

HELSINGIN KAUPUNGIN GEOTEKNILLINEN TOIMISTO

PUTKIJOHTOJEN POHJARAKENTEIDEN MITOITTAMINEN

**Geoteknillisen toimiston
tiedote 7 15. 2. 1977**

SAVIALUEEN KUNNALLISTEKNISTEN PUTKIJOHTOJEN POHJARAKENTEIDEN
MITOITTAMINEN TIETOKONEELLE SOVELLETTUNA

Tämä mitoitusmenetelmä on kehitetty rakennusviraston katurakennusosaston toimeksiannosta geoteknillisessä toimistossa. Tutkimukseen liittyvät kenttämittaukset on suoritettu VTT:n geoteknillisen laboratorion, katurakennusosaston ja geoteknillisen toimiston yhteistyönä.

Sisällysluettelo:

	sivu
MERKINNÄT	III-V
1. JOHDANTO	1
2. NYKYISET SUUNNITTELUPERUSTEET	5
2.1 <u>Yleissuunnittelu ja alustava kustannusten arviointi</u>	5
2.2 <u>Pohjatutkimukset</u>	8
2.3 <u>Varmuuskertoimet</u>	10
2.4 <u>Perustusrakenteet</u>	12
2.41 Kuormitukset	12
2.411 Eri kuormitustapaukset	12
2.412 Täyttemaakuorma	12
2.413 Laatan oma paino	13
2.414 Hankausvoima	13
2.415 Liikennekuorma	17
2.416 Liikennekuorman aiheuttama sivuhankaus	17
2.42 Paalut	17
2.43 Laatta	20
2.5 <u>Kaivannon tuenta</u>	21
2.51 <u>Suunnittelun sisältö</u>	21
2.52 Kaivannon pohjan stabiliteetti	23
2.53 Kaivannon pohjan hydraulinen murtumisvaara	29
2.54 Tukiseinän kuormitukset	31
2.55 Tukirakenteiden mitoitus	41
2.6 <u>Putkijohtojen mitoitus</u>	42
3. KENTTÄMITTAUKSET	45
3.1 <u>Mittausten tarkoitus</u>	45
3.2 <u>Mittauskohteet</u>	45
3.3 <u>Pohjatutkimukset</u>	50
3.4 <u>Mittaukset</u>	51
3.41 Maanpainemittaukset	51
3.42 Jännitysmittaukset	51
3.43 Mittausvaiheet	55
4. KOETULOKSET	56
4.1 <u>Maanpaine</u>	66
4.2 <u>Tukiseinän taivutusjännitykset</u>	70
4.3 <u>Tukivoimat</u>	76
4.4 <u>Tulosten tarkastelua</u>	79

	sivu
5. EHDOTUS MITOITUSMENETELMÄKSI	81
5.1 <u>Varmuuskertoimet</u>	81
5.2 <u>Perustusten mitoitus</u>	81
5.21 <u>Paalut</u>	81
5.22 <u>Laatta</u>	82
5.3 <u>Putkien mitoitus</u>	83
5.4 <u>Tukirakenteiden mitoitus</u>	83
5.41 <u>Tukiseinän pituus</u>	83
5.42 Tukirakenteiden kuormitukset	84
5.43 Tukirakenneprofiilien valinta	85
5.5 <u>Pohjaveden alentamistarve</u>	86
6. MITOITUSMENETELMÄN TIETOKONESOVELLUTUS	87
6.1 <u>Ohjelman yleiskuvaus</u>	87
6.2 <u>Ohjelman osien kuvaus</u>	89
6.21 Aliohjelma "STABH"	89
6.22 Aliohjelma "KUORM"	89
6.23 Aliohjelma "MITOI"	91
6.24 Aliohjelma "PMAPA"	91
6.25 Aliohjelma "NTUKI"	96
6.26 Aliohjelma "PONTIT"	96
6.27 Aliohjelma "JUTU"	96
6.28 Aliohjelma "KUST"	100
6.29 Piirustusohjelma	101
6.3 <u>Käyttäjän yleisohjeet</u>	101
6.31 Alkuarvot	101
6.32 Ohjelman ajo	103
6.33 Rajoitukset	103
7. MITOITUSESIMERKKI	106
8. SUOSITUS SUUNNITTELU- JA VALVONTAKÄYTÄNNÖKSI..	113
9. YHTEENVETO	115
ENGLISH SUMMARY	117
KIRJALLISUUSLUETTELO	119

MERKINNÄT:

