia pystytään esim. väestönsuojiiin verrattuna autopaikkaa kohden alentamaan pois jäävien VSS-erikoisrakenteiden ansiosta.

Geoteknillinen toimisto on laatinut muutamia alustavia suunnitelmia KSV:lle tällaisista laitoksista ja niissä on päädytty rakennuskustannuksiin 10 000- 18 000 mk/autopaikka. Pelkästään rakentamiskustannuksia ajatellen hinta lienee liian korkea, jotta kaupunki olisi halukas investoimaan rahaa rakentamistyöhön. Pelkät laitoksen rakentamis- ja myös käyttökustannukset eivät ole tässä tapauksessa kuitenkaan ratkaisevia. Samassa yhteydessä olisi selvitettävä esim. kuinka paljon pysäköintilaitoksen rakentaminen vapauttaa tilaa muuhun käyttöön maan pinnalla ja kuinka paljon voidaan esim.

rajoittaa laitoksen lähiympäristössä kadunvarsipysäköintiä liikenteen sujuvuuden parantamiseksi. Edellä mainitut seikat ovat luonnollisesti hankalasti rahaksi muutettavissa. Näiden tekijöiden vaikutus olisi seikaperäisellä tutkimuksella selvitettävä.

### Voimalaitokset

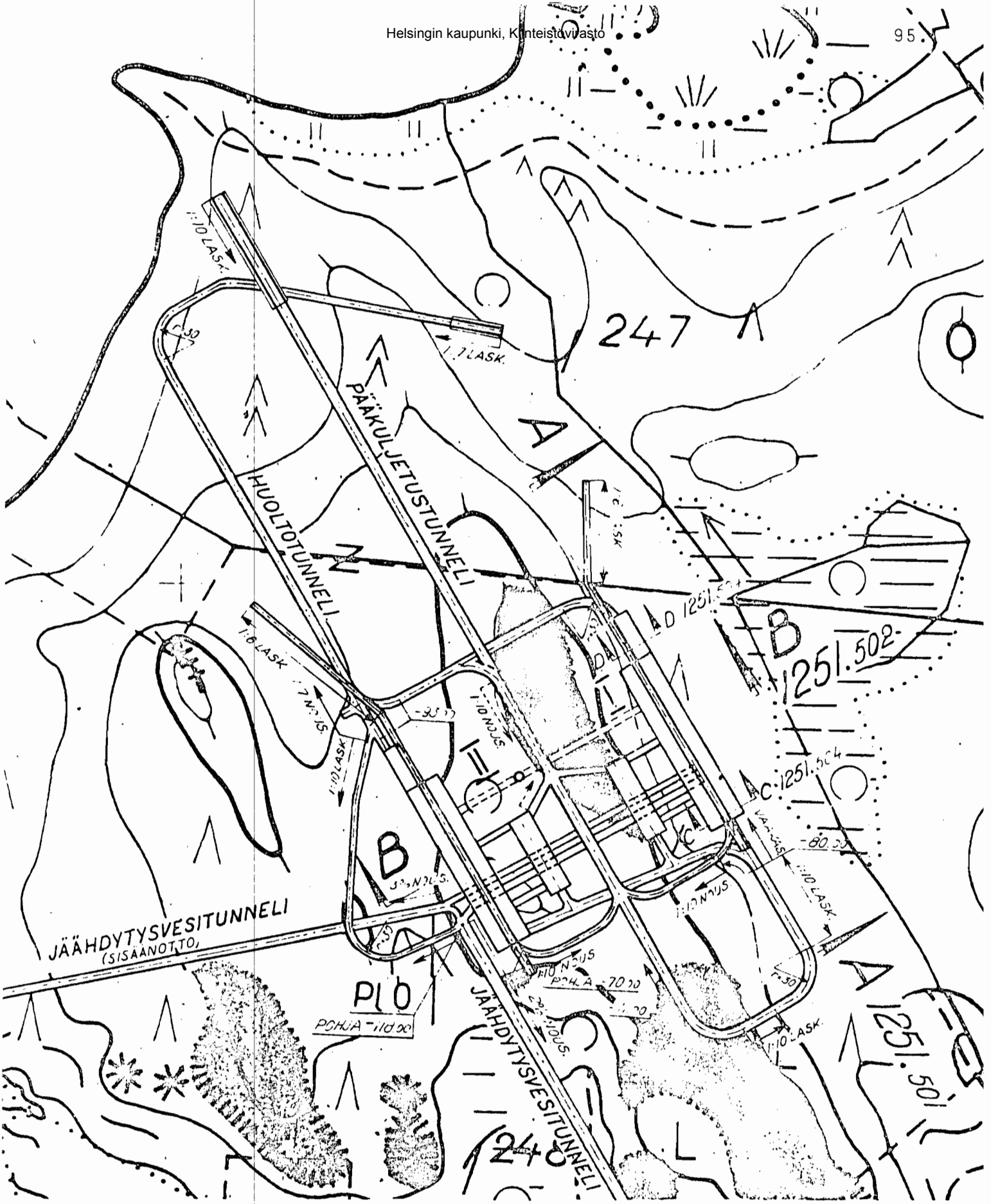
Voimaloiden sijoittaminen kallioon ei varsinaisesti ole uutta Helsingissä, sillä pieniä varavoima-asemia on sijoitettu täällä maan alle jo useita. Uutena mahdollisuutena, jota myös Helsingin kaupungin sähkölaitos on tutkinut, on sen sijaan pidettävä mahdollisuutta sijoittaa sähkö- ja kaukolämpöä tuottavia atomivoimaloita kallioon. Monet atomivoimalaan liittyvät turvallisuuskyvykset kyetään tällöin ratkaisemaan varsin luotettavasti ja laitoksen sijoittaminen suhteellisen lähelle asutusta tulee paremmin kysymykseen. Samalla voimalan kokonaishyötysuhde saadaan hyvin korkeaksi kun reaktorien jäähdytysveden muutoin hukkaan menevää lämpöenergiaa pystytään käyttämään hyväksi.

Atomivoimalat on rakennettava suurina yksikköinä, jotta niistä saadun sähkön hinta olisi kilpailukelpoinen esim. raskaalla polttoöljyllä toimivista voimalaitoksista saatuun sähköön nähden. Tällä hetkellä keskikokoisen atomivoimalan sähköteho on n. 600 MW. Maan alle sijoitettuna ko. laitoksen koneistojen ja kiehutusvesityypin reaktorin vaatima hallitila on n. 200 000 m<sup>3</sup>, ja hallin maksimimitat pituus 190 m, leveys 30 m ja korkeus 60 m. Kts. kuvat 5-7. Nykyisillä työmenetelmillä on tällaisen hallitilan rakentaminen riittävän kestäväksi ja turvalliseksi hyvään kallioperään täysin realistista. Merkittäviä kustannuseroja kallioon sijoitetun ja maan päälle tehtävän laitoksen välillä ei synny, sillä koneistojen ja muiden rakennusteknisten töiden osuus atomivoimalas<sup>sa</sup> on ratkaiseva.

Pohjoismaissa tehdyissä alustavissa suunnitelmissa kallioon sijoitettavista laitoksista on varsinaisten kalliorakennustöiden ts. louhinta- ja kallion lujitustöiden osuus myös jäähdytysvesitunnelit huomioiden n. 3 % koko laitoksen kustannuksista.

### Teknillisen huollon yhteiskäyttötunnelit

Tämä tunnelien käyttömuoto ei ole lyönyt itseään läpi vielä Helsingissä, vaikka sen alue rakentamiselle tarjoamat edut ovat monessa suhteessa, kuten myös kustannusmielessä, aivan ilmeiset. Tukholmassa näitä yhteiskäyttötunneleita, joihin pyritään sijoittamaan eri kaupunginosiin johdettavat puhelin- ja sähkökaapelit, vesija kaukolämpöputket ym. on rakennettu jo huomattavia kilometrimääriä (yli 20 km) ja saadut kokemukset ovat olleet positiivisia. Tukholmassa tehtyjen tunnelien poikkileikkaukset vaihtelevat kooltaan 11-22 m<sup>2</sup>:iin.



# KIEHUTUSVESILAITOKSEN LAITOSKAAVI

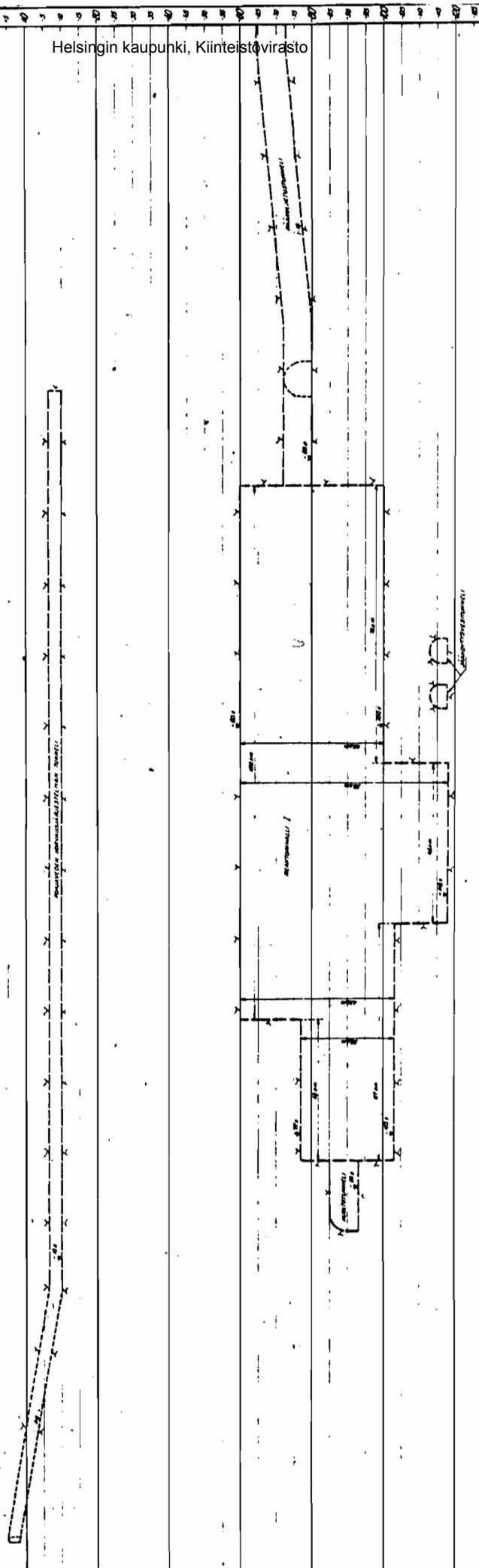
KUVA 5



LEIKKAUS A-A

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto

97.



KUVA 7

Yhtiön nimi Yhtiömuoto Yhtiön kotipaikka Yhtiön toiminta-alue Yhtiön perustamispäivä		Leikkaus / 200	Koko 1/200	Koko 1/200
Yhtiön rekisteröintinumero Yhtiön toimialue Yhtiön perustamispäivä		Leikkaus / 200	Koko 1/200	Koko 1/200
Yhtiön rekisteröintinumero Yhtiön toimialue Yhtiön perustamispäivä		Leikkaus / 200	Koko 1/200	Koko 1/200
Yhtiön rekisteröintinumero Yhtiön toimialue Yhtiön perustamispäivä		Leikkaus / 200	Koko 1/200	Koko 1/200
Yhtiön rekisteröintinumero Yhtiön toimialue Yhtiön perustamispäivä		Leikkaus / 200	Koko 1/200	Koko 1/200

Yhtiön nimi  
 Yhtiömuoto  
 Yhtiön kotipaikka  
 Yhtiön toiminta-alue  
 Yhtiön perustamispäivä

Yhtiön rekisteröintinumero  
 Yhtiön toimialue  
 Yhtiön perustamispäivä

Yhtiön rekisteröintinumero  
 Yhtiön toimialue  
 Yhtiön perustamispäivä

Yhtiön rekisteröintinumero  
 Yhtiön toimialue  
 Yhtiön perustamispäivä

Yhtiön rekisteröintinumero  
 Yhtiön toimialue  
 Yhtiön perustamispäivä



Huoltotoimintaa varten tunneliin varataan ajoneuvoille kulkutilaa. Putki- ja kaapelilinjojen korjaukset ja tarkastukset ovat tällöin helposti suoritettavissa.

Tällaisen yhteiskäyttötunnelin kalliorakennustöiden kustannukset ovat suuruusluokkaa 1300-1800 mk/m. Aluerakentamisessa tulisi tämä kalliooperan käyttömahdollisuus ottaa pikaisesti huomioon myös Helsingissä.

### Jätevesipuhdistamot

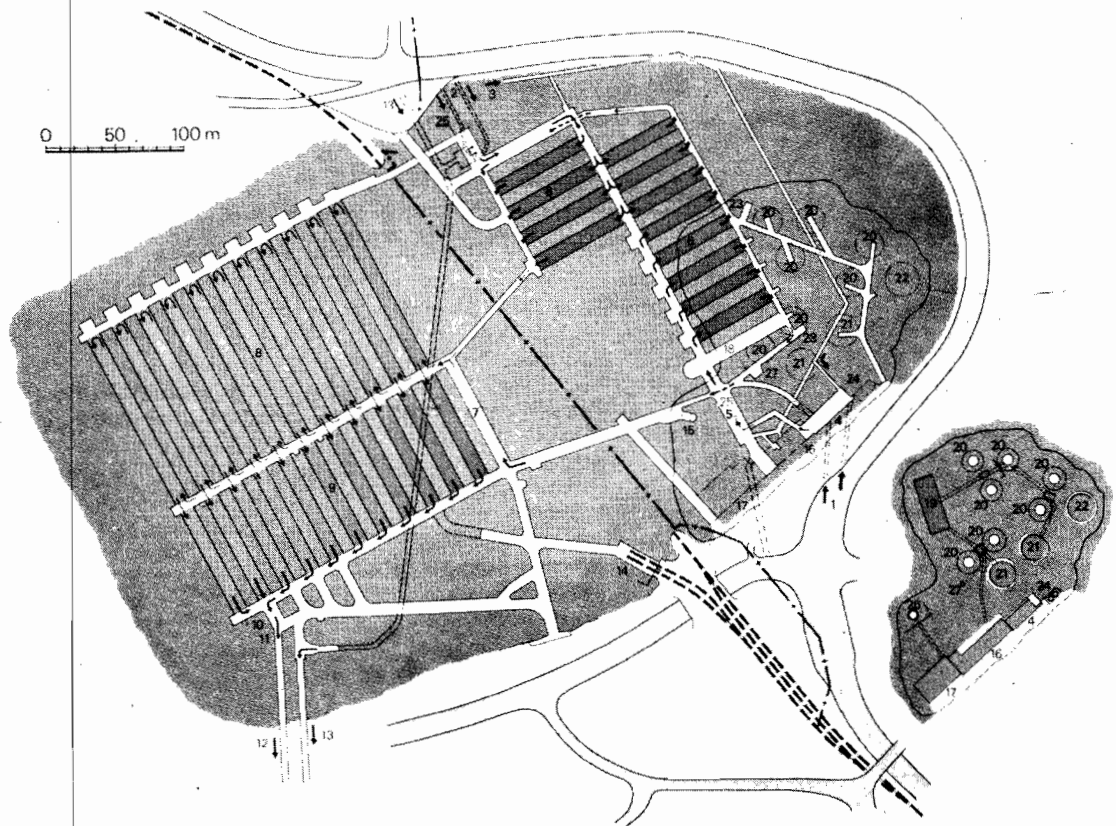
Helsingin valitsema linja jätevesipuhdistamojen rakentamisessa on ollut toistaiseksi se, että puhdistamot on sijoitettu muuhun käyttöön liian huonoiksi arvioiduille yleensä maaperältään savea oleville syrjäisille ja alaville merenranta-alueille. Asutuksen ja liiketoiminnan laajetessa on kiinnostus näitä ennen arvottomina pidettyjä alueita kohtaan lisääntynyt, mutta olemassa olevat puhdistamot rajoittavat ympäristössään suuresti muuta rakennustoimintaa.

Tukholmassa on linja ollut tämän asian suhteen toinen. Kaupungin neljästä puhdistamosta kolme on rakennettu pääosiltaan maan alle. Suurin näistä Henriksdalin laitos pystyy 1970 loppuun saatetun laajennuksen jälkeen puhdistamaan n. 700.000 asukkaan jätevedet. Uusia maan päälle sijoitettuja puhdistamoja ei Tukholmassa tulla tekemään, kallioon sijoitettuihin laitoksista saatujen edullisten kokemusten johdosta.

Suomessa on Lahden kaupunki ensimmäisenä ryhtynyt rakentamaan kallioon sijoitettua keskuspuhdistamoja.

Kalliopuhdistamojen haittapuolista voidaan mainita niiden vaatima maanalainen pinta-ala, joka maanpäälliseen laitokseen verrattuna on 50 ... 100 % suurempi. Tämä johtuu pääasiassa siitä, että ilmastus- ja selkeytysaltaat sijoitetaan kalliopuhdistamossa rinnakkain louhittuihin tunnelitiloihin (poikkileikkaus 80-100 m<sup>2</sup>) ja näiden välille on kallioteknisistä syistä jätettävä noin 10 metriä paksut pilarit. Katso kuvat 8 ja 9. Varsinaisen allastilan seinät ja pohja valetaan teräsbetonista kalliota vastaan ja ankkuroidaan teräksillä kiinni kallioon. Sijoittamalla valvomorakennukset ja hautumot, jotka vaativat ilmavaihdon suhteen erikoistoimenpiteitä kaasuvaaran takia, maanpinnalle voidaan kalliopuhdistamon pinta-alan tarvetta pienentää.

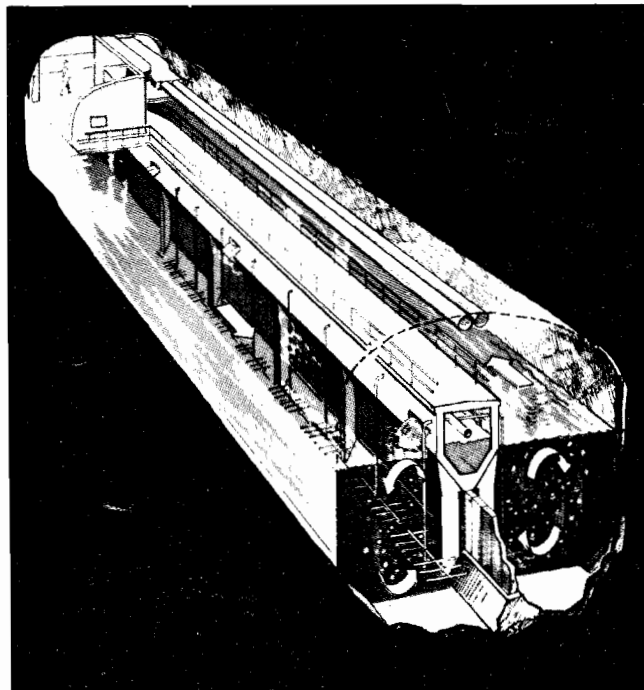
Verrattaessa rakentamiskustannuksia tulevat kalliopuhdistamot ruotsalaisten kokemusten mukaan 35 ... 45 % kalliimmiksi maanpäällisiin laitoksiin verrattuina. Kyläsaaren puhdistamo Helsingissä on kuitenkin tehty perustamisolosuhteiltaan niin vaikealle alueelle, että kustannusero tällaisessa tapauksessa putoaa noin 15 %:iin.



*Underground layout of the Henriksdal sewage treatment plant in Stockholm.*

**Key:** 1. Inlet for sewage from the central part of the city; 2. Inlet of sewage from the southern suburban area via the Sickla coarse treatment plant; 3. Inlet from Nacka; 4. Coarse treatment plant for central Nacka; 5. Pre-aeration (primary) tank; 6. Primary settling tanks; 7. Overflow tunnel; 8. Secondary aeration tanks; 9. Secondary settling tanks; 10. Metering weir; 11. Chlorination; 12. Outlet; 13. Tunnel for surface water and overflow water; 14. Chlorination station; 15. Ventilation shaft; 16. Central building; 17. Power station; 18. Concentration tank for primary sludge; 19. Concentration tank for excess sludge; 20. Digester; 21. Sludge containers; 22. Gas holder; 23. Pumping stations for digested sludge; 24. Silos for chemicals; 25. Chemicals for phosphorus reduction; 26. Ventilation chimney; 27. Lift.

KUVA 8



**A typical secondary-aeration tank at the Henriksdal plant. The tank is essentially a rock tunnel divided down the center by a pre-cast barrier, which effectively doubles the tank length.**

KUVA 9

Kalliopuhdistamojen eduista voidaan puolestaan mainita seuraavia seikkoja:

- Suuresta pinta-alatarpeesta huolimatta kalliopuhdistamo rajoittaa maanpinta-alueen käyttöä erittäin vähän ja suuressa kaupungissa, missä vallitsee korkea tonttintahintataso, on tämä merkittävä etu. Esim. Tukholmassa on Henriksdalin puhdistamon päällä useita suuria rakennuksia.
- Ympäristön hajuhaitat jäävät kalliopuhdistamoissa hyvin vähäisiksi. Maanalaisten tilojen tuuletukseen käytetty ilma ohjataan pois korkean "savupiipun" kautta.
- Puhdistamoille tulevien viemäriinjien rakentaminen helpottuu ja tulee kustannuksiltaan edullisemmaksi, kun ne voidaan tehdä kalliotunneleina koko matkalta, sillä linjat voidaan tehdä syvemmälle. Jätevesien poistossa on tällöin kuitenkin käytettävä apuna pumppausta.

Yleisesti on todettava, että Helsingin puhdistamot ja viemäriverkostot ovat tällä hetkellä suhteellisen uusia ja täydellisiä, joten mitään suurempaa muutosta aikaisempaan käytäntöön ei yhtäkään voitane tehdä, mutta uusia puhdistamolaajennuksia suunniteltaessa tulisi vakavasti harkita voitaisiinko nykyistä toimintalinjaa muuttaa ja kaupunkikuvaa tältä osin saada paremmaksi.

#### Jätevesitunnelit

Uusia tunnelien käyttömuotoja Helsingissä edustaa tällä hetkellä suunnittelun alla oleva jätevesitunneliverkosto.