- A Poikkileikkauksen ala (m^2)
A_v Paalun vaipan ala (m^2)
B Kaivannon leveys (m)
b₁ Laatan leveys (m)
c Koheesio (kN/m^2)
c_a Tukiseinän ja maan välinen adheesio (kN/m^2)
D Laatan leveys, putken ulkohalkaisija, tukiseinän lyöntisyvyys (m)
d Paalun halkaisija tai sivumitta (m)
e Paaluväli k/k, epäkeskisyys (m)
F Kokonaisvarmuuskerroin
f_c Koheesio (leikkauslujuuden) osavarmuuskerroin
f_f Luju ustekijöiden osavarmuuskerroin
f_g Omanpainon osavarmuuskerroin
f_q Hyötykuorman osavarmuuskerroin
f_φ Kitkakulman osavarmuuskerroin
f_γ Tilavuuspainon osavarmuuskerroin
G Laatan oma paino (kN/m)
H Kaivannon korkeus (m)
H_s Korkeus laatan yläpinnasta tai putken laesta, jolle hankausvoimapinnat ulottuvat (m)
h Maakerroksen korkeus (m)
h_c Pohjaveden ylipainekorkeus kaivannon pohjan yläpuolella (m)
h₁ Laatan korkeus (m)
h_s Kaivannon pohjan ja vettä läpäisevän maakerroksen korkeusero (m)
K_a Aktiivinen maanpainenluku
K_c Putkijohdon rakentamiskustannukset (mk)
K_o Lepopainenluku
K_v Kaivannon mitoista riippuva vertailukustannus (mk)
k_p Kiinteä putkistokustannus (mk)

- L Paalupituus (m)
L_k Kaivannon pituus (m)
l Tukiväli k/k (m)
M Taivutusmomentti (kNm/m)
N Maakerrosten lukumäärä, normaalivoima (kN)
N_c Vakavuusluku
n Rinnakkaisten paalujen lukumäärä
n_a Aktiivipaineen resultantin etäisyys kaivannon pohjasta (m)
P Paalukuorma (kN)
P_a Aktiivipaineen resultantti (kN/m)
P_h Pistekuormasta aiheutuva maanpaineen lisäys (kN/m)
p Tasainen kuorma putken laen tasolla (kN/m²)
p_d Maanpaine kaivannon pohjan alapuolella (kN/m²)
Q Laatalle ja putkelle kohdistuva kuormitus, nauhakuorma (kN/m)
q Liikennekuorma (kN/m²)
R Liikennekuorman aiheuttama hankausvoima laatan sivulla (kN/m)
r Rakennuskustannusindeksin pisteluku
r_{sp} Painumasuhde
S Hankausvoima laatan sivulla (kN/m)
s_{ap} Maan ja paalujen välinen adheesio (kN/m²)
s_{at} Maan ja tukiseinän välinen adheesio (kN/m²)
s_f Maapohjan painuma laatan alla (mm)
s_g Maapohjan painuma laatan vieressä (mm)
s_m Täytemaan painuma laatan vieressä (mm)
s_u Suljettu leikkauslujuus (kN/m²)
T Tukiseinän alareunan ja vettä läpäisevän maakerroksen korkeusero (m)
W Taivutusvastus (m³), täytemaakuorma (kN/m)
Z Tarkastelusyvyys kaivannon pohjasta (m)
α Kustannuskerroin
α_a Adheesion ja leikkauslujuuden suhde
β Kustannuskerroin, sivuttaisen maanpaineen kuormituskerroin

- γ Maan tehokas tilavuuspaino (kN/m^3)
 γ_w Veden tilavuuspaino (kN/m^3)
 γ' Maan tehokas tilavuuspaino veden alla (kN/m^3)
 θ Ympyräliukupinnan keskuskulma ($^\circ$)
 ϕ Maan sisäinen kitkakulma ($^\circ$)
 σ Normaalijännitys (kN/m^2)
 σ_m Myötöjännitys (kN/m^2)
 ω Nurjahdusluku

1. JOHDANTO

Nykyisin varsinkin maamme rannikkoalueilla suuri osa uutta rakentamista sijoittuu huonolle maapohjalle, yleisimmin tasaisille savialueille. Tällöin erityisesti kunnallistekniikan rakenteiden, mm. putkijohtojen, rakentaminen tulee huomattavasti vaikeammaksi ja kalliimmaksi kuin kantavalle perusmaalle rakennettaessa. Tästä huolimatta putkijohtojen perustusrakenteiden ja kaivantojen mitoituksen tutkimista ja normitusta ei Suomessa ole juuri ollenkaan suoritettu. Meillä esitetyt harvat suositukset perustuvat ulkomaiden, lähinnä Ruotsin ohjeiden kointiin.