Jätevesikysymyksiä tutkineen komitean mukaan paras ja ainoa riittävän varma keino Helsinkiä ympäröivien lahtien tilan parantamiseksi ja niiden suojelemiseksi on puhdistettujen jätevesien johtaminen poistotunnelijärjestelmässä avomerelle, jossa vesistön luontainen vastaanottokyky on virtausten ja sekoittumisen vuoksi parempi kuin kaupungin jätevedenpuhdistamoiden nykyisinä purkupaikkoina olevissa matalissa merenlahdissa.

Poistotunnelijärjestelmän mitoituksessa on varauduttu siihen, että avomerelle voidaan johtaa Helsingin puhdistettujen jätevesien lisäksi muodostettavaksi ehdotetun Keski-Uudenmaan viemärilaitoskuntainliiton alueen puhdistetut jätevedet ja kesäaikana Vantaanjoen ravinnepitoista vettä.

Vuoden 2000 maksimivirtaama ( $20.0 \text{ m}^3/\text{s}$ ) on otettu järjestelmän mitoitusvirtaamaksi. Se on jaettu virtaamiksi eri tunneliosuuksille nykyisten virtaamatietojen ja odotettavissa olevien virtaamamuutosten perusteella. Edullisin tunnelikoko on määrätty etsimällä pumppauskustannusten ja louhintakustannusten summan pienin arvo kullekin tunneliosuudelle määrättyllä mitoitusvirtaamalla.

Järjestelmää varten louhittavat kalliotunnelit yhteispituudeltaan n. 40 km, ovat painetunneleita. Ne kulkevat 25-85 m syvällä kallioperässä puhdistamoilta lähtien yhteen suuntaan kaltevina, jotta niihin mahdollisesti joutuva kiintoaines saataisiin talteen eräistä tunnelijärjestelmään sijoitettavista lietepumppaamoista. Tunnelissa johdettavat vedet joudutaan tietyn suuruisen virtaaman ylittymisen jälkeen pumppaamaan pääpumppaamolla, joka on ajateltu sijoitettavaksi Munkkisaaren puhdistamon läheisyyteen. Tunneli päättyy Katajaluodon eteläpuolelle sijoitettavaan kasuuniin, josta vedet jaetaan mereen rei'itetyillä purkuputkilla (diffuusioputkilla) mahdollisimman suuren alkulaimennuksen saavuttamiseksi.

Yleissuunnitelman mukainen toteuttamisaikataulu on laadittu siten, että louhintatöiden aloittamiseen tarvittavien päätösten jälkeen koko tunnelijärjestelmän lyhin rakennusaika on n. 6,5 vuotta. Järjestelmän päälinja on väli Katajaluoto-Viikki, josta toteutetaan ensimmäisessä rakennusvaiheessa 7,5 km pitkä meriosa Munkkisaari-Katajaluoto. Koko poistotunnelijärjestelmän toteuttaminen maksaisi yleissuunnitelman mukaan n. 70 milj. mk.

#### Kalliotilojen suunnittelussa esille tulevia ongelmia

Maanalaisen rakentamisen oikeana päämääränä ja periaatteena kaupunkiolosuhteissa tulisi nykyisen käsityksen mukaan pitää sitä, että maan alle sijoitetaan ihmisiä häiritsevät toiminnot, kuten kuljetukset ja varastointi. Muuta inhimillistä toimintaa kannattaa sijoittaa maanalaisiin tiloihin vain siinä laajuudessa kuin se on perusteltavissa miljööön huomattavalla paranemisella. Maanalaisen rakentamisen tämän hetken tilannetta arvosteltaessa on todettava, että meillä on Helsingissä huomattavia resursseja vielä käyttämättä.

Nykypäivän maanalaista rakentamista jarruttavina tekijöinä esitetään muutamia tekijöitä, joihin pitäisi kiinnittää enemmän huomiota tai jotka pitäisi kiireellisesti selvittää. Näitä asioita on käsitelty myös liitteenä olevassa muistiossa maanalaisten tilojen rakentamiseen liittyvien kartoitus- ja tarkkailutoimenpiteiden järjestämisestä Helsingin kaupungilla.

#### Lainsäädäntö

Lainsäädäntö on puutteellista omistusoikeuden ulottuvuuksista ja korvausvelvollisuudesta vahinkotapauksissa.

#### Maanalainen asemakaava

Maanalaisen asemakaavan suunnitteluperusteet ovat epäselvät. Ainoastaan metron keskustalinjalta on laadittu maanalainen asemakaava.

102.

### Suoja-alueet

Maanalaisten tilojen suoja-alueääräykset puuttuvat. Maanalainen kalliotila vaatii ympärilleen tietyn suoja-alueen, jotta rakenteen vakavuus ei vaarannu ympärillä jälkeempään tehtävien muiden rakennustöiden vuoksi.

### Työtunnelit

Kalliotilojen louhintaa varten tehtävien työtunneleiden rakentamisessa tulisi huomioida entistä paremmin, että työtunnelia voitaisiin käyttää hyväksi myös muiden myöhemmin tehtävien rakennushankkeiden toteuttamiseen. Työtunnelit, erityisesti kun niiden suosia joudutaan kattamaan erikoisrakentein, edustavat huomattavaa kustannuserää maanalaisissa rakennusprojekteissa.

### Massatalous

Maanalaisesta rakentamisesta syntyvien kallio- ja maamassojen käytöstä puuttuu kokonaisvaltainen suunnittelu. Tästä aiheutuu monesti merkittävää rahan hukkaa, ja suunnittelemattomalla louheen käytöllä vaikeutetaan esim. myöhemmin tehtävää rakentamista maan päällä.

### Pohjavesikysymykset

Pohjavesikysymykset eivät ole vielä täysin selkiytyneet. Maanalaisen rakentamisen on todettu monasti aiheuttaneen pohjavedenpinnan alenemista kuten myös maanpäällisen rakennustoiminnan. Pohjavedenpinnan havaintoverkoston puute on aiheuttanut monia epäselviä riitatapauksia mm. Ruotsissa. Edelleen ei ole pystytty osoittamaan kuinka paljon esim. kalliotila saa vuotaa, jotta se ei olisi ympäristölleen haitallinen. Tilan tekeminen absoluuttisen vesitiiviiksi ei aina ole taloudellisesti mielekästä. Vastakeinona on kokeiltu pohjaveden korvausjärjestelmiä, joilla syötetään ko. alueelle lisävettä pohjavedenpinnan pitämiseksi vakiona, mutta nämäkään järjestelmät eivät ole aina riittävän toimivia johtuen hankalista maalajiolosuhteista.

## 8.4

Kalliotutkimukset ja tulosten tulkinta

## 8.41

## Yleistä

Jokaista kalliorakennuskohdetta varten on kaupunkiolosuhteissa selvitettävä vähintään seuraavat seikat ko. tilan tai tunnelin alueella:

- Kallionpinnan päällä olevien maakerrosten paksuus ja laatu,
- kallionpinnan korkeus,
- pohjavedenpinnan korkeus,
- kohteen geologia siten, että tunnetaan rakennusalueen kivilajit, kallion rakenteelliset tekijät kuten liuskeisuus ja suuntaus sekä ruhjeyshyökköiden sijainti ja laatu.

Lisäksi joudutaan tekemään erikoismittauksia kallioperän fysikaalisten ominaisuuksien selvittämiseksi suurien kallioluolien (esim. metroasemat, öljyluolat) suunnittelua varten ja myös rakennusaikana tilan pysyvyyden tarkkailemiseksi. Näitä erikoismittauksia ovat mm.

- kallion jännitystilamittaukset
- kallion puristuslujuuskokeet
- kallion kimmomodulimääräykset.

Edellä mainittujen selvitysten perusteella voidaan tehdä kalliotilan tai tunnelin sijoitusratkaisut, suorittaa tarpeelliset rakenteen stabiliteettilaskelmat sekä arvioida mitä vaikutuksia pohjaveden lasku voisi aiheuttaa rakennuskohteen yläpuolella ja kuinka tiiviiksi vesivuo- tojen suhteen on kalliotilat tehtävä. Muiden kalliorakennuskohteen sijoitukseen ja kokoon vaikuttavien tekijöiden kanssa esim. Metron suunnittelussa liikenteelliset tekijät olisi täten päästävä optimitulokseen.

## 8.42

## Tutkimusmenetelmät

## 8.421

## Geologinen kartoitus maanpinnalla

Normaalisti rakennuskohteen tutkiminen aloitetaan geologisella kartoituksella, joka tehdään maastossa olevista kalliopaljastumista. Maapeitteisillä osilla arvioidaan myös alueella tarvittava erilaisten luotausten ja kairausten määrä. Helsingin kaupungissa on käytettävissä jo varsin hyvä karttamateriaali, johonka maastossa tehdyt havainnot ja lisätutkimusohjelmat voidaan merkitä suoraan.

Erikoistapauksissa, jos rakennuskohde on pieni ja sijoituspaikkana on suurelta osalta paljas kalliomäki, voidaan tutkimukset rajoittaa tähän, eikä juuri muita toimenpiteitä tarvita.

## 8.422

## Seisminen ja akustinen luotaus

Seisminen ja akustinen luotaus ovat molemmat yleisesti alustavissa tutkimuksissa käytettyjä menetelmiä, joilla saadaan maakerrosrajat ja kallionpinnan sijainti määrättyä nopeasti suureltakin alueelta, mutta mittaus-tarkkuus saattaa vaihdella huomattavasti.

Seismissä luotauksessa aiheutetaan pienillä räjäytyspanoksilla tärinäaaltoja, jotka etenevät eri nopeuksilla kussakin väliaineessa. Etenemisnopeuksien erot todetaan luotauslinjalle asennetuilla ns. geofoneilla. Näihin tulevat impulssit johdetaan sähköisesti keskusrekisteröintilaitteeseen. Mittaustulosten avulla pystytään laskemaan kallionpinnan ja eri maakerrosten rajapintojen sijainnit kunkin geofonin kohdalla.

Pahimpia virheitä tulosten tulkinnassa aiheuttavat ruhjeinen kallio ja liejukerrostumat vesialueilla. Alle 25 metrin paksuissa tiiviissä maakerrostumissa ja kallion ollessa mittauspaikalla suhteellisen ehyttä, saadaan kallionpinnan korkeus seismissä luotauksella määritettyä n.  $\pm 1$  metrin tarkkuudella. Paksumpien maakerrosten ollessa kysymyksessä virherajat kasvavat syvyyden suhteessa. Olosuhteiden ollessa vaikeat ts. vesialueella, missä on paksuja liejukerroksia tai kallio on pinnastaan rikkonaista, voi virhe kallionpinnan sijainnin määrittämisessä olla yli 10 m, joten seismisten luotauksien tulosten varmistamiseksi on paikalla tehtävä esim. porakonekairauksin muutamia "kontrollireikiä". Seismissä luotauksen kustannukset on tämän hetken hintatason mukaan noin 4.000 ... 5.000 mk/linja-km.

Akustinen luotaus, jota on nykyisin mahdollista käyttää vain vesialueilla, on Suomessa varsin uutta. Laitteita on ollut täällä käytössä vasta parin vuoden ajan. Tässä mittaussysteemissä seismisen luotauksen räjähdyspanos on korvattu äänilähteellä, joka lähettää jatkuvasti 500 ... 25000 Hz:n laajuudella ääniaaltoja. Vastaanotin ottaa eri rajapinnoista tulevat heijastumat vastaan ja siirtää tulokset piirturilaitteeseen.

Koko mittauslaitteisto voidaan sijoittaa keskikokoiseen moottoriveneeseen. Ajamalla veneellä joko teodoliitti-ohjauksella suorita linjoja tai Decca-paikantamislaitteilla ympyränkaaren muotoisia linjoja saadaan piirturilaitteesta jatkuvasti eri rajapintojen syvyyskäyrät aikaskaalassa. Kertomalla aikalukemat kunkin väliaineen äänen nopeudella, saadaan lopulliset syvyyslukemat metreinä.

Yhdellä moottoriveneeseen sijoitetulla mittauslaitteistolla voidaan ajaa päivittäin 20 ... 30 km tutkimuslinjaa, joten menetelmä on erittäin tehokas. Tulosten tulkinta ja puhtaaksi piirtäminen on akustisessa luotaukses-

sa kaikkein aikaa vievin vaihe. Tulost materiaalin käsittelyä varten on olemassa tietokoneohjelmia, jotka nopeuttavat työtä tällä puolella.

Akustisen luotauksen virhelähteet ja mittaustarkkuus ovat samaa luokkaa kuin seismisessä luotauksessa.

Akustisen luotauksen kustannukset, tulokset puhtaaksi-piirrettynä ovat noin 1600 mk/linja-km.

8.423

#### Paino- ja heijarikairaus

Vaikeammassa kalliiorakennuskohteissa, joissa pohjavesikysymykset tulevat merkittäviksi ovat paino- ja heijarikairausmenetelmät käyttökelpoisia selvitetessä kalliion päällä olevien maakerrosten laatua ja paksuutta. Menetelmällä saadaan yksiselitteisesti määritettyä kairausvastus ja siitä edelleen määritettyä maakerrosten rajat, maalajityypit ja kitkamaiden tiiveys. Paino- ja heijarikairausta on käsitelty tarkemmin kohdassa 5.3.

8.424

#### Porakonekairaus

Paineilmaporauslaitteiden avulla suoritetaan yleensä rakennuskohteiden tutkimuksissa seuraavia tehtäviä:

- Maakerrosten paksuuden ja kalliionpinnan korkeustason määrittäminen, jolloin tutkimus suoritetaan normaalisti louhintaporauksessa käytetyillä  $\emptyset$  1", 1 1/4" tai 1 1/2" jatkotankokalustoilla. Porakruunukoko on vastaavasti  $\emptyset$  45, 51 tai 64 mm. Kruunut ovat kovametallipaloilla varustettuja. Syvempiä tutkimusreikiä 20 ... 100 m tehtäessä tai porauksen tapahtuessa hyvin tiiviissä maalojeissa joudutaan reiän alkuosalle laittamaan suojaputki, jonka avulla estetään tankojen kiinnijuuttuminen reikään. Suojaputkien koko valitaan kulloinkin käytössä olevalle tankokalustolle ja terätyypille sopivaksi. Porauksessa käytetään huuhteluvettä ja ilmaa nostamaan maa- ja kiviaines pois reiästä. Vesi ja ilma syötetään jatkotangoissa olevan reiän tai suojaputkea ajettaessa suojaputken sisällä reiän pohjalle, jolloin se nousee tankojen tai putkien ulkosivun sekä maakerrosten välisessä tilassa ylös.

Porakoneet nykyisissä tutkimuslaitteissa ovat lähes kaikki erillispyörityksellä varustettuja niin, että kairaaaja voi harkintansa mukaan käyttää porakoneen isku- ja pyöritysvoimaa tankojen tai putkien maahan ajossa.

Tutkimusreikä ulotetaan 3 ... 5 m kalliioon, jolla varmistetaan, ettei ole kyseessä maaperässä oleva kivi.

Kalliionpinnan korkeustaso saadaan määritettyä porakonekairauksin n.  $\pm$  50 cm tarkkuudella. Tarkkuus on suuresti riippuvainen kalliionpinnan eheydestä. Ehyessä kalliiossa tarkkuus paranee ollen tällöin n.  $\pm$  10 cm.



Porauksen aikana huuhteluveden ja ilman mukana ylös nousseesta materiaalista, poran tunkeutumisnopeudesta ja syöttöpaineesta voidaan jossain määrin selvittää läpäistävien maa-ainesten laatu, mutta tulkittavuudeltaan porakonekairaukset eivät ole tässä suhteessa esim. paino- tai heijarikairausten veroisia.

- Näytteenoton yhteydessä eri maakerroksista tai paino- ja siipikairausten tekemiseksi esim. louhetäytteen alapuolisissa savikerroksissa upotetaan porakoneen avulla maahan kulloinkin tarvittavan pituinen suojaputki. Yleisesti käytetty putkikalusto on  $\emptyset$  2 1/2" ja 4" muhvilii-toksin jatkettavaa teräsputkea.

- Pohjaveden havainto- ja koepumppauskaivojen putkien maahan ajo tehdään usein tutkimusporauskalustolla, jolloin saadaan asennettua paikalleen  $\emptyset$  6" tai sitä pienempiä putkia. Pohjavedenpinnan korkeuden havainnointi tehdään putkien sisällä mittaluodilla säännöllisin väliajoin, mikä riippuu havaintopisteen tärkeydestä.

- Sydännäytekairausten yhteydessä kun ennen kallioon pääsemistä joudutaan läpäisemään paksumpia maakerroksia on monessa tapauksessa kustannusmielessä edullista tehdä suojaputken ajo porakoneella ja aloittaa sydännäytekairaus vasta kallionpinnasta.

Tutkimusporausyksiköt ovat suurimmaksi osaksi "räätälin-työnä" tehtyjä laitteita, joissa käytetään alustana maatalous- ja metsätraktoreita tai hinattavia telineitä. Porakoneet, joina yleisimmin käytetään Atlas Copcon BBE-53 ja 57:ä sekä Tamrock L-400 ja ES-300:a syöttölaitteineen ovat kiinnitetty alustaan siten, että niitä voidaan suunnata hydraulisesti tai myös vanhemmissa laitteissa mekaanisesti. Apulaitteet, kuten kompressorit ja kalustolaatikot ovat muutamissa laitteissa sijoitettu saman alustan päälle tai omalle alustalleen, jolloin ne ovat kuljetuksen aikana traktorin hinauksessa.

Porakonekairausten kustannukset ovat tällä hetkellä keskimäärin 15-30 mk/m ilman suojaputkea porattaessa ja 40-80 mk/m suojaputkea käytettäessä.

8.425

#### Sydännäytekairaus

Sydännäytekairausta tehdään pääasiassa kalliorakenteen selvittämiseksi.

Kallion päällä olevat maakerrokset läpäistään suojaputkella, jonka läpi varsinainen kalliokairaus ja jatkuva sydännäytteen otto tapahtuu. Yleisin näyte koko on  $\emptyset$  32 mm ja teräputki tyyppiä T2, jossa laakeroitu sisäputki. Ajoputkikalustona käytetään sekä paksuseinäisiä teräs-

putkia, että alumiiniputkia. Käytössä olevista kairauskoneista on suurin osa Graeliuksen malleja XCH-60 ja -90 sekä Longyearin malleja 33 ja Junior.

Luola- ja tunnelirakennuskohteita varten tehdyissä sydännäytekairauksissa reikäpituus vaihtelee 30-250 m:iin ollen yleensä kuitenkin alle 100 m.

Normaalikäytäntöön sydännäytekairauksen yhteydessä kuuluu rakennussektorilla lisäksi se, että reiän valmistuttua siinä suoritetaan vesipainekokeet, joilla pyritään selvittämään kallion vesitiiveyttä. Tulokset ilmoitetaan kallion vesimenekin ilmaisevina lugeon [1/min/10 aty/m tutk.reikä] arvoina. Reikä injektoidaan tämän jälkeen umpeen, jolloin estetään vesivuotojen syntymistä paikalle myöhemmin rakennettavaan kalliotilaan.

Sydännäytekairausta on viime vuosina pyritty tehostamaan siten, että kairakoneita on sijoitettu itseliikkuville maastokelpoisille tela-ajoneuvo- tai metsätraktorialustoille, jolloin lyhyitä reikiä kairattaessa saavutetaan säästöjä siirtojen reiältä toiselle nopeutuessa.

Kairauksista saatavan näytteen avulla voidaan selvittää kallioperän rakennetta sen maapeitteisillä osilla ja syvemmällä kalliiossa. Jos käytettävissä on tiedot useammista kairausreistä ja maanpintahavainnoista, kyetään tutkittavan kohteen kalliorakenteesta hahmottamaan kolmiulotteinen kuva tai kaksi ulotteisia leikkauksia kunkin hankkeen edellyttämällä tavalla. Näiden perusteella taas voi suunnittelija tehdä ehdotuksensa varsinaiseksi rakenteeksi.

Sydännäytekairaus on suhteellisen kallista. Tämän takia on kairaukset aina suunniteltava huolella niin, että jokaisesta reiästä saadaan mahdollisimman paljon tietoa. Hinnat vaihtelevat Helsingissä olosuhteista riippuen rajoissa 70-150 mk/m.

8.426

Erikoismittaukset

Kallion jännitystilan mittaukset

Suuria kallioluolia tehtäessä on silloin tällöin tullut esiin yllättäviä vaikeuksia työn suorituksessa, kun kalliiossa vallinnut jännityskenttä on ollutkin poikkeuksellisen voimakas horisontaalisuunnassa. Nykyisin ei ole vielä selvillä ovatko jännitykset jatkuvasti vaikuttavia tektonisia jännityksiä tai aikaisemmista liikunnoista johtuvia residuaalijännityksiä, joka tapauksessa niiden vaikutukset on kummassakin tapauksessa otettava huomioon.

Kallion jännitystilan mittaukset jakaantuvat absoluuttisiin ja jatkuvatoimisiin mittauksiin. Molempia varten on kehitetty useanlaisia mittausvälineitä ja systeemejä.

Suomessa käytetään absoluuttisiin mittauksiin ns. Hastin ja Leemanin menetelmiä. (Kuvassa 10 on esitetty Hastin menetelmällä suoritettu mittaus vaiheittain). Ne perustuvat näytteen irroituskairaukseen ympäröivästä kalliomassasta, jonka yhteydessä mitataan näytteen deformaatio. Tästä on edelleen laskettavissa eri suunnissa vaikuttavat kalliojännitykset. Kummallakin menetelmällä on omat rajoituksensa esim. Hastin menetelmällä voidaan mitata jännityskentän suuruus vain tutkimusreikää vastaan kohtisuoraan olevassa tasossa, jolloin täydelliseen jännityskentän mittaamiseksi jossain pisteessä tarvitsee kairata kolme tutkimusreikää. Lisäksi Hastin menetelmässä suurin reikäpituus rajoittuu n. 20 m:iin.

Leemanin menetelmän käyttöä ja tulosten luotettavuutta rajoittaa puolestaan se, että varsinaiset mittaustuturit (venymäliuskat) on liimattava erittäin hyvin kiinni kallioon pilottireiän pohjalle. Jos reiän pohjalla on vettä, on liimauksen onnistuminen epävarmaa. Mittaus on muuten suoritettavissa Leemanin menetelmällä nopeammin ja halvemmalla kuin Hastin menetelmällä, sillä koko jännityskenttä saadaan selvitettyä yhdellä tutkimusreiällä, kun käytetään parannettua Hiltcher-Leeman systeemiä.

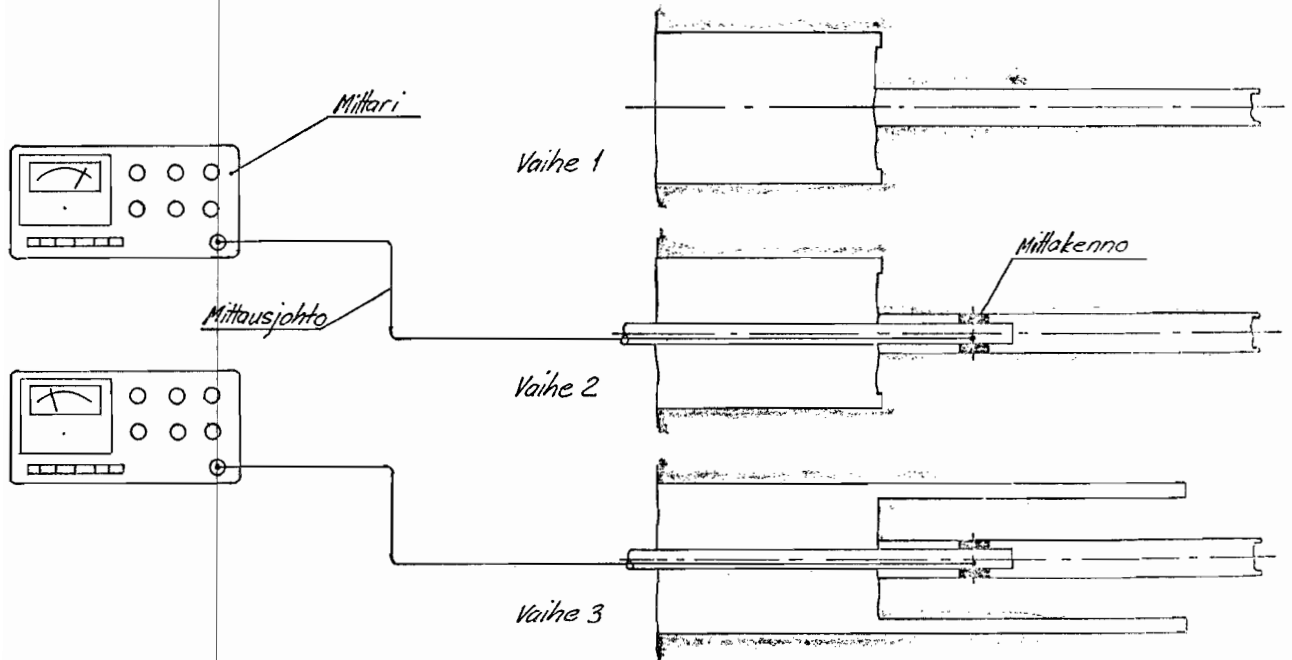
Kallion absoluuttisen jännitystilan selvitys yhdessä pisteessä Hastin menetelmällä maksaa n. 50.000 mk, jolloin porataan kolme 15 metriä pitkää tutkimusreikää halkaisijaltaan 110 mm. Selvitettäessä vain vaakasuoran jännityskentän suuruus, mikä käytännössä riittää tavanomaisissa lähellä maanpintaa sijaitsevilla kalliorakennuskohteissa maksaa tutkimus n. 18.000 mk ja tällöin tarvitsee porata yksi pystysuora tutkimusreikä. Leemanin systeemillä maksaa tutkimus 18.000 mk ts. 1/3 Hastin menetelmän hintaan verrattuna, mutta kuten edellä on mainittu, systeemiä ei voida käyttää märissä olosuhteissa.

Suhteelliset jännitystilamittaukset ovat tarkoitettu tehtäväksi rakentamisen työaikaista valvontaa ja lopullisen lujitustarpeen arvioimista varten. Näihin mittauksiin käytetään Suomessa yleisesti Hastin jatkuvatoimisia mittareita ja venymäliuskaa (strain-gauge) pultteja. Kts. kuva 11.

Hastin jatkuvatoiminen mittari asennetaan paikoilleen  $\emptyset$  66 mm läpimittaiseen kairareikään halutulle syvyydelle ja se ilmaisee deformaation reikää vastaan kohtisuorassa tasossa.

Venymäliuskapultti asennetaan puolestaan  $\emptyset$  45 mm porareikään. Pultti kiinnitetään hartsipatruunaan tai se-

## JÄNNITYSTILAMITTAUS HASTIN MENETELMÄLLÄ VAIHEITTAIN



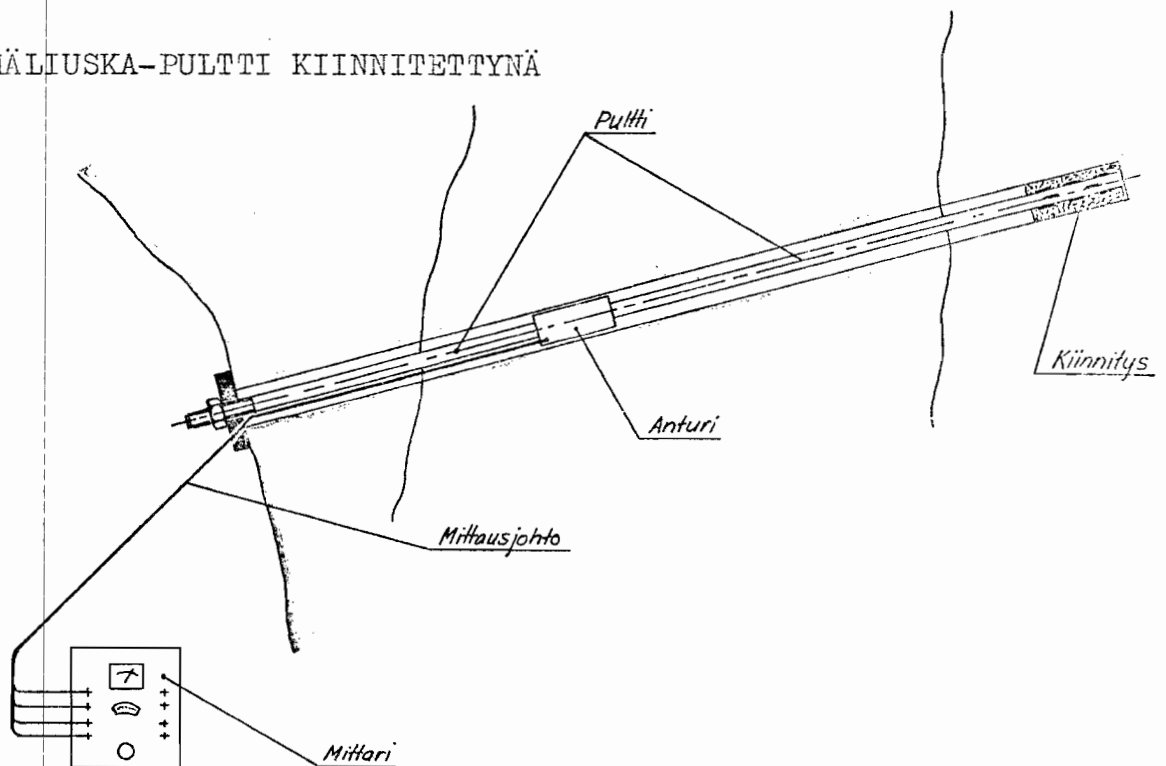
vaihe 1: Mittausreikä

vaihe 2: Esijännitetty mittakenno ja alkulukema

vaihe 3: irtikairaus ja loppulukema

KUVA 10

## VENYMÄLIUSKA-PULTTI KIINNITETTYNÄ



KUVA 11

menttivellin avulla reiän pohjaan 30 cm matkalta ja pultti esijännitetään sen suulle kierrettävän mutterin ja aluslevyn avulla. Venymäliuskapultilla voidaan mitata deformaatiota lähinnä reiän pituussuunnassa. Kummassakin tapauksessa voidaan jännitystilan kehitystä seurata sähköisesti mittarin avulla.

Kustannuksista voidaan mainita, että yksi Hastin jatkuvatoiminen mittaus 10 m syvässä reiässä, jos anturi on paikallaan kaksi vuotta ja sitä luetaan kerran kuukaudessa, maksaa 5.000 - 6.000 mk.

Venymäliuskapultilla tehtynä mittaus maksaa vastaavilla edellytyksillä n. 2.000-2.500 mk.

#### Puristuslujuus- ja kimmomodulimittaukset

Kallion puristuslujuus- ja kimmomodulimääräykset liittyvät läheisesti absoluuttisiin jännitystilamittauksiin, sillä tulosten laskemiseksi on myös kiven puristuslujuus ja kimmomodulit tunnettava. Samoin käytettäessä kalliorakennuskohteen suunnittelussa apuna elementtilaskentamenetelmää on kimmomoduli välttämätön lähtötieto tietokonelaskentojen suorittamiseksi. Kivilajit ovat Suomessa yleensä niin lujia, että ko. määritykset tulevat rakennuskohteissa vain harvoin muissa tapauksissa aiheelliseksi. Määräävänä tekijänä on meillä kallion kestävyydelle siinä olevat raot ja heikkousvyöhykkeet.

Puristuslujuuskokeet tehdään normaalisti syväkairausnäytteistä yksiaksiaali puristuskokeina hydraulisilla puristimilla, joissa näytteen pituuden muutosta voidaan seurata piirturien avulla ja käyrästä nähdään millä kuormituksella murtuminen tapahtuu. Näytteen muoto on suositusten mukaan korkeus = 2,5 x halkaisija, sillä on tärkeätä, että kokeet tehdään samanmuotoisilla kappaleilla. Lisäksi muitakoetuloksiin vaikuttavia tekijöitä ovat:

- näytteen koko
- kuormitusnopeus
- näytteen kosteus
- näytteen päiden yhdensuuntaisuus ja tasaisuus
- näytteen suuntaus kiven liuskeisuuden suhteen.

Kaikkia vaikuttavia tekijöitä on pyritty suosituksin standardisoimaan niin, että kokeet olisivat mahdollisimman vertailukelpoisia. Liuskeisessa kivessä tulisi puristuslujuuskokeet suorittaa useammalla eri suunnista otetuilla näytteillä.

Kimmomodulimittaukset voidaan tehdä joko staattisina tai dynaamisina määrityksinä. Kiven staattinen kimmomodulimittaus suoritetaan samoilla laitteilla kuin puristuslujuuskokeet lisäämällä näytekappaleeseen puristettaessa tarkan pituuden muutoksen ilmaisevat venymäliuskat tai mittalangat. Puristuksesta ja pituuden muutoksesta saatavan tulostuksen perusteella voidaan laskennallisesti

selvittää näytteen staattinen kimmomoduliarvo ja myös Poisson vakion suuruus.

Dynaaminen kimmomodulimäärittäminen tehdään normaalisti maastossa "in-situ" kokeena, jolloin saadaan mitattua ko. arvo koko kalliomassasta. Dynaaminen kimmomoduli on määritettävissä esim. vasaraseismisillä laitteilla tai tarvittavat värinäaallot voidaan aiheuttaa myös räjähdyspanoksella ja käyttää tutkimuksessa apuna seismisiä luotauslaitteistoja. Mittaus perustuu pitkittäisten ja poikittaisten kallionopeuksien eroon. Lisäksi absoluuttiset kallionopeudet vaikuttavat kallion kimmomoduliin, joka mittaustulosten perusteella voidaan laskea.

8.43

### Rakennusgeologinen kallioluokitus

Geologisten tietojen tulkitseminen tutkimuskartoista ja geologien tekemien kalliorakenneselvitysten ymmärtäminen on tuottanut vähemmän geologista koulutusta saaneille insinööri-, rakennusmestari- ja teknikkokunnalle aikaisemmin huomattavia vaikeuksia ja ne on vaikeaselkosia monasti jätetty vaille riittävää huomiota. Vaikeuksien alkaessa työmaalla on ruvettu tutkimaan geologista raporttia tarkemmin ja monasti todettu, että onhan se asia siellä sanottu ja siitä varoitettu.

Geologien ja teknillisen henkilökunnan välisen kanssakäymisen helpottamiseksi on kauppa- ja teollisuusministeriön rahoituksen turvin VTT:n Geotekniikan laboratorio laatinut laajan asiantuntijajoukon avustamana rakennusgeologisen kallioluokituksen, joka saatiin lopullisessa muodossa valmiiksi viime vuoden lopulla, oltuaan eri versioina koekäytössä noin vuoden ajan.

Nyt käyttöön saatavan rakennusgeologisen kallioluokituksen avulla pyritään saamaan eri ryhmät puhumaan samaa "kieltä".

Rakennusgeologisen kallioluokituksen luokitusperusteet ovat kallion kivilaatu ja rakoilu. Kivilaadut ovat teknisiltä ominaisuuksiltaan likipitään samanlaisia kivilajeja. Rakoilulla tarkoitetaan useiden yksittäisten rakojen muodostamaa järjestelmää. Kivilaatua ja rakoilua käytetään kalliolaatujen ja rakennetyyppien tunnistamiseen ja kuvaamiseen taulukon 1. osoittamalla tavalla.

Taulukko 1. Rakennusgeologinen kallioluokitus  
Luokitusperusteet

Kivilaatu	Rakoilu
- Rapautuneisuus	- Rakoilutyyppi
- Osasten järjestyneisyys	- Rakotiheys
- Raekoko	- Rakojen laatu
- Mineraalit	

Kalliolaadut ja rakennetyypit

Kivilaatu määritetään vähintään yhden neliömetrin alalta kalliopinnasta tai noin yhden metrin pituudelta kairausnäytteestä tai edustavasta näytekappaleesta. Rakoi- lu määritetään laaja-alaisesta kallion osasta tai kairausreikää edustavasta sydännäytteestä. Kivilaadun ja rakoilun perusteella pyritään määrittämään edelleen kal- lion laadut ja rakennetyypit, jotka on esitetty taulu- kossa 2.

Taulukko 2. Rakennusgeologinen kallioluokitus  
Kalliolaadut ja rakennetyypit

Kalliolaatu	Rakennetyyppi
Kiinteä kallio	Massarakenteinen Liuskerakenteinen Seosrakenteinen
Löyhä kallio	Löyhärakenteinen Rapautunut
Rikkonainen kallio	Halkeamavyöhyke Rakovyöhyke Murrosvyöhyke Ruhjevyyöhyke Savivyöhyke

} Heikkousvyöhykkeet

Luokituksessa annettujen yksinkertaisten merkkien avulla voidaan kartoissa ja leikkauksissa kuvata kallioperä riittävän yksityiskohtaisesti kalliorakennustöitä var- ten, jolloin esim. monet epäselvyydet rakennuttajien ja urakoitsijoiden välillä voidaan välttää. Uuden luo- kituksen merkintöjä tulisi pyrkiä käyttämään tulevissa suunnitelma- ja tutkimuskartoissa mahdollisimman tar- koin, jolloin saadaan kokemusta uudesta järjestelmästä ja tutkijat, suunnittelijat sekä rakentajat oppisivat paremmin ymmärtämään toisiaan.

Rakennusgeologinen kallioluokitus liittyy osana aika- naan julkaistavaan kallioluokitusoppaaseen, jossa pyri- tään mm. rakennusgeologiseen luokitukseen perustuen esit- tämään oikeat louhintatavat ja lujitusmenetelmät erilai- sissa kalliorakennuskohteissa ja erityyppisessä kallio- perässä.

HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Yrjö Kähönen

Helsinki 19.2.1974

8.5  
Tunnelien ja luolien louhinta8.51  
Nykyiset louhintamenetelmät

Tunnelin louhinnassa on nykyisin käytössä kaksi pääperiaatteiltaan erilaista louhintatapaa. Vanhemmassa ja edelleen tärkeimmässä menetelmässä (8.51) työ jakaantuu vaiheittaisiin osasuorituksiin - poraus - panostus - räjäytys - tuuletus ja kuormaus. Tällöin käytetään useimmiten rytmillistä työskentelyä.

Toisessa menetelmässä porataan täysprofiiliporakoneilla valmiin tunnelin suuruista reikää, jolloin räjäyttämistä ei tarvita. Porauksessa syntyvän kiviaineksen kuormaus kuljetusvälineeseen tapahtuu hihnakuljettimilla. Tässä menetelmässä jää tuuletustarve oleellisesti pienemmäksi ja se soveltuu rytmittömään työskentelyyn.

## Kehitysnäkymiä

Tulevaisuuden louhintatekniikkaa saattavat edustaa liekkisuihkut, lasersäde ja nestesuihku, joitten kehitystyö on vielä laboratorioasteella. Ne eivät todennäköisesti pysty myöhemminkään syrjäyttämään kahta edellistä menetelmää, korkeintaan täydentämään näitä. Vesisuihkulouhinnasta ovat tutkijat laskeneet, että 2500 hv teho riittää tekemään 6 ... 7 metrin läpimittaisista tunnelia 1,5 metriä/h kovissakin kivissä. Laitteeseen kuuluisi parikymmentä ohjattavaa "vesipistoolia", jotka painavat 1 ... 2 sekunnin pituisia vesisuihkuimpulsseja 1200 metriä/s nopeudella ja yli 10 000 ilmakehän paineella. Veden kulutus jää samaan suuruusluokkaan kuin irroitettavan kiven määrä. (A.Hakapää: Kalliot ja tunnelit InsKo 45-71).

Erilaisten tarvekivien aihioitten irroituksessa on polttoporausvälineitä käytetty Suomessakin jo runsaan 10 vuoden ajan. Helsingissä on kyseistä laitetta käytetty ainakin Nordenskiöldinkadun vanhan rautatiesillan purkutöissä pari vuotta takaperin.

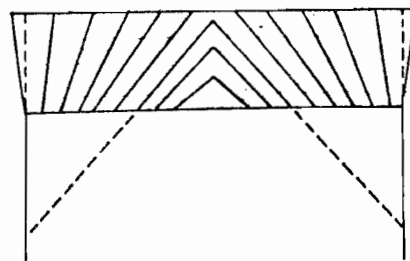
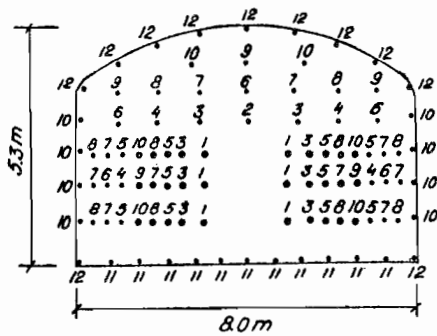


8.52

Tunnelin louhinta

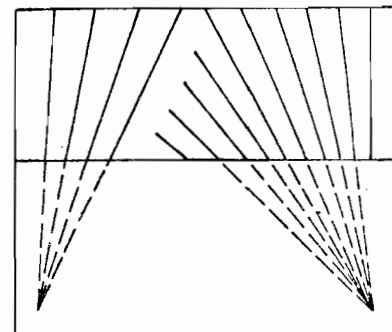
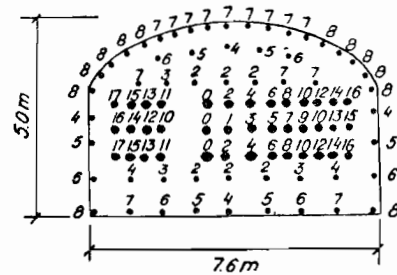
Aukaisukiilatyypit

Kalliota räjäytettäessä on panostetulla reiällä oltava ainakin kaksi vapaata tasoa, jotta kivi voi purkaantua. Tunnelin louhinnassa aikaansaadaan toinen purkamistaso ns. aukaisukiilalla. Aukaisukiilatyyppejä on mm. aurakiila (kuva 1), viuhkakiila (kuva 2) ja Coromantkiila (kuva 3). Coromantkiilassa porataan



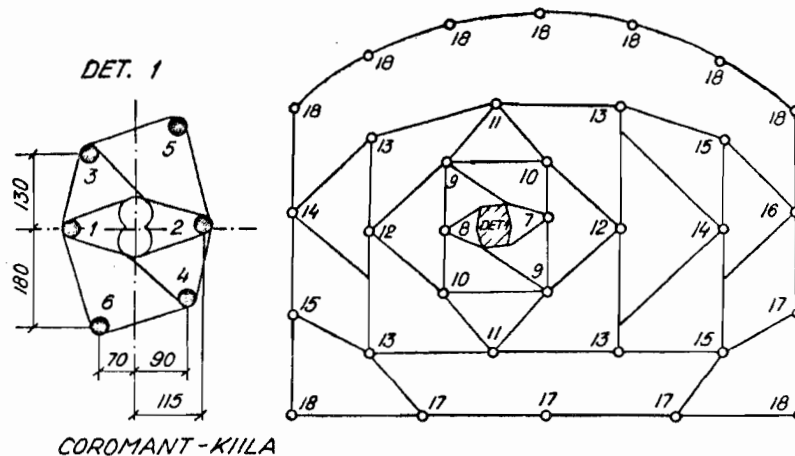
AURAKIILA  
 ○ LH-NALLEJA  
 • 1/2-SEK. NALLEJA

KUVA 1



VIUHKAKIILA

KUVA 2



COROMANT-KIILA

KUVA 3

kaksi  $\emptyset$  57 mm:n reikää päällekkäin ja niitä ei panosteta. Näiden viereen porataan panostettavat aukaisu- ja avarrusreiät aina hiukan suuremmalla edulla. Aukaisureikien räjäytys suoritetaan MS nalleilla 0,080 .. 0,040 sekunnin välein. Periaatteena on, että irtoavan kivimassan on mahdollista kulloinkin edessä olevaan vapaaseen tilaan.

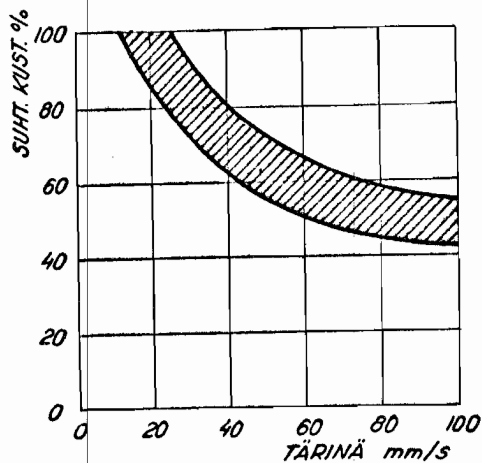
Edellisten päätyyppien lisäksi on kivistä ja porarista johtuvia erilaisia aukaisutyyppjä olemassa lukematon määrä.