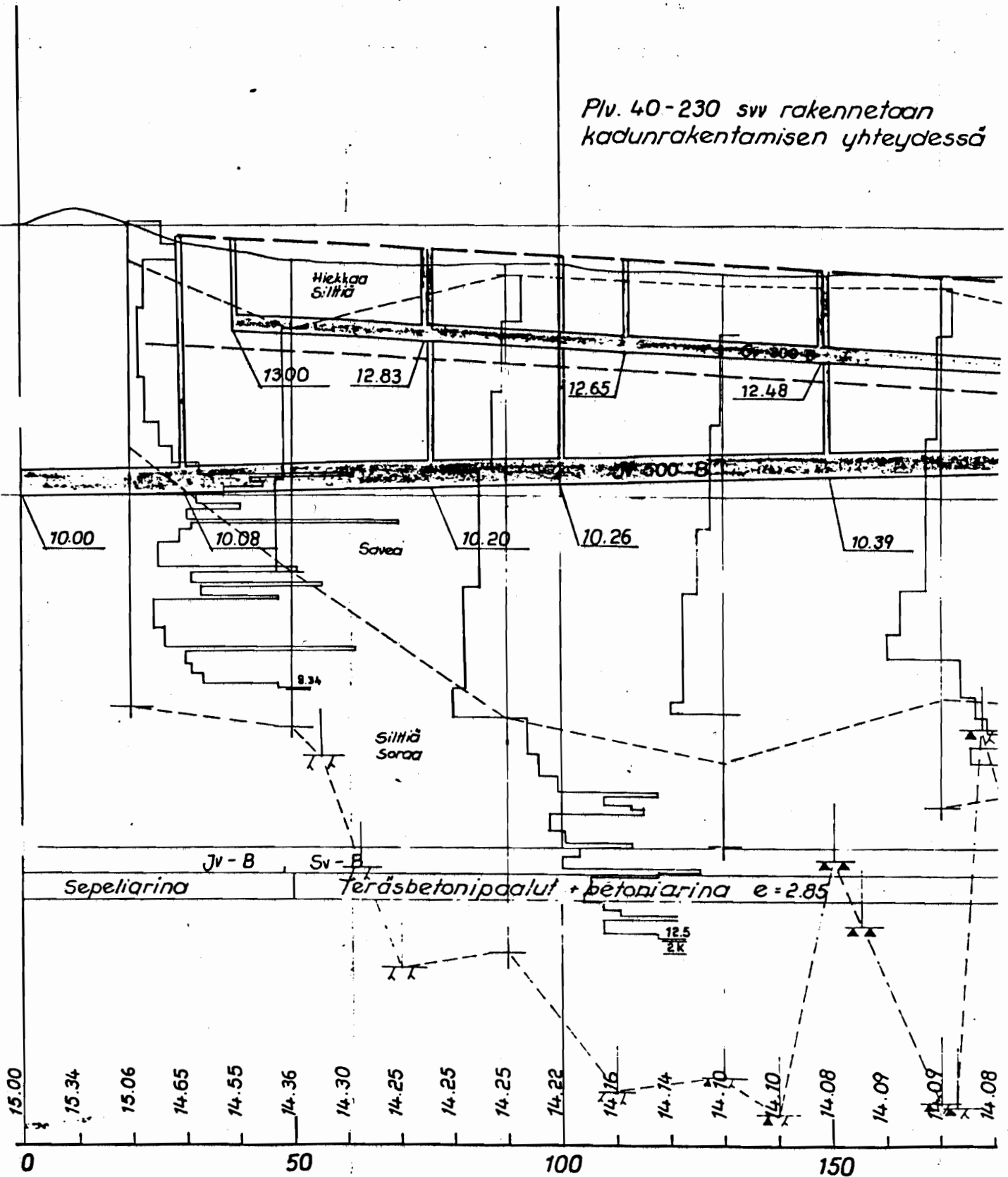
Ilmeisesti selkeiden suunnitteluohjeiden puutteen takia putkijohtojen pohjarakentamista ei Suomessa yleensä nykyisin suunnitella. Pohjatutkimukset esitetään pituusleikkauksissa ilman minkäänlaista käsittelyä (kuva 1). Perustamistapa ilmenee tyyppipoikkileikkauksista (kuva 2). Kaivantojen tuentaa ei esitetä millään tavoin suunnitelma-asiakirjoissa. Näin pohjarakennussuunnittelu on jäänyt urakoitsijoiden huoleksi, jolloin tulokset ovat olleet hyvin vaihtelevia.

Putkijohtojen rikkoutumisia on tapahtunut, mistä aiheutuu huomattavia lisäkustannuksia lisääntyvän puhdistettavan jätevesimäärän takia. Vuotava viemäri voi lisäksi olla syynä pohjaveden alenemiseen, mistä saatavaa aiheutua rakennusten painumista. Vuotojen korjaaminen on usein erittäin kallista, edellyttäen tavallisesti viemäriin uudelleen rakentamisen.

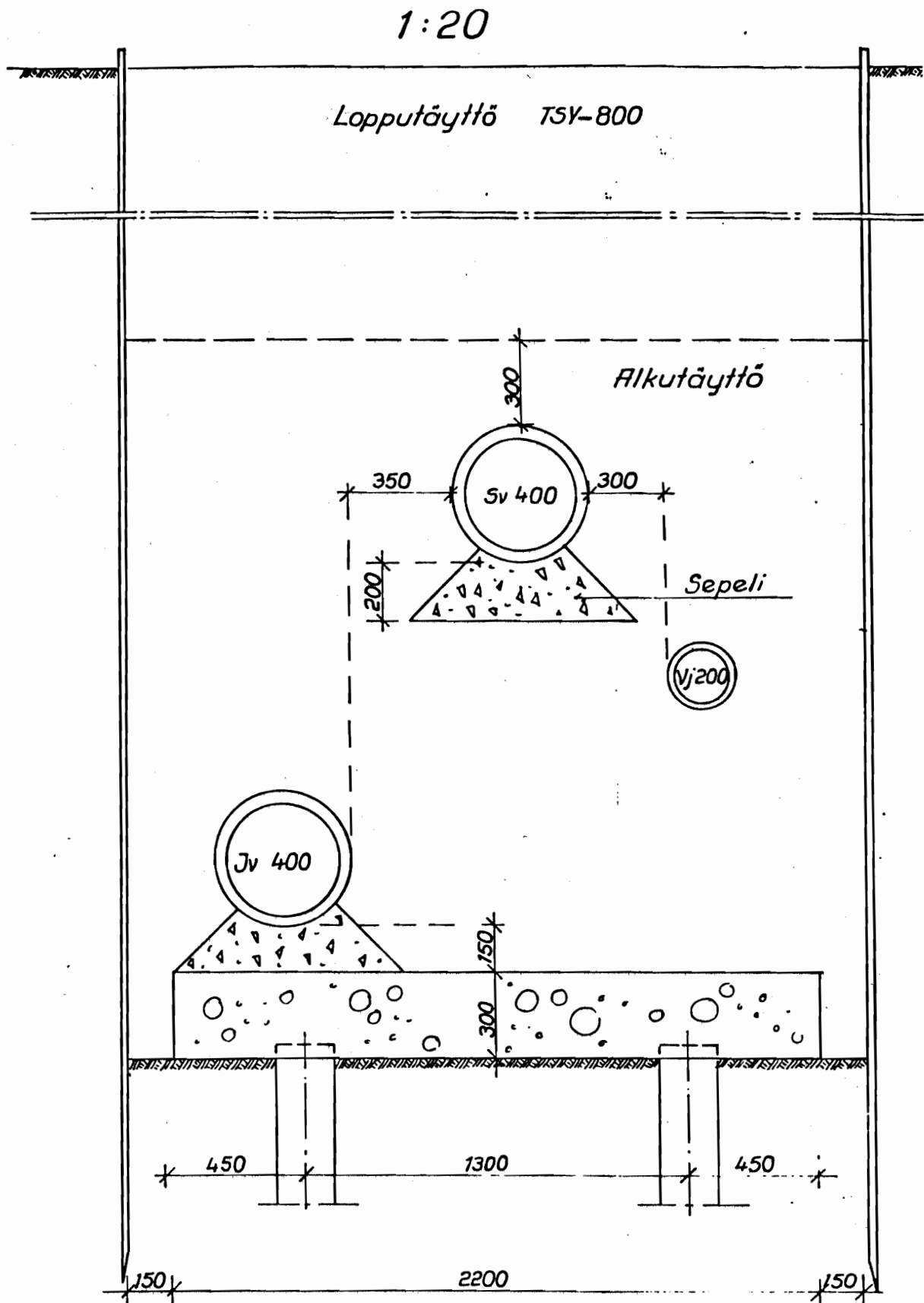
Putkikaivantojen tuennan suunnittelu on tärkeää myös työturvallisuussyistä. Putkikaivantojen sortumisesta on aiheutunut viime vuosina maassamme useita kuolemaan johtaneita työtapaturmia, jotka ovat johtuneet pääasiassa kaivannon puutteellisesta tuennasta.