### Räjähdyksineet

Helsingin kaupungin alueella suoritettavissa tunnelilouhinnoissa käytetään räjäytysaineena lähes pelkästään aniittia ja dynamiittia. Työselityksessä on kuitenkin syytä aina vaatia reunareikien ja katon kaari-reikien panostus tehtäväksi sileälouhintaa varten kehitettyjä patruunoita tai vastaavia listapanoksia käyttäen. (Forsiittiputkipanokset, silosex).

### Tärinät

Asutuskeskuksissa muodostaa louhintatärinä usein työtä rapittavan tekijän. Pahempia harmoja välttääkseen kannattaa rakennuttajan tavallisesti asettaa työselitykseen sallittavat tärinärajat. Tällöin on varottava hätävarjelman liioittelua, sillä alennettu tärinätaso nostaa helposti louhintakustannuksia. (Kuva 4).



TÄRINÄRAJOITUKSEN VAIKUTUS  
LOUHINTAKUSTANNUKSIIN

KUVA 4

Kalliolle perustettujen rakennusten tärinävaurioitumisvaaroista on käytettävissä erittäin luotettavia taulukoita. Pienissä louhintakohteissa voidaan räjäytykset suorittaa pelkästään näitä Langeforsin ja Kihlströmin taulukoita käyttämällä, mutta suuremmissa kohteissa päästään taloudellisempaan lopputulokseen tärinämittareiden avulla, koska tällöin voidaan pienentää taulukkojen sisältämää varmuuskerrointa.

## Louhintajälki

Louhintäjäljelle asetettavat sileys- ja toleranssi-vaatimukset on syytä harkita jokaisessa tapauksessa erikseen. Tällöin kannattaa pyrkiä  $\pm$  toleranssiin, sillä paikallisesti olevat pienet kohoumat eivät yleensä huononna lopputulosta, mutta niiden salliminen toleranssin puitteissa helpottaa louhijan työtä huomattavasti. Yleisimmin käytetyt toleranssirajat ovat +30 cm ja -10 cm suuruusluokkaa (-toleranssi tarkoittaa "kovaa" teoreettiseen linjaan nähden).

Poikkileikkauksia suunniteltaessa on pyrittävä välttämään kaikenlaisia uria, koloja ja monia teräviä kulmia, joitten aikaansaaminen louhimalla on aina vaikeata, usein jopa mahdotonta.

## Ryöstösakot

Louhintäjäljen pitämiseksi urakka-asiakirjojen mukaisissa rajoissa ja ylitysten rakennuttajalle aiheuttaman betonin lisämenekki tms. vahinkojen korvaamiseksi asetetaan toleranssien ylityksille ns. ryöstösakko.

Sakkoa ei kuitenkaan tavallisesti peritä, mikäli ryöstö johtuu sellaisesta kalliorakenteesta olevasta heikkoustehtävistä, johon louhija ei ole voinut vaikuttaa. Vastaavasti on syytä urakka-asiakirjoissa määrittellä, ettei ryöstöjen aiheuttamista lisämassoista makseta myöskään korvausta, ellei paikallinen ryöstö ylitä tiettyä  $k\text{-m}^3$  määrää (pientunnelissa esim.  $7 k\text{-m}^3$ ).

### 8.53

#### Kalliroleikkausten louhinta

Kalliroleikkausten louhintaan sopivat tunnelilouhinnan yhteydessä mainitut asiat suurimmaksi osaksi sellaisenaan.

Työselityksiä laadittaessa kannattaa kiinnittää huomiota poraustarkkuuteen, tulevien betonirakenteiden kohdalla yliporaukseen ja rusnaukseen, näkyviin jäävien seinämien kohdalla reikien panostukseen, sallittuihin maksimitärinäihin ja ryöstöihin.

### 8.54

#### Louheen käyttö

Louhinnoissa syntyvä tuote, jota toisinaan nimitetään jopa louhintajätteeksi, ei ole mikään jäte, vaan erinomainen rakennusmateriaali, joka sopii mm. murskeiden ja sepelin valmistukseen sekä on mainiota pengermateriaalia.

Helsingin kaupungin kannattaisi perustaa erityinen masapankki, joka käsittelisi kaupungin kaikkien raken-

tavien laitosten maa- ja kalliomassat, jolloin kuljetusmatkat saataisiin minimiin. Tätä ajatusta on aikaisemminkin yritetty markkinoida, mutta tietävästi se ei ole vielä johtanut konkreettisiin toimenpiteisiin.

Mursketta varastoitaessa näkee varastokasaa joskus tehtävän kippaamalla kuorma-auton lavalta suoraan penkasta alas. Tällöin tapahtuu hienon ja karkean aineksen erottuminen eikä tavarasta saada enää kunnollisesti tiivistyvää.

## 8.55 Tunnelien lujitukset Lujitustarve

Suomalaiset kivet ovat puristuslujuudeltaan erittäin hyviä. Kiven vetolujuus on kuitenkin ainoastaan n. 2 ... 5 % puristuslujuudesta, joten luolien muodot pyritään valitsemaan siten, että koko poikkileikkaus olisi puristujännitysten alaisena. Lähellä maanpintaa työskennellessä ei tähän ideaalitapaukseen useinkaan päästä, sillä pintakalliosta vallitsevan horisontaalijännityksen takia tulee luolien nurkkakohtiin vetojännitysalueita.

Hyväkin kallio muodostuu erikokoisista kivikappaleista, joita kallion rakoilu erottaa toisistaan. Rakennusgeologisen kallioluokituksen mukaan on harvarakoisessakin kalliosta rakoväli ainoastaan 1 metri, joten lohkarakoksi tulee näin vähintään 1 m<sup>3</sup>. Vähärakoisessa kalliosta on rakoväli vastaavasti 0,3 ... 1,0 m, runsasrakoisessa 0,1 ... 0,3 m ja tiheärakoisessa rakoväli  $\leq$  0,1 m.

Kallioon tehty aukko muuttaa aina kallion sisäistä jännitystä ja usein myös lämpötiloja, joista aiheutuu kiven jatkuvaa irtoamista pitkiäkin aikoja louhinnan jälkeen.

Naapuruuslain 9 § edellyttää, että "maata älköön kaivettako tai kuormitettako niin, että toisen maalla oleva rakennus kadottaa tukensa" ja edelleen, että "joka kaivaa maata tai kuormittaa sitä niin, että toisen maalla oleva rakennus muulla tavalla vahingoittuu korvattakoon vahingon, mikäli se ei ole johtunut siitä, että rakennus on puutteellisesti perustettu tai muuten huolimattomasti rakennettu". (A.Heinonen InsKo 45-71).

Ilmeisesti on yo. lain tarkoittamaksi rakennukseksi ymmärrettävä myös kalliotunnelit, jolloin nämä on rakennettava siten, että ne kestävät myöhemmin vähintään saman tärinän kuin vastaavalla etäisyydellä oleva asuinrakennus. Helsingissä on tällä hetkellä suuri määrä vanhoja tunneleita, joita on lujitettava välittömästi, kun joku louhintatyö tulee niiden lähelle.

Tärkein lujitustarpeen aiheuttaja on kuitenkin se, ettei työtä voida läheskään aina turvallisesti loppuunsaattaa, ellei välillä suoriteta kallion lujituksia.

#### Lujitustavat

Kallion pääasiallisemmat lujitustavat ovat pultitus, ruiskubetonointi ja injektointi. Injektoinnilla ja ruiskubetonoinnilla voidaan myös tiivistää vuotavaa kalliota tai ohjata vuotovesiä.

#### Talokatselmukset

Ennen louhinnan aloittamista kannattaa vaaravyöhykkeessä olevissa kiinteistöissä useimmiten tehdä ns. talokatselmukset. Näissä merkitään rakennuksissa olevat raot yms. vauriot muistiin. Helsingissä suoritetun tunnelityön aikana tulee (lähes) poikkeuksetta muutamia valituksia ja vaatimuksia. Kokemus on osoittanut, että useat näistä vaatimuksista ovat täysin perusteettomia ja että turhat valitukset vähenevät katselmustilaisuuksista saadun informaation myötä. Helsingissä on useita erikoisliikkeitä, jotka suorittavat kyseisiä katselmuksia.

9. POHJARAKENNUS- JA KALLIORAKENNUSKUSTANNUSTEN ARVIOIMINEN  
YKSIKKÖHINTALUETTELON AVULLA

Sisältö:	sivu
9.1 <u>Yleistä</u>	119
9.2 <u>Välittömien kustannusten laskeminen</u>	120
9.3 <u>Yhteisten kustannusten arvioiminen</u>	120
9.4 <u>Yleiskustannusten ja rakentajan riskin arvioiminen</u>	122
9.5 <u>Odottamattomien kustannusten arvioiminen</u>	122
9.6 <u>Kustannustason muuttumisen arvioiminen</u>	122
9.7 <u>Rakennuttajan kustannusten arvioiminen</u>	123
9.8 <u>Yhteenveto kustannusten laskemisesta</u>	123
Liite 1: Pohjarakennuksen ja kalliorakennuksen yksikköhintaluettelo	124
Liite 2: Indeksitiedotus 1974	132



HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Usko Anttikoski-Anssi Pikkarainen/em

Helsinki 18.2.1974

9.  
POHJARAKENNUS- JA KALLIORAKENNUSKUSTANNUSTEN ARVIOIMINEN YKSIKKÖHINTA-  
LUETTELOON AVULLA  
9.1  
Yleistä

Tuotantokustannusarvio antaa oikeamman kuvan rakennuskustannusten suuruudesta. Sen käyttäminen on kuitenkin suuritöistä ja vaatii rakennustyön kulun, työtehojen ja hintojen tarkkaa tuntemista samoin kuin tietoa työn suoritushetkellä käytettävissä olevista resursseista. Näin ollen tuotantokustannusarvio ei sovi suunnittelijoiden eikä rakennuttajan käyttöön.

Yksinkertainen tapa likimääräisen kustannusarvion tekemiseen on ns. yksikköhintojen käyttäminen. Karkeimmat yksikköhinnat määrittelevät kustannuksia esim. rakennukset  $\text{mk}/\text{m}^3$ , hieman tarkemmat esim. betoniseinät  $\text{mk}/\text{m}^2$  jne. Tällaiset kustannusarviot selvittävät vain ao. työn tapaisten töiden kustannusten yleisen suuruusluokan, mutta eivät paljoakaan huomioi ao. kohteen vaikeusastetta, laatuvaatimuksia, suoritusajankohtaa jne.

Tarkin tulos yksikköhintamenetelmällä saadaan, kun rakennesuunnitelmasta ja alustavasta työsuunnitelmasta lasketaan hukkatyö ja -materiaali huomioiden kohteeseen sitoutuvien materiaalien esim. betonin, teräksen yms. määrät sekä työn toteuttamisessa tarvittavien apusuoritteiden esim. tukiseinien, kaivun, pumppauksen, laudoituksen, työsaumojen yms. määrät ja saadut määrät sen jälkeen kerrotaan sopivilla yksikköhinnoilla. Tällä tavoin saadaan huolellista harkintaa käyttäen ao. kohteen ns. välittömien kustannusten suuruus selvitettyä kohtuullisella tarkkuudella.

Työn kokonaiskustannusten määrittämiseksi tulee kuitenkin vielä selvittää rakennuttajan kustannusten lisäksi työmaan yhteiskustannusten ja rakentavan organisaation yleiskustannusten samoin kuin odottamattomien kustannusten, talvityökustannusten ja kustannustason nousun suuruus. Näistä ovat rakentavan organisaation yleiskustannukset helpoimmin arvioitavissa. Muiden em. rakentajan kustannusten osalta arviointi on ilman tarkkaa työsuunnitelmaa "hyppy pimeään". Näiden kustannusten suuruusluokka määräosuutena välittömien kustannusten summasta on tilastollisesti selvillä, mutta niiden pääasiallisia aiheuttajia ei



ei ilman tarkkaa työsuunnitelmaa saada selville. Näin ollen on mahdollista, että jokin erillinen työvaihe, jonka välittömät kustannukset näyttävät sopivilta, aiheuttaa ko. työssä (esim. koko työn kestoaikaa oleellisesti pidentämällä) kustannuksia, joiden suuruus on välittömiin kustannuksiin nähden moninkertainen. Viimeksi mainittu seikka ja olosuhteista johtuva yksikköhintojen valtava hajonta ja kustannustason erisuuruinen muuttuminen eri yksikköhintojen välillä on aina pidettävä mielessä sekä arvioitaessa työn kokonaiskustannuksia että erikoisesti sen osasuoritusten kustannuksia.

## 9.2

### Välittömien kustannusten laskeminen

Välittömät kustannukset lasketaan kertomalla massa- ja suoritemäärät liitteessä 1. esitetyillä yksikköhintoilla. Yksikköhintaluettelo on pyritty laatimaan 1.1.1974 kustannustasoon. Luettelon keskimäinen hintasarake arvioi välittömiä kustannuksia "tavanomaisissa töissä" Helsingin esikaupunkialueella ja sen muut hintasarakkeet pyrkivät antamaan kuvaa yleisestä hajonnasta, joka johtuu työn vaikeusasteesta, suuruudesta, ympäristöolosuhteista yms.

Kaikki työsuoritukset on ajateltu tehtävän kesäolosuhteissa. Talvityön vaikutukset tulee arvioida erikseen. Suoranaiset talvikustannukset yhden vuoden kestävissä pohjarakennustyössä Etelä-Suomessa ovat suuruusluokkaa 1 ... 5 %, mutta saattavat joissakin töissä kuten esim. jäätyneen maan puskusierrossa olla moninkertaiset varsinaisen työn kesäaikaiseen kustannukseen nähden.

Lisäksi talviolosuhteet usein hidastavat työsuorituksia ja aiheuttavat työkatkoksia yms., mutta näiden kustannusten suuruutta ei ole tarkemmin selvitetty. Ne voidaan arvioida sisältyvän esitettyihin yksikköhintoihin, koska talviolosuhteet saattavat myös edesauttaa joitakin työsuorituksia.

## 9.3

### Yhteisten kustannusten arvioiminen

Työmaan yhteiset kustannukset sisältävät joukon työmaan suuruudesta riippuvia kertakustannuksia kuten esim. työmaatilojen rakentamisen, torninostureiden asennukset, työmaan sähköistyksen jne. sekä joukon työmaan suuruudesta riippuvia ajallisia kustannuksia kuten esim. työnjohdon kustannukset, työmaatilojen ja yleiskoneiden vuokrat, huoltotyöt, siivoukset jne. Yhteistä näille kustannuksille on, että niitä ei suoranaisesti voida jakaa eri osatöille. Tietyissä työsuunnitelmassa ajalliset kustannukset voidaan tietysti osoittaa suureksi osaksi niille osatöille, jotka

määräävät koko työn kestoajan, mutta työsuunnitelmaa muuttamalla saattavat myös ko. osatyöt muuttua toiseksi, esim. tukiseinien sijaan tehdään pohjavedenalennus. Työmaan yhteiset kustannukset koko työmaan osalta ovat n. 25 ... 35 % välittömien kustannusten summasta, mutta eri osatöiden osalta ei asia ole lähtekään näin suoraviivainen, vaan yhteiskustannuskerroin saattaa helposti vaihdella rajoissa 1,05 ... 2,00.

Tunnelissa suoritetaan ruiskubetonointitöitä. Osa töistä suoritetaan varavoimakonehuoneessa ja osa tunnelin perässä välittömästi louhintakatkon jälkeen. Edellisessä tapauksessa yhteiskustannuskerroin saattaa olla esim. 1,2, koska tämä työ ei hidasta työmaan edistymistä ja jälkimmäisessä tapauksessa kerroin saattaa olla esim. 1,9, koska tämä työ estää louhintatyön ja siten koko työmaan edistymisen.

Teräsponttiseinätyössä on yhteiskustannuskertoimen arvioitu olevan 1,2. Jos työssä tarvittavan materiaalin hinta nousee yllättäen 1,5 kertaiseksi, täytyy yhteiskustannuskertoimen pienentyä, koska yhteiskustannukset eivät kuitenkaan mitenkään riipu ko. materiaalin hinnasta.

Koko työmaan osalta saadaan yhteiset kustannukset huomioitua kertomalla välittömien kustannusten summa kertoimella 1,25 ... 1,35. Vertailevia kustannusarvioita tehtäessä tulee kuitenkin kiinnittää suurta huomiota työn kestoaikaan ja osatöiden osalta niiden suoritusajan sijaintiin koko työmaan työaikaan nähden sekä ns. erikoistöihin, jotka liitteen yksikköhintaluettelossa ovat merkityt E-kirjaimella. Seuraavissa esimerkeissä esitetään eräs likimääräinen tapa arvioida vertailevissa kustannusarvioissa yhteiskustannusten vaikutusta.

1) Työmaan välittömät kustannukset ja kestoaika ovat vaihtoehtoisten ratkaisujen mukaan 1,8 milj. ja 180 tpv sekä 1,6 milj. ja 250 tpv. Työmaan yhteiset kustannukset ovat siten likimäärin  $1/2 \times (1,8 \text{ milj.} + 1,6 \text{ milj.}) \times 30 \% = 530.000,-$ . Tästä on kiinteä osuus ehkä 25 % eli 130.000,- ja siten yhteiskustannusten päiväkustannus  $(530.000,- - 130.000,-) / 1/2(180 \text{ tpv.} + 250 \text{ tpv}) \approx 1.850,-/\text{tpv}$ . Ensimmäisen vaihtoehdon kustannus on siis 1.800.000,- + 130.000,- + 180 x 1.850,- = 2.260.000,- ja toisen vaihtoehdon 1.600.000,- + 130.000,- + 250 x 1.850,- = 2.190.000,-.

2) Työmaan välittömät kustannukset ja kestoaika ovat 1,8 milj. ja 180 tpv. Sen yhteiset kustannukset ovat siten suuruusluokkaa 30 % 1,8 milj:sta

= 540.000,- eli n. 130.000,- + 2.200,-/tpv. Vertailtavana on kaksi työajan keskellä esiintyvää osatyötä, joiden välittömät kustannukset ja vaikutus koko työmaan kestoajaksi ovat 500.000,- ja 20 tpv sekä 450.000,- ja 50 tpv. Ensimmäisen vaihtoehdon vertailukustannukseksi saadaan 500.000,- + 2.200,- = 544.000,- ja toisen 450.000,- + 50 x 2.200,- = 560.000,-.

3) Työmaa alkaa kaivinpaalutuksella, jonka suorittaa erikoisurakoitsija (E-merkintä yksikköhintaluettelossa). Erikoisurakoitsijan työ vaatii pääurakoitsijalta vain valvojan ja muutaman työmaakopin yms., joten pääurakoitsijan kustannukset jäävät pieniksi. Yhteiskustannuskertoimeksi tulee 1,05 ... 1,10. Jos kyseinen työ saas suoritetaan työmaan työajan keskellä, voi sen vaikutusta yhteiskustannuksiin arvioida esimerkissä 2 esitetyllä tavalla.

## 9.4

Yleiskustannusten ja rakentajan riskin arvioiminen

Pohjarakennustöissä voidaan rakentajan keskuskonttorin kustannusten eli ns. yleiskustannusten suuruudeksi arvioida 12 ... 15 % työmaan välittömien ja yhteiskustannusten summasta.

Työmaariskin suuruudeksi voidaan arvioida 3 %. Mikäli jokin työvaihe on kuitenkin erikoisen riskialtis, tulee ao. riski arvioida tämän osatyön yhteydessä. Yleiskustannukset ja riski voidaan yhteisesti huomioida kertoimella 1,17.

## 9.5

Odottamattomien kustannusten arvioiminen

Odottamattomat kustannukset tulee arvioida suunnitelmien valmiusasteen ja pohjatutkimusten laadun perusteella. Työtaistelutoimenpiteistä odottamattomia kustannuksia voidaan odottaa yleensä 1 ... 5 %. Odottamattomat kustannukset voidaan huomioida kertoimella 1,05 ...

## 9.6

Kustannustason muuttumisen arvioiminen

Yksikköhintaluettelo on pyritty laatimaan hintatasoon 1.1.1974. Muuttuvaa kustannustasoa voidaan arvioida Tilastokeskuksen (puh. 645121) kuukausittain laskeman rakennuskustannusindeksen avulla. Työn laadusta riippuen voidaan käyttää eri alaindeksejä ja niiden välimuotoja.

Esim. laudoituksen hintakehitys voidaan arvioida käyttämällä alaindeksien 1.1 "Varsinaiset rakennustyöt" ja 1.1221 "Puutavara" muutosten keskiarvoa.

Kustannusten muutoksen arviointiin sisältyy kaksi vaihtetta. Ensimmäiseksi arvioidaan viimeksi julkaistun indeksin avulla yksikköhintaluettelon hintojen muuttuminen kustannusarvion tekoajankohtaan saakka, jolloin saadaan ns. päivän hinta. Tämän jälkeen tulee arvioida odotettavissa oleva kustannustason muutos ja huomioida sen vaikutus työn painopisteeseen saakka.

Työn päivän hinta on 3 milj. Urakkatarjoukset ovat voimassa 3 kk, jonka jälkeen urakoitsijalta kuluu 1 kk ennenkuin työ todella lähtee käyntiin ja työ tämän jälkeen kestää 15 kk. Kustannustaso on noussut viime aikoina 3 %/kk ja on odotettavissa nousun vauhdin kiihtyvän arvoon 3,5 %/kk.

Kustannustason nousu on suuruusluokkaa (3 kk + 1 kk + 60 % 15 kk:sta) x 3,5 % ≈ 46 %. Huomattavaa on, että rakennuttajan pitkä harkinta-aika maksaa nykyisin laskelman mukaan 10,5 % ja todellisuudessa vielä enemmän.

Vuoden 1972 aikana kustannustaso nousi n. 10 %/vuosi, mutta vuoden 1973 keväällä se alkoi niin voimakkaasti nousta, että nousu oli vuoden kolmen viimeisen neljänneksen aikana lähes 3 %/kk. Vuoden 1973 joulukuussa alkanut energiakriisi on sen jälkeen alkanut lisäks nostaa kustannustasoa vieläkin lisää, joten tällä hetkellä helmikuun alussa 1974 näyttää olevan odotettavissa kustannustason nousu 40 %/vuosi. Em. syistä on selvää, että ajankohta on epäkiitollinen yksikköhintaluettelon tekemiseen. Liitteessä 2 oleva rakennuskustannusindeksitiedotus 1.2.1974 osoittaa kustannustason voimakkaan nousun esim. XII 1973 ja I 1974 välisenä aikana.

9.7

#### Rakennuttajan kustannusten arvioiminen

Rakennuttajalle aiheutuvien pohjarakennustöiden suunnittelukustannusta ja rakennustyön valvontakustannusta ei vielä lähemmin tunneta. Kunnallisteknillisissä töissä suunnittelukustannus lienee 4 ... 8 %, ja valvontakustannus 3 ... 7 % rakennuskustannuksista. Jos pohjarakennustöiden rakennuttajan kustannuksia arvioidaan likimäärin samoilla periaatteilla, voidaan rakennuttajan suunnittelu- ja valvontakustannusten osuus huomioida kertoimalla 1,05 ... 1,15.

9.8

#### Yhteenvedo kustannusten laskemisesta

Kokonaiskustannus K saattaa muodostua helmikuussa 1974 esimerkiksi seuraavasti:

- |   |                |
|---|----------------|
| - Työmaan välittömät (yks.hintataulukko) kustannukset kesällä | V              |
| - Työmaan talvityökustannukset                                | esim. k = 1,03 |
| - " - yhteiset kustannukset                                   | esim. k = 1,30 |
| - Rakentajan yleiskustannukset ja riski                       | esim. k = 1,17 |
| - Odottamattomat kustannukset                                 | esim. k = 1,10 |
| - Kustannustason muuttuminen                                  | esim. k = 1,25 |
| - Rakennuttajan kustannukset                                  | esim. k = 1,07 |

$$K = 1,07 \times 1,25 \times 1,10 \times 1,17 \times 1,30 \times 1,03 \times V \approx 2,30 \times V$$

## POHJARAKENNUKSEN JA KALLIORAKENNUKSEN YKSIKKÖHINTALUETTELO

- Kustannukset ovat VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA
- Kertoimet ovat edeltävässä tekstiosassa
- Tunnus E tarkoittaa erikoisurakoitsijaa, ktso edeltävää tekstiosaa
- Kustannustaso 1.1.1974 , rakennuskustannusindeksi (v. 1964 = 100)

1.1	Varsinaiset rakennustyöt	206.8
1.1211	Betonituotteet	144.2
1.1213	Lämpöeristeet	124.5
1.1221	Puutavara (esim. laudoitus)	288.3
1.123	Metalliset tarvikkeet (esim. teräsponttiseinät)	219.0
1.26	Kallioliouhinta ja maansiirtotyöt	254.9
	jne.	

Työ	Yksik- kö	Helpot olosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	Vaikeat olosuht. mk	Huom.
<u>Maankaivu</u> (todelliset massat, sisältää kuormauksen ja kulj. 0-1 km)					
Maaleikkaus (V = 1000 m <sup>3</sup> )	k-m <sup>3</sup>	4,50	8,-	12,-	
" (V = 10000 m <sup>3</sup> )	k-m <sup>3</sup>	4,-	6,-	9,-	
Maan puskusiirto (0-70 m)	k-m <sup>3</sup>	1,-	2,-	3,-	
Kanavan tai kuopan kaivu avokai- vannosta	k-m <sup>3</sup>	6,-	10,-	16,-	
Tukiseinien sisältä	k-m <sup>3</sup>	12,-	17,-	30,-	
Vedenalainen kaivu					
Avokaiwannosta	k-m <sup>3</sup>	12,-	17,-	30,-	
Tukiseinän sisältä	k-m <sup>3</sup>	20,-	25,-	50,-	
Ruoppaus kauhakuormaajalla	k-m <sup>3</sup>	12,-	20,-	50,-	
Ruoppaus imuruoppaajalla	k-m <sup>3</sup>	3,-	5,-	10,-	E
Raivaus	m <sup>2</sup>	1,50	2,-	3,-	
Ruokamullan poistaminen	m <sup>2</sup>	1,50	2,-	3,50	
<u>Louhinta</u> (sisält. kuormauksen ja kulj. 0-1 km)					
Kallionpinnan puhd. louhintaa varten	m <sup>2</sup>	1,50	2,-	3,50	
Louhinta kuivatyönä					
Pintalouhinta	m <sup>2</sup>	15,-	25,-	35,-	
Pintalouhinta tukiseinän sisällä	m <sup>2</sup>	25,-	40,-	60,-	

VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA

Työ	Yksik- kö	Helpot olosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	Vaikeat olosuht. mk	Huom.
Louhinta h > 1,0 m	k-m <sup>3</sup>	15,-	25,-	35,-	
Louhinta h > 1,0 m tukiseinän sisällä	k-m <sup>3</sup>	25,-	40,-	60,-	
Kanaalilouhinta	k-m <sup>3</sup>	25,-	35,-	45,-	
- " -	jm	25,-	35,-	45,-	
Vedenalainen louhinta					
Pintalouhinta (irroitus)	m <sup>2</sup>	170,-	230,-	700,-	
Louhinta (irroitus)	m <sup>2</sup> +m <sup>3</sup>	170+30	230+45	700+70	
Kuormaus ja kuljetus	k-m <sup>3</sup>	25,-	40,-	70,-	
Tunnelilouhinta (ajo 0-1 km tunnelin suulta)					
Pinta-ala 6 m <sup>2</sup>	jm	800,-	850,-	1400,-	
- " - 10 m <sup>2</sup>	k-m <sup>3</sup>	85,-	90,-	120,-	
- " - 20 m <sup>2</sup>	k-m <sup>3</sup>	47,-	50,-	70,-	
- " - 30 m <sup>2</sup>	k-m <sup>3</sup>	42,-	45,-	60,-	
Pengerlouhinta tunnelissa	k-m <sup>3</sup>	15,-	22,-	40,-	
Pystykuilun (nousun) louhinta A = 5 m <sup>2</sup>	k-m <sup>3</sup>	140,-	200,-	270,-	
Sileälouhinta jälkityönä	m <sup>2</sup>	27,-	33,-	40,-	
Betonoitavan kallionpinnan rusnaus ja puhdistus					
- seinät	m <sup>2</sup>	10,-	15,-	20,-	
- lattiat	m <sup>2</sup>	50,-	100,-	200,-	
<u>Täyttö (todelliset määrät)</u>					
Perustustason yläpuol. täyttö					
Soratäyttö tiivistämättä	m <sup>3</sup>	11,-	14,-	17,-	
Soratäyttö hyvin tiivistettynä	m <sup>3</sup>	15,-	19,-	22,-	
Eristyskerros valmiina	m <sup>3</sup>	17,-	19,-	22,-	
Jakava kerros valmiina	m <sup>3</sup>	19,-	21,-	25,-	
Kantava kerros valmiina	m <sup>3</sup>	27,-	28,-	33,-	
Päällyste valmiina	m <sup>2</sup>	8,-	10,-	17,-	
Nurmetus 10 cm	m <sup>2</sup>	2,50	3,-	4,50	
Massanvaihtoon liittyvä täyttö					
Penger materiaali	i-m <sup>3</sup>	7,-	10,-	12,-	
Penger materiaalin kuorm. ja ajo välivarastosta 0-1 km	i-m <sup>3</sup>	3,50	4,-	5,50	
Nousumaksu	i-m <sup>3</sup> . km	0,60	0,70	0,90	
Vastaanotto	i-m <sup>3</sup>	0,40	0,60	1,-	
Tiivistäminen	i-m <sup>3</sup>	1,-	1,50	2,-	

VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA

Työ	Yksik- kö	Helpot olosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	Vaikeat olosuht. mk	Huom.
<u>Maamassojen kuljetus</u>					
Perusmaksu (0 ... 1 km)	k-m <sup>3</sup>	1,50	2,60	4,-	
Nousumaksu 1 - km	k-m <sup>3</sup> ·km	0,60	0,80	1,10	
<u>Kalliomassojen kuljetus</u>					
Perusmaksu 0 - 1 km	k-m <sup>3</sup>	2,50	4,-	5,50	
Nousumaksu	k-m <sup>3</sup> ·km	1,-	1,30	1,80	
<u>Lankkuseinät (sisält. tuennan ja ankkuroinnin)</u>					
Telinelankut	m <sup>2</sup>	30,-	35,-	45,-	
Puupontti	m <sup>2</sup>	50,-	70,-	120,-	

Tukiseinät

A: Rakenteita ei pureta

B: Rakenteet puretaan ja materiaali jää käyttökelpoisena tekijälle

C: Materiaali käytetään kahteen kertaan ja jää purkamisen jälkeen käyttökelpoisena tekijälle tai materiaali käytetään useampaan kuin kahteen kertaan.

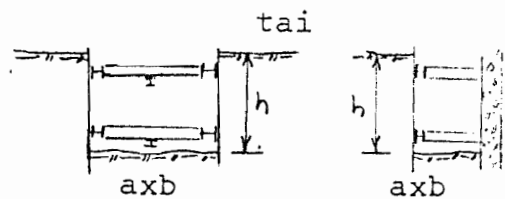
h = kaivusvyvyys (metriä)

p = keskimääräinen paine seinälle (Mp/m<sup>2</sup>)

b = kaivannon leveys

a = kaivannon pituus

Seinän pinta-ala lasketaan kaivusvyvyden mukaan

Teräsponttiseinät ilman tuentaah = 5-10 m p = 2-12 Mp/m<sup>2</sup>h = 15 m p = 4-18 Mp/m<sup>2</sup>

seinä-m <sup>2</sup>	A: 150,-+p x 22,-	{ +25 %
seinä-m <sup>2</sup>	A: 200,-+p x 27,-	{ -10 %
	B: 90 % (p=2) - 80 % (p=18)	
	A:sta	{ +40 %
	C: 65 % (p=2) - 50 % (p=18)	
	A:sta	{ -10 %

Patoseinä (60 cm) ilman tuentaa

maaosuudella

kalliossa

Sisäpuolinen terästuentah = 5 m p = 2-6 Mp/m<sup>2</sup>h = 10-15 m p = 3-18 Mp/m<sup>2</sup>

jm+m <sup>2</sup>	450,-/jm+1250,-/m <sup>2</sup>	{ +20 %
m <sup>2</sup>	4400,-/m <sup>2</sup>	{ -10 %
	Kaivinpaalupatoseinä 40-50 % enemmän	E
kaivanto- m <sup>2</sup>	A: 7,50+p x 2,50	{ + 25 %
kaivanto- m <sup>2</sup>	A: 1,50+p x 2,50	{ - 10 %
	B: 80 % A:sta	{ + 40 %
	C: 55 % A:sta	{ - 10 %

00,0

00,1

00,0

00,1

Helsingin kaupunki, Kiinteistövirasto					
Työ	Yksik- kö	Helppo olosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	vaikeat olosuht. mk	Huom.
<u>Tuenta kallioankkurein</u>					
seinä ulottuu lähelle kalliopintaa					
$h = 5-15 \text{ m } p \leq 4 \text{ Mp/m}^2$	$\text{m}^2$		160,-		} + 25 % - 10 %
$p = 4-18 \text{ Mp/m}^2$	$\text{m}^2$		60,- + $p \times 25,-$		
<u>Maan lävitse porattavat kallioankkurit</u>					
P = ankkurin suuntainen sallittu kuorma (Mp)					} + 20 % - 10 %
L = ankkurin yhteispituus maassa ja kalliassa (m)					
P = 70-135 Mp	kpl		580,- + $P \times 4,-$		} + 20 % - 10 %
L = 0 - 20 m					
<u>Salaojitus</u>					
Salaojat ( $\emptyset$ 4" ruukkuputki)					
valmiina	jm	10,-	18,-	22,-	
Salaojan tarkastuskaivo $\emptyset$ 100 cm	kpl	500,-	700,-	1000,-	
<u>Lämmöneristys</u>					
Kevytsora	$\text{i-m}^3$	60,-	65,-	80,-	
Routaeristys, solumuovi ( $30 \text{ kg/m}^3$ )	$\text{m}^3$	135,-	210,-	250,-	
- " - mineraalivilla ( $75 \text{ kg/m}^3$ )	$\text{m}^3$	145,-	155,-	180,-	
<u>Kalkkistabilointi</u> (d = 20 cm)	$\text{m}^2$	4,-	6,-	10,-	
<u>Lyöntipaalaus</u>					
Puupaalut hankintapöytämuksen mukaan					
$\emptyset$ 6" pituus $\leq 10 \text{ m}$ (hankinta)	m	8,-	9,-	11,-	
$\emptyset$ 7" pituus $\leq 10 \text{ m}$ (hankinta)	m	10,-	12,-	15,-	
Hylsyjatkos	kpl	70,-	80,-	90,-	
Paalun puristuskyllästys	m	13,-	16,-	20,-	
Paalun patruunakyllästys	m	6,-	7,-	15,-	
Teräsbetonipaalut (hankinta)					
25 x 25 $\text{cm}^2$ 3-8 m $\emptyset$ 12	m	25,-	27,-	31,-	
8-13 m $\emptyset$ 15	m	28,-	30,-	35,-	
13-15 m $\emptyset$ 18	m	33,-	35,-	40,-	
15-18 m $\emptyset$ 22	m	39,-	41,-	47,-	
Kalliokärki	kpl	150,-	175,-	210,-	
Taivutusjäykkä jatkos	kpl	200,-	210,-	220,-	

VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA



Työ	Yksik- kö	Helpot olosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	Vaikeat olosuht. mk	Huom.
30 x 30 cm <sup>2</sup> 3-11 m ø 15	m	33,-	35,-	40,-	
11-13 m ø 18	m	38,-	40,-	46,-	
13-16 m ø 22	m	45,-	47,-	54,-	
16-18 m ø 25	m	51,-	53,-	61,-	
Kalliokärki	kpl	170,-	195,-	230,-	
Taivutusjäykkä jatkos	kpl	220,-	230,-	240,-	
Tarkistusputki ø 50 mm paalussa		14,-	15,-	20,-	
Ratakiskot (hankinta)					
G = 43 kg/m	jm	35,-	54,-	60,-	
G = 59 kg/m	jm	47,-	83,-	90,-	
Paalun lyönti maalla	jm	4,-	8,-	12,-	
Kalliokärjen lyönti maalla	kpl	30,-	50,-	70,-	
Ponttonilta suoritettavan paalutus- työn kiinteät kustannukset	kerta	15000,-	40000,-	60000,-	
Paalun 30 x 30 cm <sup>2</sup> lyönti pontto- nilta	jm	20,-	35,-	60,-	
Kalliokärjen lyönti ponttonilta	kpl	50,-	80,-	120,-	
Teräsbetonipaalun katkaisu 25x25 cm <sup>2</sup>	kpl	8,-	12,-	14,-	
- " - 30x30 cm <sup>2</sup>	kpl	10,-	15,-	18,-	
Terästen esille ottaminen paalun päästä (sisältää katkaisun ja paalun lisäpituuden 70 cm)	kpl	40,-	53,-	68,-	
Paaluhatut asennettuna					
60 x 60 cm <sup>2</sup>	kpl	65,-	75,-	85,-	
80 x 80 cm <sup>2</sup>	kpl	90,-	100,-	110,-	
100 x 100 cm <sup>2</sup>	kpl	115,-	125,-	135,-	
120 x 120 cm <sup>2</sup>	kpl	145,-	155,-	165,-	
<u>Suurpaalutus (sisält. koko tekemisen)</u>					E
Kaivinpaalut ø 50 cm	m	400,-	500,-	600,-	E
Kaivinpaalut ø 70 cm	m	600,-	800,-	1100,-	E
Kaivinpaalut ø 90 cm	m	700,-	1000,-	1300,-	E
Kaivinpaalut ø 120 cm	m	850,-	1250,-	1700,-	E
Kaivinpaalut ø 150 cm	m	1000,-	1550,-	2000,-	E

VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA

Työ	Yksikö	helpot olosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	Vaikeat olosuht. mk	Huom.
Teräsvaipan lisähinta d = 3 mm					
- " - Ø 60	m	110,-	140,-	190,-	E
- " - Ø 75	m	130,-	170,-	240,-	E
- " - Ø 105	m	180,-	240,-	330,-	E
- " - Ø 135	m	230,-	300,-	410,-	E
Alapään meislaus	m <sup>3</sup>	4000,-	7000,-	15000,-	E
Kallion etukäteisräjäytys ennen					E
työputkea Ø 900	kpl	1000,-	1200,-	1600,-	E
- " - Ø 1200	kpl	1300,-	1600,-	2000,-	E
Tapitukset (injektoituna)					E
Teräs ST 52 F Ø 60 mm	kpl	500,-	650,-	800,-	E
- " - Ø 100 mm	kpl	600,-	800,-	1000,-	E
Injektointi		800,-	1200,-	2000,-	E
Tarkistusputki Ø 125 mm	m	30,-	35,-	40,-	E
Ø 102 mm	m	25,-	30,-	35,-	E
Frankipaalut Ø 50 cm	m	400,-	500,-	600,-	E
Franki-mixtepaalut Ø 42 cm	m	350,-	450,-	550,-	E
<u>Perustusrakenteet</u>					
Muottityöt					
Muotit kuivatyönä	m <sup>2</sup>	55,-	65,-	90,-	
Varauskolot		20,-	30,-	60,-	
Muotit veteen		150,-	200,-	300,-	
Muotit sukeltajatyönä		200,-	450,-	700,-	
Raudoitus					
Betoniteräs A 40 H	tonni	1650,-	1700,-	2100,-	
Vedenalainen raudoitus	tonni	3000,-	4000,-	6000,-	
Betoniin hankinta (ilman valua)					
Betoni K 200	m <sup>3</sup>	85,-	95,-	120,-	
Betoni K 300	m <sup>3</sup>	100,-	110,-	140,-	
Betoni K 400	m <sup>3</sup>	120,-	135,-	165,-	
Betoni K 500	m <sup>3</sup>	145,-	165,-	205,-	
Betonointi kuivatyönä	m <sup>3</sup>	20,-	30,-	50,-	
Betonipinnan hierto	m <sup>2</sup>	4,-	6,-	8,-	
Betonointi veden alle					
Valun valmistelut	m <sup>3</sup>	10,-	15,-	40,-	
Valutyö	m <sup>3</sup>	10,-	12,-	25,-	

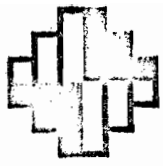
VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA

Työ	Yksik- kö	Helipot olosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	vaikeat olosuht. mk	Huom.
Vesipaine-eristys (kylmä-, kuuma-, kermi- ja kuumasively)	m <sup>2</sup>	8,-	9,-	12,-	
Betonipinnan kosteuseristys	m <sup>2</sup>	3,-	4,-	6,-	
Lämmöneristys solumuovi (15 kg/m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup>	145,-	160,-	190,-	
- " - mineraalivilla(60 kg/m <sup>3</sup> )	m <sup>3</sup>	160,-	180,-	220,-	
Betonipintojen piikkaus	m <sup>2</sup>	10,-	15,-	25,-	
Saumanauha 6"	jm	30,-	40,-	60,-	
<u>Putkijohdot</u>					
(ei sisälly kaivua eikä jälkitäyttöä)					
Viemärikaivo (h= 2,60)	kpl	400,-	600,-	800,-	
Betoniviemäri $\phi$ 300	jm	65,-	70,-	90,-	
- " - $\phi$ 600	jm	130,-	160,-	200,-	
- " - $\phi$ 1000	jm	300,-	330,-	450,-	
Muoviviemäri $\phi$ 200	jm	70,-	80,-	110,-	
- " - $\phi$ 300	jm	100,-	110,-	140,-	
Valurautainen vesijohto $\phi$ 100	jm	70,-	80,-	120,-	
- " - $\phi$ 200	jm	110,-	130,-	160,-	
Sepeliarina	m <sup>3</sup>	27,-	30,-	40,-	
Lankkuarina 4 pitkittäislankkua	jm	45,-	60,-	90,-	
Hirsiarina 4 pitkittäishirttä	jm	60,-	80,-	120,-	
Betoniarina	m <sup>3</sup>	250,-	300,-	400,-	
<u>Kuivatus</u>					
Työnaik. kuivanapito suoraan kai- vannosta					
Pumppaus 500 l/min.	kk	1100,-	1700,-	3200,-	E
Pumppaus 1000 l/min.	kk	1500,-	2200,-	4100,-	E
Pumppaus 2000 l/min.	kk	2300,-	3200,-	6000,-	E
Työnaik.kuivanapito suodatinputki- laitteistolla					
Laitteiden asennus ja purku sekä vedenpinnan pudotus 3 m:llä					
Ylläpitopumppaus	putkis- to-jm	150,-	180,-	300,-	E
	putkis- to-jm vrk	4,-	4,50	7,-	E
Käytön.valvonta (koko vrk:n)	vrk	450,-	600,-	700,-	E

VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA

Työ	Helsingin kaupunki, Kiinteistökeskus	Yksikkö	Maastotulosuht. mk	Keskim. olosuht. mk	vaikeat olosuht. mk	Huom.
<u>Kallion lujuus ja vahvistaminen</u>						
ilman telinekustannuksia						
Juotetut pultit $\emptyset$ 22 l = 2,4 m		kpl	43,-	46,-	50,-	
porauksineen $\emptyset$ 22 l = 3,2 m		kpl	52,-	57,-	64,-	
$\emptyset$ 28 l = 2,4 m		kpl	48,-	52,-	58,-	
$\emptyset$ 28 l = 3,2 m		kpl	58,-	64,-	72,-	
Lukituksella ja lukkolevyllä varustetut pultit						
porauksineen $\emptyset$ 22 l = 2,4 m		kpl	47,-	51,-	56,-	
$\emptyset$ 22 l = 3,2 m		kpl	56,-	62,-	70,-	
Reiän poraus kallioon $\emptyset$ 38 mm		m	5,50	7,-	9,-	
Ruiskubetonointi > 500 m <sup>2</sup>						
d = 4 cm		m <sup>2</sup>	32,-	37,-	45,-	E
d = 7 cm		m <sup>2</sup>	50,-	58,-	70,-	E
d = 10 cm		m <sup>2</sup>	60,-	72,-	90,-	E
Teräsverkko $\emptyset$ 3,4 mm # 75 mm		m <sup>2</sup>	14,-	16,-	20,-	E
(lisähinta)						
Salaoja $\emptyset$ 32 mm (valmiina)		m	13,-	15,-	18,-	E
Ruiskubetonointi < 500 m <sup>2</sup>						
Työn aloitus			3000,-	4000,-	5000,-	E
d = 4 cm		m <sup>2</sup>	30,-	35,-	45,-	E
d = 7 cm		m <sup>2</sup>	50,-	55,-	70,-	E
d = 10 cm		m <sup>2</sup>	60,-	70,-	90,-	E
Teräsverkko $\emptyset$ 3,4 # 75 mm		m <sup>2</sup>	14,-	16,-	20,-	E
(lisähinta)						
Salaoja $\emptyset$ 32 mm (valmiina)		m	13,-	15,-	18,-	E
Täyttöruiskutus		m <sup>3</sup>	500,-	600,-	800,-	E
Tunnelin teräsbetoniholvi						
d = 25 cm		b-m <sup>3</sup>	800,-	1000,-	1300,-	
<u>Injektointiarvio</u>						
Injektointi yhdessä vaiheessa						
Reiän poraus l < 4 m		m	6,-	7,-	8,-	
- " - l > 4 m		m	12,-	20,-	25,-	
Reiän esikäsitteilyt l < 4 m		kpl	70,-	100,-	150,-	
- " - l > 4 m		kpl	100,-	150,-	200,-	
Sementti injektointi		kg	0,50	1,-	1,50	

VÄLITTÖMIÄ KUSTANNUKSIA



# indeksitiedotus indexrapport

Tilastokeskus  
Statistikcentralen

# 1974

Tiedustelut - Förfrågningar  
Kaisa Lundsten  
645121/351

Päiväys - Datum  
01.02.1974

n:o - nr  
RK 1974:1

RAKENNUSKUSTANNUSINDEKSI (1964 = 100)  
BYGGNADSKOSTNADSINDEX (1964 = 100)

		1973 XII	1974 I			1973 XII	1974 I
Kokonaiskustannukset - Totalkostnader.		208.9	214.0	1.28	Hissityöt - Hissarbeten .....	181.2	183.1
1.	Rakennusteknilliset työt - Byggnadstekniska arbeten ....	206.8	212.1	3.1	Työpalkat - Arbetelöner .....	173.1	173.9
1.1	Varsinaiset rakennustyöt - Egentliga byggnadsarbeten ...	206.5	212.5	1.282	Tarvikkeet - Varor .....	193.4	196.8
1.11	Työpalkat - Arbetelöner .....	214.3	216.8	1.29	Kivityöt - Stenarbeten .....	241.4	244.5
1.12	Tarvikkeet - Varor .....	200.4	209.2	1.3	Rakennustyömaan yleiskustannukset - Allmänna kostnader på byggnadsarbetsplatsen .....	243.5	251.6
1.121	Mineraaliset tarvikkeet - Mineraliska varor .....	143.6	154.9	2.	LVI-teknilliset työt - VVS-, tekniska arbeten .....	211.6	213.9
1.1211	Betonituotteet - Betong- produkter .....	144.2	154.1	2.1	Putkityöt - Rörarbeten .....	210.9	213.0
1.1212	Tiilet - Murtegel .....	167.5	177.8	2.11	Työpalkat - Arbetelöner .....	196.6	197.5
1.1213	Lämmöneristeet - Värmeisole- ringsprodukter .....	124.5	148.9	2.12	Lämmityslaitteet - Uppvärmings- anläggningar .....	200.9	209.9
1.1214	Muut mineraaliset tarvikkeet - Övriga mineraliska pro- dukter .....	136.5	150.3	2.13	Vesi- ja viemärlaitteet - Vatten- och avloppsanläggningar.	236.0	233.2
1.122	Organiset tarvikkeet - Organiska varor .....	253.7	258.6	2.14	Putkieristys - Rörisolering ....	214.0	214.4
1.1221	Puutavara - Trävaror .....	288.3	288.3	2.141	Työpalkat - Arbetelöner .....	205.2	205.9
1.1222	Rakennuslevyt - Byggnads- akivor .....	169.9	169.9	2.142	Eristystarvikkeet - Isolerings- varor .....	227.1	227.1
1.1223	Rakennuspuusepänteollisuuden tuotteet - Byggnadssnickeri- produkter .....	245.5	252.8	2.2	Ilmastointityöt - Ventilations- arbeten .....	235.3	242.7
1.12231	Ovet ja ikkunat - Dörrar och fönster .....	268.0	278.8	2.21	Työpalkat - Arbetelöner .....	267.6	268.6
1.12232	Kalusteet - Skåp .....	222.9	226.7	2.22	Ilmastointitarvikkeet - Ventilationsvaror .....	202.9	216.8
1.123	Metalliset tarvikkeet - Metallvaror .....	219.0	231.5	3.	Sähköteknilliset työt - Eltekniska arbeten .....	182.0	189.5
1.2	Erikoistyöt - Specialarbeten.	198.7	200.7	3a.	Sähköteknilliset työt ilman talouskojeita - Eltekniska arbeten utom hushållsapparater..	188.3	195.4
1.21	Lasitus - Glasning .....	145.0	145.4	3.1	Työpalkat - Arbetelöner .....	173.1	173.9
1.211	Työpalkat - Arbetelöner .....	171.5	174.0	3.2	Sähkötarvikkeet - Elektrisk materiel .....	185.8	196.2
1.212	Lasilevyt - Glasskivor .....	140.3	140.4	3.2a.	Sähkötarvikkeet ilman talous- kojeita - Elektrisk materiel utom hushållsapparater .....	200.7	213.0
1.22	Peltityöt - Plåtarbeten .....	185.5	191.2	3.21	Kaapelit ja johtimet - Kablar och ledningar .....	233.0	267.2
1.221	Työpalkat - Arbetelöner .....	184.3	186.5	3.22	Keskukset ja ryhmätaulut - Centraler och grupptavlor .....	187.5	199.4
1.222	Pellit - Plåt .....	187.2	198.2	3.23	Asennustarvikkeet - Installationsvaror .....	214.9	214.9
1.23	Vesieristys - Vattenisolering	217.5	221.2	3.24	Talouskojeet - Hushålls- apparater .....	169.9	178.0
1.231	Työpalkat - Arbetelöner .....	176.5	178.6	3.25	Valaisimet - Belysningsarmatur..	181.2	188.3
1.232	Kermimatot ja -pahvit - Membranpapp och takpapp ....	235.1	239.5	3.26	Heikkovirtalaitteet - Svagströmsanläggningar .....	165.6	165.6
1.24	Maalaus - Målning .....	211.3	212.5	4.	Muut kustannukset - Övriga kostnader .....	251.3	258.5
1.241	Työpalkat - Arbetelöner .....	207.2	209.2	4.1	Suunnittelupalkkiot - Projekteringsarvodet .....	234.3	242.5
1.242	Maalaustarvikkeet - Målnings- varor .....	217.4	217.4	4.2	Rakennusmaksut korot - Bentor under byggnadstiden .....	276.7	281.0
1.25	Lattiapäilystys - Golv- beläggning .....	178.0	178.5				
1.251	Työpalkat - Arbetelöner .....	166.6	168.6				
1.252	Lattiapäilystystarvikkeet - Golvbeläggingsvaror .....	181.8	181.8				
1.26	Kallionlouhinta ja maansiir- totyöt - Bergssprängning och jordtransport .....	234.9	238.1				
1.261	Työpalkat - Arbetelöner .....	271.4	274.7				
1.262	Materiaalikustannukset - Materiaalkostnader .....	193.5	193.4				
1.27	Asfalttityöt - Asfaltarbeten.	178.7	205.3				
1.231	Työpalkat - Arbetelöner .....	178.8	178.6				
1.272	Asfalttiaineksa - Asfaltmassa..	208.2	215.7				

JAKAJA: Tilastokeskus, Annankatu 24, 00530 Helsinki 10, puh. 015 3201. Telex: 1210. Postiosoite: Helsinki, Finland. Postinumero 01530.

DISTRIBUUTIO: Tilastokeskus, Annankatu 24, 00530 Helsinki 10, puh. 015 3201. Telex: 1210. Postiosoite: Helsinki, Finland. Postinumero 01530.

10. KATURAKENNUSOSASTON GEOTEKNILLINEN TOIMINTA

Sisältö:	sivu
10.1 <u>Rakennusviraston geoteknillisen toiminnan kehitys</u>	133
10.2 <u>Geoteknillisten tutkimus- ja suunnittelutehtävien tilaaminen</u>	136
10.3 <u>Katurakennusosaston oma toiminta</u>	139



HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO  
GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

Anttikoski-Loikala-Mäkelä/em

Helsinki 18.2.1974

10.  
KATURAKENNUSOSASTON GEOTEKNILLINEN TOIMINTA10.1  
Rakennusviraston geoteknillisen toiminnan kehitys

Rakennusvirasto on käyttänyt geoteknillisissä suunnittelu- ja tutkimustehtävissään pääosaltaan Kiinteistöviraston geoteknillisen toimiston palveluksia. Katurakennusosasto suorittaa myös itse varsin laajasti tavanomaisten katu- ja putkijohtojen suunnittelutöiden tarvitsemia pohjatutkimuksia. Talorakennusosaston rakennesuunnittelutoimisto suorittaa rakennusmestarin johdolla sekä yhden mittausryhmän ja piirtäjän avulla pohjatutkimuksia yksinkertaisissa tapauksissa. Pohjatutkimukset ovat noin 25 % työryhmän työstä. Rakennusvirasto antaa myös ulkopuolisille konsultteille geoteknillisiä tutkimus- ja suunnittelutehtäviä. Tämä on tullut kysymykseen varsinkin liikenneväylien suunnittelussa, missä konsultilta tilataan koko suunnittelutehtävä, joka sisältää myös geoteknilliset tutkimukset ja suunnittelun. Myöskin tietyissä suurissa suunnittelukohteissa (esim. viemäriveriesien poistojohdotunneli Katajaluotoon) on käytetty ulkopuolisia konsulttitoimistoja geoteknillisissä tutkimuksissa, kun geoteknillisen toimiston oma kenttäkapasiteetti ei ole riittänyt.

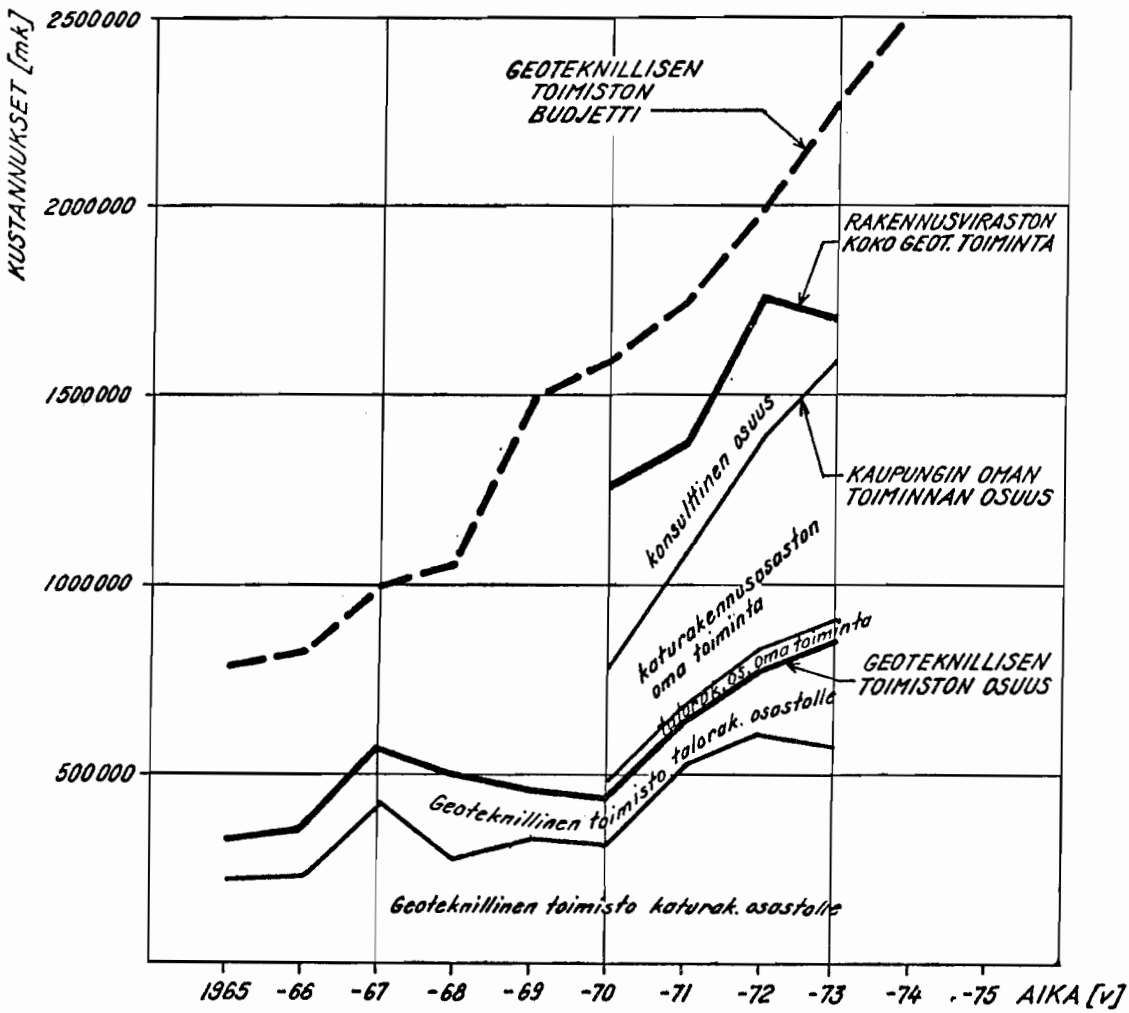
Oheisessa kuvassa 1. on esitetty Rakennusviraston geoteknillisen toiminnan kustannukset eri vuosina.

Tulevaisuudessa tulee geoteknillisen toimiston ja katurakennusosaston oma kapasiteetti pysymään suunnitteen ennallaan. Jos rakennusviraston rakennustoimintaa ei merkittävästi lisätä, säilynee geoteknillisen toimiston, rakennusviraston oma toiminta ja ulkopuolisten konsulttien osuus geoteknillisestä tutkimus- ja suunnittelutoiminnasta suunnitteen nykyisellään.

Pohjatutkimusaineisto kaupungin alueelta täydentyy jatkuvasti, jolloin pohjatutkimusten suorittaminen voi jopa kunnallisteknillisissä tehtävissä vähentyä, sen sijaan geoteknistä suunnittelua tarvittaneen enmistä enemmän. Pohjatutkimusaineisto on pääosaltaan



## RAKENNUSVIRASTON GEOTEKNILLISTEN TUTKIMUS- JA SUUNNITTELUTÖIDEN KEHITYS



Kuva 1.

piirretty geoteknillisen toimiston ylläpitämille geoteknillisille karttalehdille, sen sijaan rakennusviraston itse suorittamia pohjatutkimustuloksia on viime vuosina jäänyt varsin runsaasti piirtämättä ja käsittelemättä geoteknillisille karttalehdille.

Geoteknillinen toimisto on pyrkinyt jatkuvasti kehittämään geoteknillistä tutkimus- ja suunnittelutoimintaa paremmin soveltuvaksi kaupungin muuhun suunnittelutoimintaan. Tätä varten on laadittu 7.5.1973 muistio maanalaisten tilojen rakentamiseen liittyvien kartoitus- ja tarkkailutoimenpiteiden järjestämisestä Helsingin kaupungilla. Muistion sisältö on esitetty monisteen lopussa olevassa liiteosassa.

Kunnallistekniikan alueella on runsaasti kehittämistarpeita, joista voidaan esittää mm. seuraavat:

- Kunnallistekniikan rakenteiden perustamismenetelmien selvitys. Kunnallisteknillisiä rakenteita varten tulisi kehittää uusia taloudellisia perustustaparatkaisuja. Viimeaikoina on tullut esille voimakkaasti erityyppisten pystyöjamenetelmien käyttömahdollisuus. VTT:n geotekniikan laboratorio on parhaillaan suorittamassa pientalojen perustusten teknillis-taloudellista tutkimusta kaupunkisuunnitteluvirastolle. Tähän liittyen suoritaa mainittu laboratorio kirjallisuustutkimuksen pystyöjien käyttömahdollisuudesta savialueilla kunnallistekniikan perustamisessa. Tutkimukseen liittyy myöskin koesuunnitelma, joka olisi mahdollisuus toteuttaa kesällä 1974 esim. Itäisen aluekeskuksen kunnallistekniikan rakentamisen yhteydessä.
- Kunnallistekniikan rakennuskustannuksen selvitys. Kaavasuunnittelua varten ja myöskin kunnallistekniikan yksityiskohtaisempaa suunnittelua varten tulisi suorittaa tutkimus kunnallistekniikan rakentamiskustannuksista erilaisissa pohjaolosuhteissa. Tällöin tulisi erityisesti selvittää huonoista pohjaolosuhteista syntyvä lisäkustannus.
- Kunnallistekniikan rakentaminen kallioiseen maastoon. Tätä varten tulisi selvittää sopivat louhintatavat kallioisessa maastossa, sekä selvittää käyttökelpoisia kunnallistekniikan perustustapoja louheen varaan rakennettaessa.
- Putkijohtokaivantojen tukiseinien rakentamisohjeet. Matalien kaivantojen ( $h < 5$  metriä) tuennasta tai mahdollisesta luiskaamisesta tulisi laatia mitoitusohjeet ja työselitykset. Nämä ohjeet puuttuvat Suomesta, jolloin niiden laatiminen tulisi tehdä esim. SKTY:n toimesta.

- Täyttöpaikkojen rakentamisen ohjeet. Täyttöaluiden suunnittelusta ja rakentamisesta tulisi laatia periaateratkaisuja ja työselityksiä. Geoteknisessä toimistossa tehdään parhaillaan tutkimusta diplomityönä, jossa pyritään selvittämään täyttömäkien geoteknillisiä suunnitteluperiaatteita ja löytämään edullisia täyttömäkien rakenneratkaisuja.
- Putkijohtotunnelien täysprofiiliporaustutkimus. Viemäri- ja vesijohtotunnelien rakentamisessa tulee ennemmin tai myöhemmin myös täysprofiiliporaus kysymykseen. Tunnelien suunnittelussa tulisi tämä vaihtoehto ottaa huomioon, jolloin kaupungin tulisi antaa mahdollisuus urakoitsijalle järjestää pientunnelien rakentamista myös täysprofiiliporausmenetelmällä.

## 10.2

Geoteknillisten tutkimus- ja suunnittelutehtävien tilaaminen

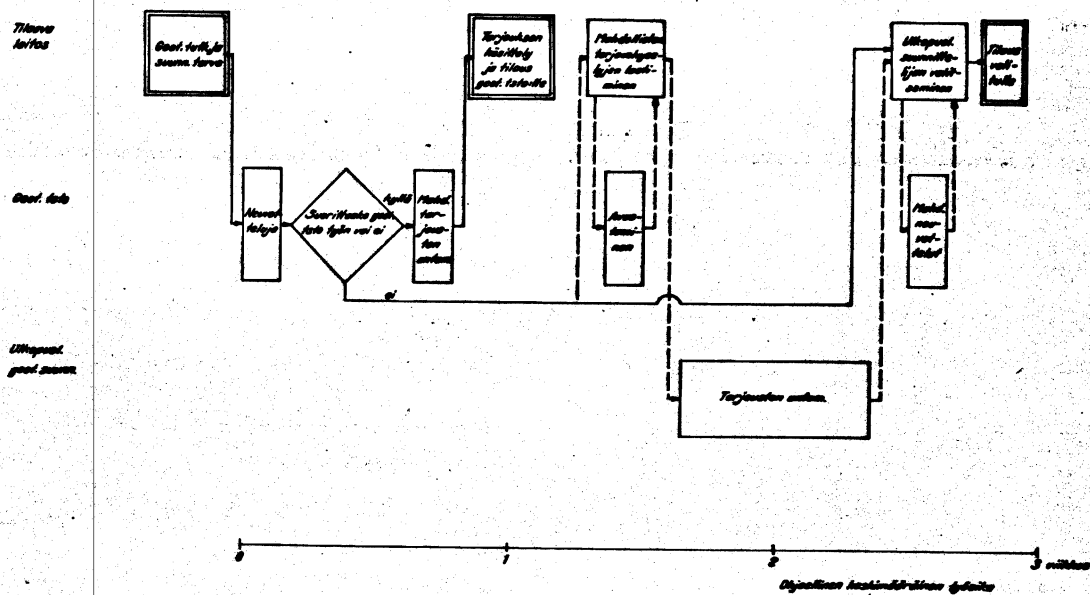
Tavanomaisten katu- ja putkijohtosuunnitelmien pohjatutkimukset tilataan katurakennusosaston mittausjaoksesta. Suunnittelutyön alkuvaiheissa on tarpeen selvittää geoteknisiltä karttalehdiltä pohjarakennustyön vaikeustaso. Jos tässä tarkastelussa todetaan, että vastaan on tulossa erityisiä perustamisongelmia tai, jos mittausjaoksen suorittaman alustavan pohjatutkimuksen jälkeen vielä todetaan, että suunnittelun jatkotyössä tarvitaan geoteknistä asiantuntemusta on tarpeen geoteknilliset tutkimukset ja suunnitelmat tilata kiinteistöviraston geotekniseltä toimistolta.

Geotekniseltä toimistolta voidaan tilata rakennusviraston tarpeisiin seuraavia vaihtoehtoja:

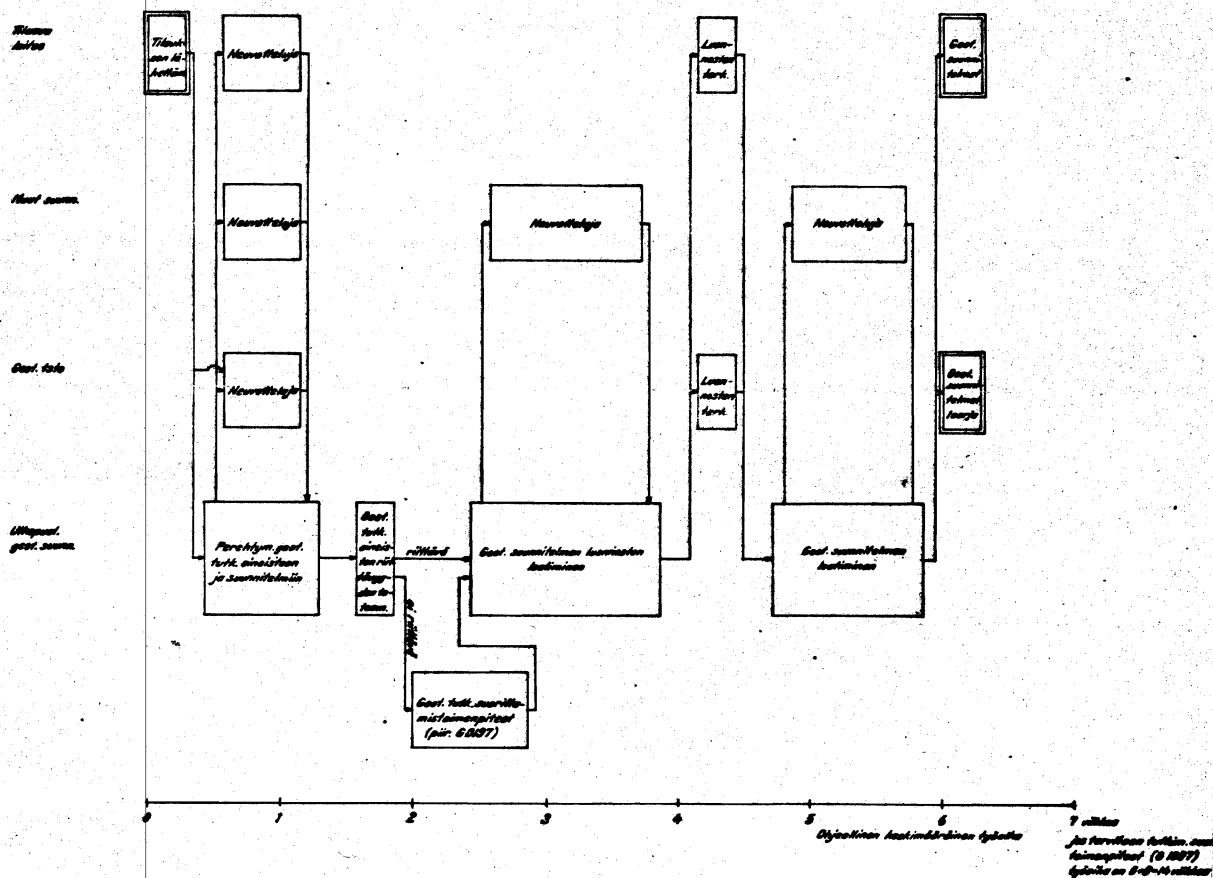
- geoteknilliset tutkimukset (pohja- tai kalliotutkimukset)
- geoteknillinen suunnittelu (pohja- tai kalliorakennussuunnittelu)
- pohja- tai kalliorakennustyön geoteknillinen valvonta
- ulkopuolisen konsultin geoteknillisen suunnittelun valvonta.

Ulkopuolista konsulttiapua käytetään yleensä resurssitarpeen huippujen tasaamiseen silloin, kun katurakennusosaston oma maastotutkimuskapasiteetti ei riitä eikä geoteknillinen toimistokaan voi ottaa tehtävää hoitaakseen. Joskus voi työ olla sen luonteinen, että se parhaiten sopii jollekin erikoistuneelle toimistolle, tai työ voi vaatia erityislaatuista kalustoa ja asiantuntemusta, jota jotkut konsulttitoimistot voivat tarjota.

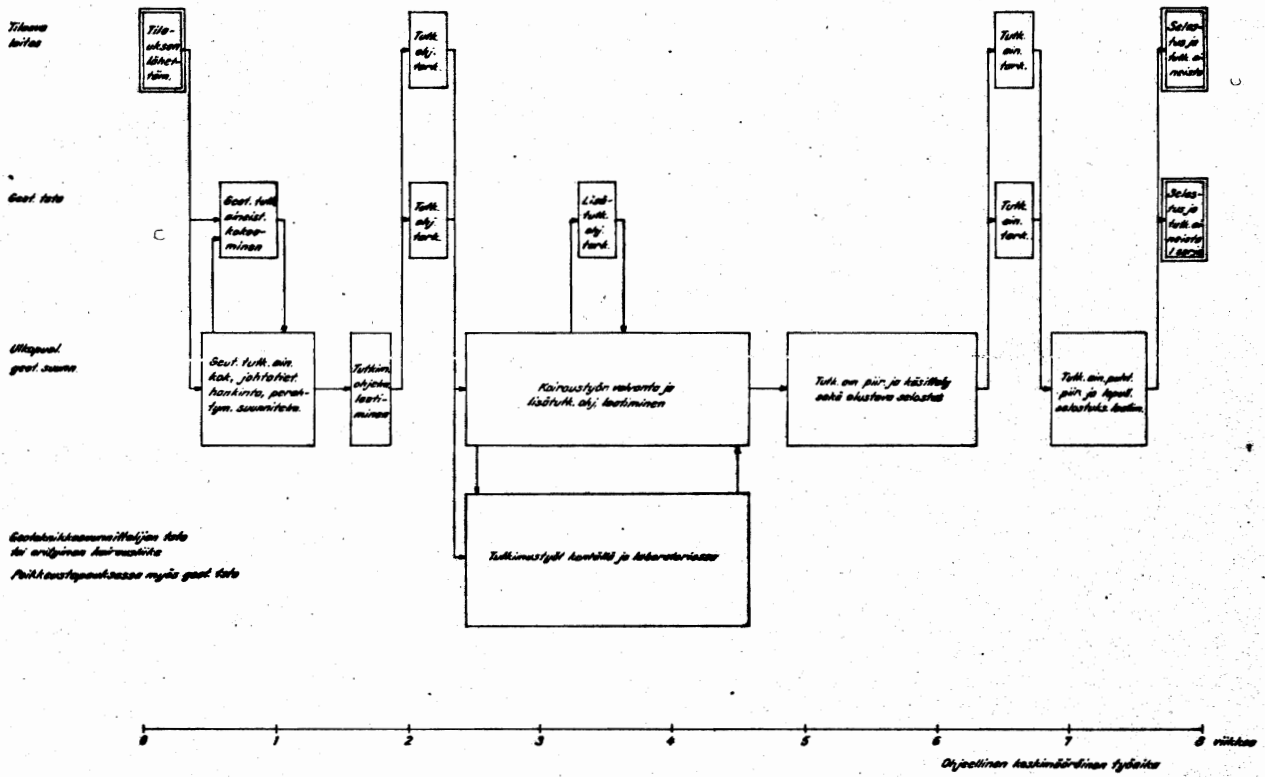
Geoteknilliset konsulttitehtävät ovat liittyneet usein hankkeen kokonaissuunnitteluun, mutta joskus on tilat-



Kuva 2. Geoteknillisen suunnittelijan valitseminen.



Kuva 3. Geoteknillinen suunnittelu ulkopuolisen toimiston suorittamana.



Kuva 4. Geoteknillinen tukimus ulkopuolisen konsultin suorittamana.

tu pohjatutkimukset ja geoteknillinen suunnittelu myös erillisenä työnä. Konsulttia valittaessa on kiinnitettävä erityistä huomiota kysymykseen tulevien toimistojen geoteknilliseen asiantuntemukseen ja aikaisemmin suorittamien maastotöiden luotettavuuteen. Luonnollisesti on asiaan vaikuttavina seikkoina otettava huomioon ko. konsultin laskutusperusteet ja -hinnat. Konsultin valinnassa ja suunnittelusopimusta tehtäessä on syytä olla yhteydessä geoteknilliseen toimistoon (kuva 2). Geoteknillinen toimisto on tarpeen kytkeä mukaan myös konsultin geoteknillisen tutkimus- ja suunnittelutyön valvontaan. Geoteknillisen toimiston osallistuminen siihen tapahtuu mm. normaaleissa suunnittelukokouksissa tai erityisneuvotteluissa (kuva 3).

Geoteknillisen toimiston osallistuminen konsulttityön valvontaan on tärkeätä mm. siksi,

- että kaupungin töissä ei tehtäisi tarpeettomasti päällekkäisiä tutkimuksia,
- että kaikki kaupungin suorittamat pohjatutkimustulokset tulisivat myös geoteknilliseen toimistoon ja siten kaikkien kaupungin virastojen ja laitosten käyttöön,
- että pohjatutkimusten suorittamistapa säilyisi yhtenäisenä kaupungin töissä,
- että epäyhtenäiset geoteknilliset suunnitelmat saataisiin täydellisimmiksi ja riittävän korkeatasoisiksi.

Yleensä on sekä geoteknilliset tutkimukset että pohjarakennustekniset suunnitelmat tilattu samalta toimistolta, mutta varsinaiset pohjatutkimustyöt kentällä voidaan teettää myös erillisellä kairausliikkeellä kuten kuvassa 4. esitetään.

Oheisissa kuvissa 2 - 4 on esitetty kaavioita ulkopuolisen geoteknikkosuunnittelijan valitsemisesta, geoteknillisen suunnittelun suorittamisesta ulkopuolisen konsultin toimesta sekä pohjatutkimuksen suorittamisesta ulkopuolisen konsultin tekemänä. Kaaviossa näkyy myöskin geoteknillisen toimiston välittävä ja valvova tehtävä näissä töissä.

### 10.3

#### Katurakennusosaston oma toiminta

Katurakennusosaston omana työnä tekemät maaperätutkimukset suorittaa katurakennusosaston suunnittelutoimiston alainen mittausjaos. Maaperätutkimuksia varten on mittausjaoksessa vuonna 1973 ollut 1 mittausteknikko, 2 piirtäjää ja 14 kairausmiestä.

Maaperätutkimukset tehdään katujen, siltojen, kallio-tunnelien ja viemäreiden suunnittelua ja rakentamista varten alustavan tasoisina. Alustava maaperätutkimus riittää usein sellaisenaan tai hiukan täydennettynä antamaan tavallisissa tapauksissa kunnallisteknillisille suunnittelijoille riittävät tiedot rakennuspaikasta perustamistavan valintaa ja työsuunnittelua varten. Sen perusteella voidaan myös selvittää, tarvitaanko geoteknillistä asiantuntemusta em. tehtävissä.

Kairaustyö tilataan mittausteknikko Lampiselta (puh. 2628). Tilauksen yhteydessä tulisi mahdollisimman tarkoin sopia kairauspisteiden paikat. Kun tämä ensimmäinen työvaihe on valmistunut, tulisi selvittää, onko ilmennyt sellaista, joka vielä pitäisi selvittää mittaajaosien toimesta vai pitääkö perustamis- ja rakentamistavan määräämiseksi kääntyä geoteknillisen asiantuntijan puoleen.

Pohjatutkimukset tehdään koneellisena Borro-painokairauksena tai Cobra-lyöntikairauksena aluksi yleensä 20 metrin pisteväleihin. Jos kallio on rakentamissyvyydellä tai kun maapohjan luonne muuttuu niin, että perustamistapa vaihtuu, lyhennetään tutkimuspisteiden välimatkaa jopa 5 metriin. Jos halutaan tietää varma kalliopinta tai tutkimuskohdassa on kivitäytettyä käytetään jaoksen traktoriporakonetta kairaukseen.

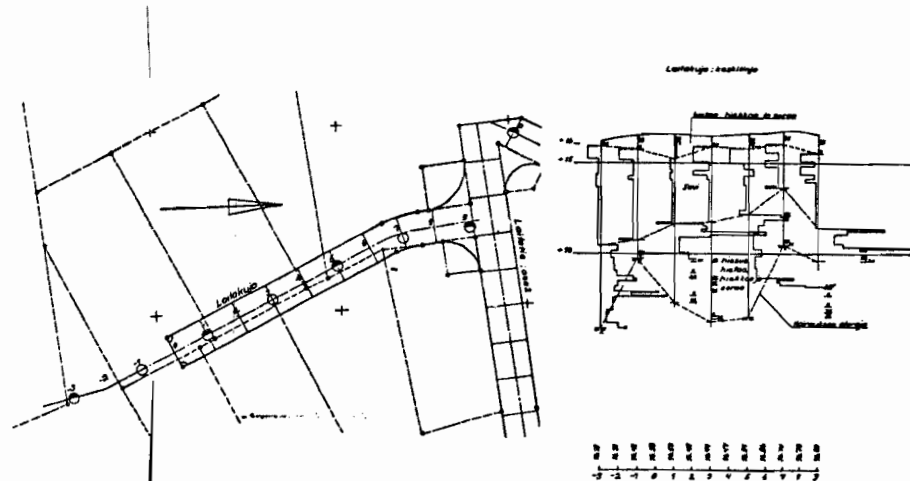
Maalajin määrittely tapahtuu arvioimalla kairausäänien ja -vastuksen perusteella. Näytteitä otetaan jonkin verran routivuuden selvittämiseksi, yleensä tällöin koekuopasta. Liejuista, savesta, hiesusta ja hiekasta otetaan näytteitä pienoismäntäkairalla hyvin syvältä. Maanäytteenä tutkitaan geoteknillisessä toimistossa. Näistä näytteistä selvitetään mm. maalaji ja vesipitoisuus. Leikkauslujuuksien määrittämistä varten on mittaajaosella piirturilla varustettu siipikaira. Pohjaveden korkeuden määrittämisessä on käytetty Ø 1,5" havaintoputkea, jonka alapää on liittistetty ja rei'itetty sekä täytetty hiekalla. Yksityisten puu- tai betonipaalujen pituuden määrittämisessä on käytetty Cobra-lyöntikairausta verrattain hyvin tuloksin. Varman kalliopinnoittaminen tapahtuu 1 ... 4 metrin kallioporauksena traktoriporakoneella.

Mittaajaosassa on pohjatutkimuksia tehty vuonna 1973 seuraavasti:

kairattu yhteensä	20 273	metriä
kairausreikiä	3 989	kpl
syvin reikä	30,17	metriä
keskim. reikäsyvyys	5,1	metriä
piirustuksia tehty	163	kpl.

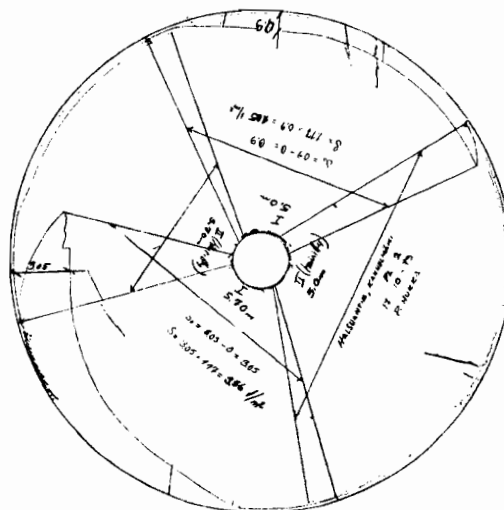
Oheisissa kuvissa 5 ja 6 on esitetty tavallisen katusuunnitelman pohjatutkimuskartta ja leikkauspiirustus sekä siipikairauksen tulostuksen diagrammi.

Katurakennusosastolla on kehitetty vuosina 1972-1973 pohjatutkimusten piirtämiseksi tietokonesovellutus. Tietokoneeseen kytketyllä piirturilla voidaan piirtää tavanomaisia pohjatutkimusleikkauksia. Tulokset tästä toiminnasta näyttävät lupaavilta.



Alustava maaperätutkimuspiirros Laitakujalta

Kuva 5.



Siipikairan leikkauslujuuspiirros

Kuva 6.





11. LIITTEET

Liite 1: Helsingin kaupungin geoteknillisen toimiston toiminta

Liite 2: Muistio maanalaisten tilojen rakentamiseen liittyvien kartoitus- ja tarkkailutoimenpiteiden järjestämisestä Helsingin kaupungilla

18.2.1974 Anttikoski/em

## HELSINGIN KAUPUNGIN GEOTEKNILLISEN TOIMISTON TOIMINTA

Kiinteistöviraston kaupunkimittausosaston yhteyteen perustettiin vuonna 1955 maaperätutkimusjaos, jonka tehtävänä oli aluksi suorittaa pohjatutkimuksia kaupunkisuunnittelun tarpeita varten. Kaupungin geoteknillisen toiminnan lisääntyessä muodostettiin jaoksesta itsenäinen geoteknillinen toimisto vuonna 1964. Toimiston palveluksessa on kuusi insinööriä, geologi, kolme rakennusmestaria, ekonomi sekä muuta henkilökuntaa yhteensä 45 henkilöä. Toimiston organisaatio esitetään oheisessa kuvassa 1.

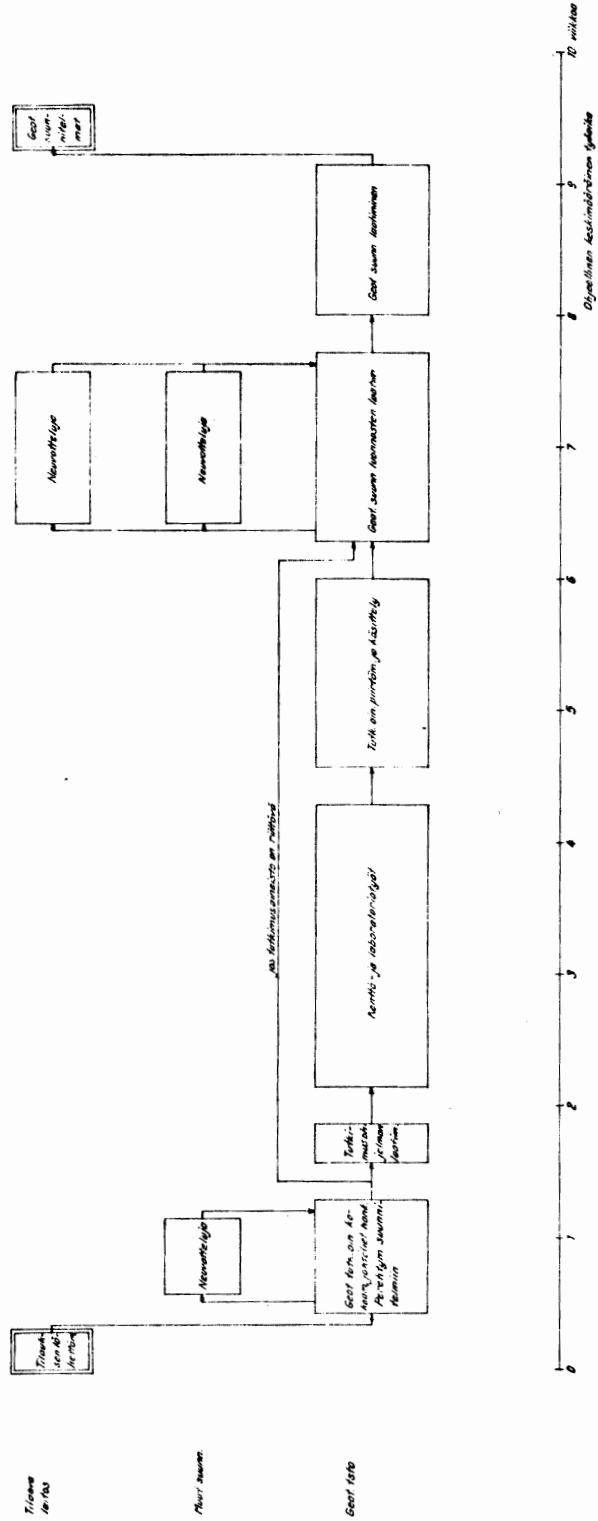
Geoteknillinen toimisto palvelee kaupungin sisäisenä insinööritoimistona kaikkia kaupungin rakennuskohteiden suunnittelua ja rakentamista sekä yleistä kaupunkisuunnittelua hoitavia virastoja ja laitoksia. Toimisto laskee toimeksiantajiaan työkohtaisesti omakustannusperiaatteella, jolloin toimiston toiminnasta vaikuttaa vain noin 4 % suoranaisesti kaupungin nettotalouteen ja loput 96 % esiintyvät menoerinä eri virastojen ja laitosten talousarvioissa. Toimiston budjetti oli vuonna 1973 noin 2,2 milj. markkaa. Geoteknillinen toimisto tyydyttää kaupungin geoteknillisen toiminnan tarpeita noin puolet. Myös rakennusviraston katurakennusosasto ja satamalaitoksen rakennusosasto suorittavat pohjatutkimuksia.

Geoteknillinen toimisto suorittaa kaupunkisuunnittelun sekä yksittäisten rakennuskohteiden pohja- ja kallio- tutkimuksia sekä rakennuskohteiden pohja- ja kalliorakennussuunnittelua. Suurimpina asikkaina ovat rakennusviraston katurakennusosasto ja talorakennusosasto, kaupunkisuunnitteluvirasto, sähkölaitos sekä metrotoimisto. Tutkimus- ja suunnittelutehtävän kulku käy ilmi kuvasta 2.

Lisäksi geoteknillinen toimisto valvoo yksityisille insinööritoimistoille annettujen vastaavien tehtävien suoritusta, ja toimii kaupungin hankkimien tai itse tekemien tutkimustietojen käyttöarkistona. Geoteknillinen toimisto on piirtänyt tätä pohjatutkimusaineistoa erilaisiksi geoteknillisiksi kartoiksi, jotka on tarkoitettu kaupungin suunnittelijoiden käyttöön. Lisäksi on painettu 1:10 000 värillinen geoteknillinen maaperäkartta koko Helsingin alueelta, jota myös yksityiset kaupunkilaiset voivat hankkia käyttöönsä. Geoteknillinen toimisto pyrkiikin tulevaisuudessa entistä enemmän palvelemaan kaupungin suunnittelijoiden lisäksi myös yksityisiä kaupunkilaisia.

Kaupungin rakentaminen suuntautuu entistä enemmän huonosti kantaville alueille ja maanalainen rakentaminen lisääntyy voimakkaasti. Näin ollen geoteknillinen tutkimus ja suunnittelutoiminta tulee edelleenkin voimakkaasti lisääntymään.





Kuva 2. Geoteknillinen tutkimus- ja suunnittelu geoteknillisen toimiston suorittamana



HELSINGIN KAUPUNGIN KIIINTEISTÖVIRASTO

**GEOTEKNILLINEN TOIMISTO**

Helsinki 7.5.1973 Anttikoski/em

TNo

ohde:

**Asio:** MUISTIO MAANALAISTEN TILOJEN RAKENTAMISEEN LIITTYVIEN KARTOITUS-  
JA TARKKAILUTOIMENPITEIDEN JÄRJESTÄMISESTÄ HELSINGIN KAUPUNGILLA

## Sisältö:

	sivu
1. TARVE .....	2
1.1 Nykyinen tilanne .....	2
1.2 Mitä tarvitaan .....	3
2. MAAPERÄKARTAT .....	3
3. KALLIOPERÄKARTAT .....	3
4. PERUSTUSTAPAKARTAT .....	4
5. RAKENNETTUIJEN MAANALAISTEN TILOJEN KARTAT .....	5
6. POHJAVEDENPINNAN KORKEUDEN TARKKAILU .....	6
7. PAINUMATARKKAILU .....	6
8. KARTOITUKSEEN JA TARKKAILUTOIMINTAAN LIITTYVIEN TEHTÄVIEN OHJEELLISET KUSTANNUKSET VUODESSA JA TÖIDEN RAHOITUS .....	7
9. JATKOTOIMENPITEET .....	8

1. TARVE  
1.1 Nykyinen tilanne

Helsingin maanalaisten tilojen rakentaminen on tällä hetkellä voimakkaasti lisääntymässä mm. metron rakentamisen seurauksena sekä pian aloitettavan viemärirensien poistojohtotunnelijärjestelmän rakentamisen vuoksi. Lisäksi kaupungin kallioperään tullaan rakentamaan entistä enemmän muitakin tiloja.

Maanalainen rakentaminen samoin kuin maanpäällinen rakentaminenkin edellyttää kuitenkin runsaasti erilaisia kartoitus- ja tarkkailutoimenpiteitä. Maanalaisen rakentamisen osalta ei tätä toimintaa Helsingin kaupungilla ole vielä lainkaan organisoitu.

Ruotsin pohjaolosuhteet ja rakentamistapa ovat suunnilleen samat kuin meillä, jolloin voimme käyttää hyväksi ruotsalaisia kokemuksia näissä asioissa. Tämä muistio perustuukin osaltaan Ruotsissa pidettyyn "Utnyttjar vi underjorden rationellt"-kursseilla saatuihin tietoihin sekä Tukholman kaupungin katukonttoriin tehtyihin vierailuihin. Ruotsissa pidetään erittäin tärkeänä, että maanalaisien tilojen rakentamista valvotaan, tilat kartoitetaan sekä suoritetaan jatkuvia tarkkailutoimenpiteitä maanalaisen rakennustoiminnan vaikutuksen selvittämiseksi ympäristössä. Tukholman kaupunki on verrattain hyvin organisoinut nämä toimenpiteet ja tarkkailu tapahtuu pääasiassa Tukholman kaupungin katukonttorin toimesta.

Helsingin kaupungilla on vaikeampaa toimintaa järjestää, sillä kaupungin organisaation rakenteesta johtuen maanalaista rakentamista suoritetaan monella taholla (esim. metrotoimisto, vesilaitos, sähkölaitos, rakennusvirasto) ja kartoitus- ja tarkkailutoimenpiteitä suorittavat elimet (esim. geoteknillinen toimisto ja kaupunkimittausosasto) eivät kuulu mihinkään näistä laitoksista. Lisäksi yhteistoiminta varsinkin rakentamista suorittavien laitosten välillä on varsin vähäistä.

Maanalaisen rakentamisen seurauksena on Tukholmassa ja Göteborgissa tapahtunut vedenpinnan laskiessa kadunpinnan painumista 10 ... 100 cm ja myös rakennuksia on vaurioitunut. Mm. Tukholman kaupunkia vastaan on esitetty useita miljoonien kruunujen korvausvaatimuksia. Helsingissäkin saattaa tilanne muuttua samaksi, mikäli riittäviin kartoitus- ja tarkkailutoimenpiteisiin sekä tarvittaviin vastatoimenpiteisiin ei ryhdytä riittävän ajoissa.

## 1.2 Mitä tarvitaan

Maanalaisten tilojen suunnittelua ja rakentamista varten tarvitaan ainakin seuraavat kartat:

1. Maaperäkartat
2. Kallioperäkartat
3. Rakennettujen talojen perustustapakartat
4. Rakennettujen maalaisten tilojen sijaintikartat (tilat, lujitusrakenteiden sijainti ja tilan tarvitsema suoja-alue) sekä maanpinnan alla sijaitsevien johtojen kartat ns. johtokartat.

Maanalaisten tilojen rakentamisen tarkkailutoimenpiteinä tarvitaan pitkäaikaisia ja jatkuvasti toistuvia mittauksia:

1. Pohjavedenpinnan korkeuden mittaukset
2. Rakennusten painumamittaukset
3. Kadun pinnan painumamittaukset.

Välittömästi rakennustöihin liittyvänä suoritetaan työnaikaisesti myöskin erilaisia tarkkailumittauksia (painumamittaukset, pohjavedenpinnan korkeuden mittaukset, värinämittaukset, katselmukset jne.), mutta nämä suoritetaan tavallisesti urakoitsijan toimesta ja ne kestävät vain rakennustyön ajan.

## 2. MAAPERÄKARTAT

Maaperäkarttatilanne Helsingin kaupungin alueelta on varsin hyvä, varsinkin sen jälkeen kun 1:10 000 värillinen geoteknillinen maaperäkartta on saatu painettua koko kaupungin alueelta. Geoteknilliset maaperäkartat täydentyvät kaupungin alueelta jatkuvasti suoritettavien yksittäisten rakennuskohteiden pohjatutkimusten ja kaupunkisuunnitteluviraston tilaamien alueellisten pohjatutkimusten perusteella.

## 3. KALLIOPERÄKARTAT

Helsingin alueelta ei ole olemassa vielä yhtenäistä geoteknillistä kallioperäkarttaa. Tämän kartan laatimistyö on kuitenkin jo käynnistetty geoteknillisessä toimistossa ja tarkoitus olisi noin kahden vuoden kuluessa laatia 1:10 000 kallioperäkartta Helsingin alueelta, missä erityisesti pyrittäisiin esittämään kallionpinnan muotoa ja kallioperän rakennetta. Samalla kartalla tultaisiin ilmeisesti esittämään myöskin jo rakennettuja maanalaisia tiloja.

Kallioperän sijainnista maapeitteisillä osilla on tietoa ainoastaan erilaisten tunnelilinjojen kohdilta sekä muutamista kallioon ulotetuista rakennuskohteista.



Yksityiskohtaista kalliopintatietoa tullaan pohjatutkimuksilla täydentämään niiltä kohdin, missä rakennustoiminta ulottuu kallionpintaan asti tai menee sen sisälle. Kallioperäkarttaa varten ei tehdä erikseen kalliotutkimuksia, vaan käytetään nykyistä aineistoa.

Geoteknillistä kallioperäkarttaa kaupungin alueelta tarvitaan erityisesti vaihtoehtoisten tunnelisuuntien valinnassa, jolloin ensisijaisina käyttäjinä tulisivat olemaan metrotoimisto ja rakennusvirasto.

Geoteknillistä kallioperäkarttaa varten kannattaa kaikki rakennetut tunneli- ja luolatilat kartoittaa kalliorakenteen osalta ennen ruiskubetoointia ja muita suojaustoimenpiteitä. Rakennetun tilan kalliorakennekartoitus voidaan tehdä ko. rakennuskohteen geoteknillisen konsultin toimesta tai geoteknillisen toimiston geologin toimesta. Kalliorakennekartoitustulokset tulee toimittaa geoteknilliseen toimistoon, jolloin nämä tiedot voidaan siirtää laadittavalle geoteknilliselle kallioperäkartalle. Kalliorakennekartoituksessa tulee erityisesti kartoittaa ruhje- ja muut heikkouskohdat.

#### 4. PERUSTUSTAPAKARTAT

Maanalaista rakentamista varten tarvitaan nykyisten talojen perustustapakartoitus. Näillä kartoilla esim. mittakaavassa 1:2000 esitetään maanalaisten tilojen rakentamisalueella (esim. koko Helsingin keskusta-alueella) talojen perustustapa sopivilla merkintätavoilla. Lisäksi esitetään kellarin lattioiden taso sekä mm. puupaalujen yläpäiden taso.

Helsingin kaupungin alueelta ei ole olemassa vielä tällaisia karttoja. Metrotoimisto on hankkinut näitä tietoja metron I-vaiheen tunnelilinjan viereisiltä alueilta.

Perustustapaselvitys tehdään maistraatin arkistojen perusteella esim. luonnontilaismaastokartan pohjalle, missä näkyvät valmiina myöskin rakennukset. Perustustapakartan valmistamistyötä valvoisi geoteknillinen toimisto, mutta työ voitaisiin antaa myöskin jollekin konsulttitoimistolle sen jälkeen, kun merkitsemistävoista ja työn suorittamisesta on saatu riittävästi kokemuksia.

Tätä karttaa tarvitaan rakennettavien talojen kaivantojen suunnittelussa ja erityisesti pohjavedenpinnan mahdollisen alenemisen aiheuttamia vaurioita arvioitaessa, sekä rakennustyöhön liittyvien tärinämittausten ja katselmusten suorittamisessa.

## 5. RAKENNETTUJEN MAALAISTEN TILOJEN KARTAT

Kaupunkimittaosastolle kuuluu maanpäällisten rakennusten ja rakenteiden kartoitus. Alustavissa neuvotteluissa on katsottu myöskin maanalaisten tilojen kartoitustoiminnan kuuluvan kaupunkimittaosaston toimialaan.

Kaupunkimittaosasto on jo aikaisemmin suorittanut johtokarttojen laatimista kaupungin alueelta. Johtokarttatöiden kokonaisjärjestely on parhaillaan valmis teillä kaupunkimittaosastolla. Tämän lisäksi kaupunkimittaosasto on kartoittanut satunnaisesti johtokarttatöiden yhteydessä tunneli- ja luolatiloja 1:500 ja 1:2000 mittakaavaisille kartoille.

Tätä kartoitustoimintaa tulisi edelleenkin kehittää ja kun maanalaisten tilojen karttojen tarve lisääntyy, tulisi tämä toiminta nyt vakiinnuttaa ja organisoida.

Kaupunkimittaosasto saa tiedon niistä maanalaisista tiloista, jotka kuuluvat rakennustarkastuksen valvontaan. Kaupungin tulisi kehittää systeemi, että kaupunkimittaosasto saisi kaikki tiedot myös muista maanalaisista tiloista, jotka eivät tule rakennustarkastuksen kautta kaupunkimittaosaston tietoon, niin että se voisi kartoittaa myöskin nämä tilat.

Maanalaisten tilojen julkistamisoikeus tulisi kokonaisuudessaan selvittää. Kaupungin pohjakartoilla esitetään jo nyt maanalaisia tiloja. Puolustusvoimien tiloista ei luonnollisesti esitetä tietoja. Maanalaisten tilojen julkistamisesta tulisi kysyä eri laitosten lainopillisten asiantuntijoiden sekä kaupungin lainopillisen osaston mielipidettä. Maanalaisten tilojen rakentamisessa tulisi joka tapauksessa olla sama julkisuusperiaate kuin maanpäällisten tilojen rakentamisessakin. Jos näistä tiloista ei ole tietoa, voidaan läheisyydessä suoritettavilla louhintatöillä vaurioittaa toteutettuja rakenteita.

Maanalaisiin tiloihin liittyy usein lujitusrakenteita, jotka ulottuvat tilarakenteita kauemmaksi (esim. pulttitukset ja ankkuroinnit). Lisäksi vaatii kallioon rakennettu tila ympäristöstä tietyn suoja-alueen, jotta kallion toiminta kantavana rakenteena säilyisi. Tämän suoja-alueen sisäpuolella ei voida muita tiloja myöhemmin sijoittaa. Tiedot lujitusrakenteista ja suoja-alueista tulee esittää suunnitelmapiirustuksissa, jotka tulee säilyttää ainakin maanalaisten tilojen haltijana toimivan laitoksen arkistossa sekä maistraatin arkistossa ja mahdollisesti myös kaupunkimittaosaston arkistossa sekä geoteknillisen toimiston arkistossa. Suoja-alue tulisi pyrkiä esittämään myöskin maanalaisten tilojen kartoituspiirustuksissa.

## 6. POHJAVEDENPINNAN KORKEUDEN TARKKAILU

Maanalainen rakennustoiminta vaikuttaa herkimmin pohjavedenpinnan korkeuteen. Tämän vuoksi tarvitaan näillä alueilla jatkuvaa pohjavedenpinnan tarkkailua, jotta tarvittaviin vastatoimenpiteisiin voitaisiin ryhtyä riittävän ajoissa. Mainittakoon, että mm. Tukholman kaupungilla on yli 600 kpl jatkuvaa pysyvää pohjavedenpinnan tarkkailuputkea.

Ensimmäisen vaiheen metrolinjalla on jo rakennettu noin 40 pysyvää tarkkailuputkea. Maanalaiseen rakennustoimintaan liittyvien pysyvien tarkkailuputkien asentamiset ja pitkäaikaiset tarkkailumittaukset on suunniteltu tehtäväksi geoteknillisen toimiston toimesta. Yhden putken asennus maksaa noin 2000-4000 mk/kpl ja tarkkailutyöhön tarvitaan kahden miehen ryhmä sekä yksi piirtäjä.

Pohjavedenpinnan tarkkailu tulisi aloittaa noin kaksi vuotta ennen varsinaista maanalaisen tilan rakentamista. Metron osalta on näitä tarkkailumittauksia tehty vasta noin puolen vuoden aikana, jolloin tässä tarkkailutoiminnassa ollaan pahasti myöhässä.

Mittauksia tulee tehdä vähintään kerran kuukaudessa ja alkuvaiheessa joka viikko. Pohjavesiputkia joudutaan vähintään kerran vuodessa huuhtelemaan puhtaaksi ja niiden kunnossapitoon joudutaan kiinnittämään runsaasti huomiota. Pohjavesitarkkailu muodostuu kaupungille varsin työlääksi, mutta siihen on välttämättä ryhdyttävä.

Maanalaisessa rakentamisessa tulisi aina pyrkiä siihen, että luonnontilaista pohjavedenpinnan korkeutta ei saisi muuttaa.

Maan päältä suoritettavien pohjavedenpinnan korkeuden mittausten lisäksi tulee maanalaisista tiloista mitata tiloihin kertyvät vuotovedet rakennustyön aikana (esim. 100-200 metrin välein) rakentamalla erityisiä mittapaikkoja. Nämä mittaukset tehtäisiin rakentajan toimesta. Tilan haltijan toimesta mitataan myöhemmin säännöllisesti salaojaverkostoon valuvien vuotovesien määrä. Nämä tiedot tulee toimittaa geoteknilliseen toimistoon.

Pohjavedenpinnan korkeusmittauksin ja vuotovesimittauksilla saadaan kokonaiskäsitys ko. maanalaisen tilan vaikutuksesta alueen pohjavesitalouteen.

## 7. PAINUMATARKKAILU

Pohjavedenpinnan korkeuden tarkkailun lisäksi tarvitaan maanalaisten tilojen rakennusalueella, varsinkin savialueella, rakennusten ja katujen painumatarkkailua.

Sensijaan kitkamaa-alueella ei painumatarkkailu ole yhtä tärkeätä. Tarkkailupisteet laitetaan yleensä rakennusten nurkkiin ja katualueella kaivetaan roudattomaan syvyyteen painumalevyjä.

Helsingin kaupungilla on muutamia rakennuksia, joiden painumia mitataan jatkuvasti kaupunkimittausosaston toimesta. Näissä ovat olleet pohjarakennustyöt erittäin vaikeita ja tämän vuoksi halutaan saada rakennusten painumiskäyttäytymisestä arvokasta tietoa. Lisäksi geoteknillinen toimisto ja katurakennusosasto mittaavat samasta syystä eräiden katualueiden painumista.

Maanalaiseen rakennustoimintaan liittyvänä ei sensijaan ole kaupungin alueella rakennettu vielä yhtään painumatarkkailupistettä pitkäaikaiseen käyttöön.

Jatkuvatoimiset painumatarkkailupisteet rakennettaisiin geoteknillisen toimiston osoittamiin paikkoihin kaupunkimittausosaston toimesta. Kaupunkimittausosasto suorittaisi jatkuvat mittaukset suunnilleen kerran kuukaudessa ja hoitaisi raportoinnin. Alustavissa neuvotteluissa on arvioitu, että vasta v. 1974 alussa pääsivät kaupunkimittausosaston mittaukset täysipainoisesti käyntiin.

#### 8. KARTOITUKSEEN JA TARKKAILUTOIMINTAAN LIITTYVIEN TEHTÄVIEN OHJEELLISET KUSTANNUKSET VUODESSA JA TÖIDEN RAHOITUS

Geoteknillisellä toimistolla on ollut budjetissa vuosittain vain 40 000 mk yleiskäyttöisiin selvityksiin ja perusluonteisten tutkimusten suorittamiseen. Nämä rahat ovat menneet erilaisiin kalliokaivantokartoituksiin ja muihin pienempiin erikoisselvityksiin. Geoteknillinen toimisto on kehittänyt toimintaansa siten, että se voisi laskuttaa kaikki kustannukset tilaajilta, jotka tulevat geoteknillisiä tutkimus- ja suunnittelutöitä tarvitsemaan, jolloin toimiston toimintaa voi tilaaja valvoa kustannusten ja suoritteiden perusteella. Näin ollen geoteknillinen toimisto haluaisi tässä esitetyt toiminnat omalta osaltaan laskuttaa eri laitoksilta, joiden tulisi puolestaan varata tähän tarkoitukseen rahaa.

Kaupunkimittausosaston budjetointisysteemi on toinen ja kaupunkimittausosasto pystyisi ilmeisesti pienemmät tehtävät suorittamaan omien määrärahojensa puitteissa laskuttamatta kaikkea muilta laitoksilta.

Oheisessa taulukossa on esitetty suuruusluokkaisesti arvioiden eri toimintojen ohjeelliset kustannukset kaikine sosiaali- ja yleiskuluineen laskettuna vuotta kohti. Taulukossa on esitetty myöskin virasto tai laitos, joka ensisijaisesti hyötyisi tästä toiminnasta ja lisäksi on ehdotettu myöskin toiminnan rahoittaja.

Taulukko 1.

	Kust./vuosi mk (sos.+ yleiskuluineen)	Ensisijainen hyöty	Rahoittaja	Suorittaja
1. Geot.maaperäkarttojen ylläpito ja täydentäminen kaupungilta, valtiolta ja konsulteilta saatavalla aineistolla	200 000	KSV	KSV	Geot.tsto
2. Metron pohjatutk.konsulttien pohja- ja kal-liotutkimusten täydentäminen geot.kartoille	50 000	Metro	Metro	Geot.tsto
3. Geot.tston suorittamien rakennuskohteiden pohja-tutkimustietojen täyd.geot.karttalehdille tutk.yhteydessä	30 000	eri virastot ja laitokset	eri virastot ja laitokset	Geot.tsto
4. Geot.kallioperäkartan laatiminen ja kalliora-kennekartoitus (2... 3 vuotta)	100 000	Metro (RKV)	Metro	Geot.tsto
5. Perustustapakartta (2 ... 3 vuotta)	100 000	Metro (RKV)	Metro	Geot.tsto
6. Maanalaisten tilojen kartoitus (Johtokartasta tulee kaup.mitt.os. antamaan myöhemmin oman raportin)	300 000	eri virastot ja laitokset	Kaup.mitt. os.	Kaup.mitt. os.
7. Pohjavesiputkien asen-nus ja pohjavedenpinnan tarkkailu	300 000	Metro	Metro	Geot.tsto
8. Painumapisteiden asen-nus ja painumamittauk-set	200 000	Metro (RKV)	Kaup.mitt. os.	Kaup.mitt. os.

Kartoitus- ja tarkkailutyö on jatkuvaa, jolloin tätä työtä ei voida tehdä konsulttityönä, vaan kaupungin on otettava asia itse tukevasti hoitaakseen. Tiettyjä osatehtäviä voidaan luonnollisesti antaa konsulleille.

## 9. JATKOTOIMENPITEET

Tässä esityksessä on käsitelty maanalaisten tilojen rakentamisessa tarvittavat kartoitus- ja tarkkailutoi-menpiteet sekä esitetty ehdotus niiden suoritttamises-ta Helsingin kaupungilla.

Maanalaisten tilojen rakentaminen liittyy useimpien virastojen ja laitosten toimintaan vain vähäiseltä

osalta, jolloin tässä esitettyjä toimenpiteitä ei ehkä vielä täysin tiedosteta. Geoteknillinen toimisto joutuu kuitenkin olemaan mukana lähes kaikissa kaupungin maanalaiseen rakennustoimintaan liittyvissä suunnitelmissa ja rakentamisessa, jolloin kartoitus- ja tarkkailutoimenpiteiden tarve tunnetaan erittäin voimakkaana. Ruotsalaiset ja varsinkin tukholmalaiset kokemukset ovat osoittaneet, että tämä toiminta tulee aloittaa riittävän aikaisessa vaiheessa, ennenkuin kaaos syntyy maanalaisten tilojen rakentamisen seurauksena.

Helsingin kaupungilla tulisi järjestää maanalaisten tilojen rakentamista käsittelevä tilaisuus, missä näistä asioista voitaisiin keskustella. Metrotoimiston tiloissa on suunniteltu avattavaksi elokuussa maanalaisista rakentamista käsittelevä näyttely, jossa pyritään esittämään erityisesti metron rakentamista. Tämän näyttelyn ympärillä olisi näistä asioista erittäin hyödyllistä keskustella.

Geoteknillinen toimisto pyytää virastojen ja laitosten maanalaista rakennustoimintaa hoitavia henkilöitä tekemään huomautuksia tässä esitettyyn ehdotukseen. Huomautukset tulisi tehdä 15.6.1973 mennessä geoteknilliseen toimistoon os. Yrjönkatu 21 b, A, Helsinki 10, puh. 647 801/Anttikoski.

Geoteknillinen toimisto tulee käymään yksityiskohtaisia neuvotteluja tässä esitetyistä toimenpiteistä k.o. virastojen ja laitosten kanssa.

Geoteknillinen asiantuntija

*Usko Anttikoski*  
Usko Anttikoski  
dipl.ins.

Jakelu:

Kaupunkisuunnitteluvirasto	4 kpl
Kiinteistöviraston virastopäällikkö	1 "
Kaupunkimittausosasto	2 "
Metrotoimisto	4 "
Rakennustarkastusvirasto	1 "
Rakennusvirasto	4 "
Satamalaitos	1 "
Sähkölaitos	1 "
Vesilaitos	1 "
Geoteknillinen toimisto	3 "
	<hr/> 22 kpl