Varsinkin urakoitsijoiden taholta on esitetty mielipiteitä, joiden mukaan nykyisin käytettävissä olevat putkikaivantojen suunnitteluohjeet johtavat kohtuuttoman raskaaseen ja epätaloudelliseen mitoitukseen. Eri kirjallisuuslähteissä esitetyt mitoitusohjeet, joita selostetaan lyhyesti kappaleessa 2, eroavat toisistaan varsinkin tukirakenteiden suunnittelun osalta.

Plv. 40-230 sw rakennetaan
kadunrakentamisen yhteydessä



Kuva 1. Esimerkki pohjatutkimusten esittämisestä pituusleikkauksissa.



Kuva 2. Poikkileikkaus, josta ilmenee perustamistapa.

Tämän takia on pidetty tarpeellisena suorittaa kenttämittauksia mitoitusperusteiden tarkistamiseksi. Resurssien rajallisuuden vuoksi keskityttiin kenttäkokeissa vain tukiseinän alaosaan kohdistuvan maanpaineen ja tukiseinän sekä välitukien jännitysten mittaamiseen. Kenttämittaukset suoritettiin yhteistyössä VTT:n geotekniikan laboratorion kanssa kahdessa Helsingin kaupungin alueelle rakennettavassa viemärikaivannossa. Mittausten suoritus ja mittaustulokset ovat selostettuina kappaleissa 3 ja 4. Kirjallisuuden ja kenttämittausten perusteella on laadittu mitoitusmenetelmäehdotus, joka on selostettu kappaleessa 5.

Tietokoneen käyttö geotekniikassa on viime vuosina lisääntynyt voimakkaasti. Muun muassa Helsingin kaupungin geoteknillisessä toimistossa suoritetaan lähes kaikki rutiinis suunnittelutehtävät toimiston pientietokoneella. Mitoitusmenetelmän käyttökelpoisuuden lisäämiseksi on myös siitä tehty tietokoneohjelma, josta on sovellutusesimerkkeineen selostettu kappaleissa 6 ja 7.

Mitoitusohjelmassa samoin kuin koko työssä rajoitutaan käsittelemään vain pehmeikölle rakennettavien, paa-luille perustettujen, betoniputkijohtojen ja niiden perustusrakenteiden sekä kaivannon tukirakenteiden suunnittelua ja mitoitusta. Vaikka niin sanotun osavarmuuserroinmenetelmän käyttö on vielä harvinaista kaivantojen mitoituksessa, sitä pyritään kuitenkin soveltamaan työssä mahdollisimman laajasti.

2.

NYKYISET SUUNNITTELUPERUSTEET

2.1

Yleissuunnittelu ja alustava kustannusten arviointi

Putkijohdot pyritään sijoittamaan niin, että pehmeikköosuuksilla niiden pituus ja kaivannon syvyys saadaan mahdollisimman pieneksi. Putkijohtojen suunnittelussa oikealla sijoittamisella onkin merkittävin vaikutus niiden rakentamiskustannuksiin /5/. Routaeristysten tai pumppaamon rakentaminen saattaa usein tulla halvemmaksi kuin putkijohdon asentaminen syvälle pehmeiköllä.

Putkijohdon suunnittelijan valittua johtolinjan jaetaan se pohjasuhteiltaan samanlaisiin osiin, joille suunnitellaan perustamistapa ja kaivannon tuenta. Putkijohdon suunnittelijat eivät yleensä pysty suunnittelemaan pohjarakentamista eikä heillä näin ollen ole tarkkaa käsitystä pohjarakennusvaihtoehtojen kustannuksista. Tämän takia tulisi pohjarakennus-suunnittelijan olla jo esisuunnitteluvaiheessa, kun putkijohdon linjaus valitaan, yhteistyössä putkijohdon suunnittelijan kanssa kelvollisen ja taloudellisen kokonaistuloksen aikaansaamiseksi.

Pohjarakennuskäsikirjan (RIL 95) /18/ yksikköhintatietojen ja Helsingin kaupungin rakennusviraston kokoamien jälkilaskentatietojen /13/ perusteella on laadittu kustannusarvio pehmeikölle rakennettavien putkijohtojen alustavaa suunnittelua varten. Kustannusarvio voidaan esittää muodossa:

$$K_c = \frac{r}{275} (\alpha \beta K_v + k_p) \quad (1)$$

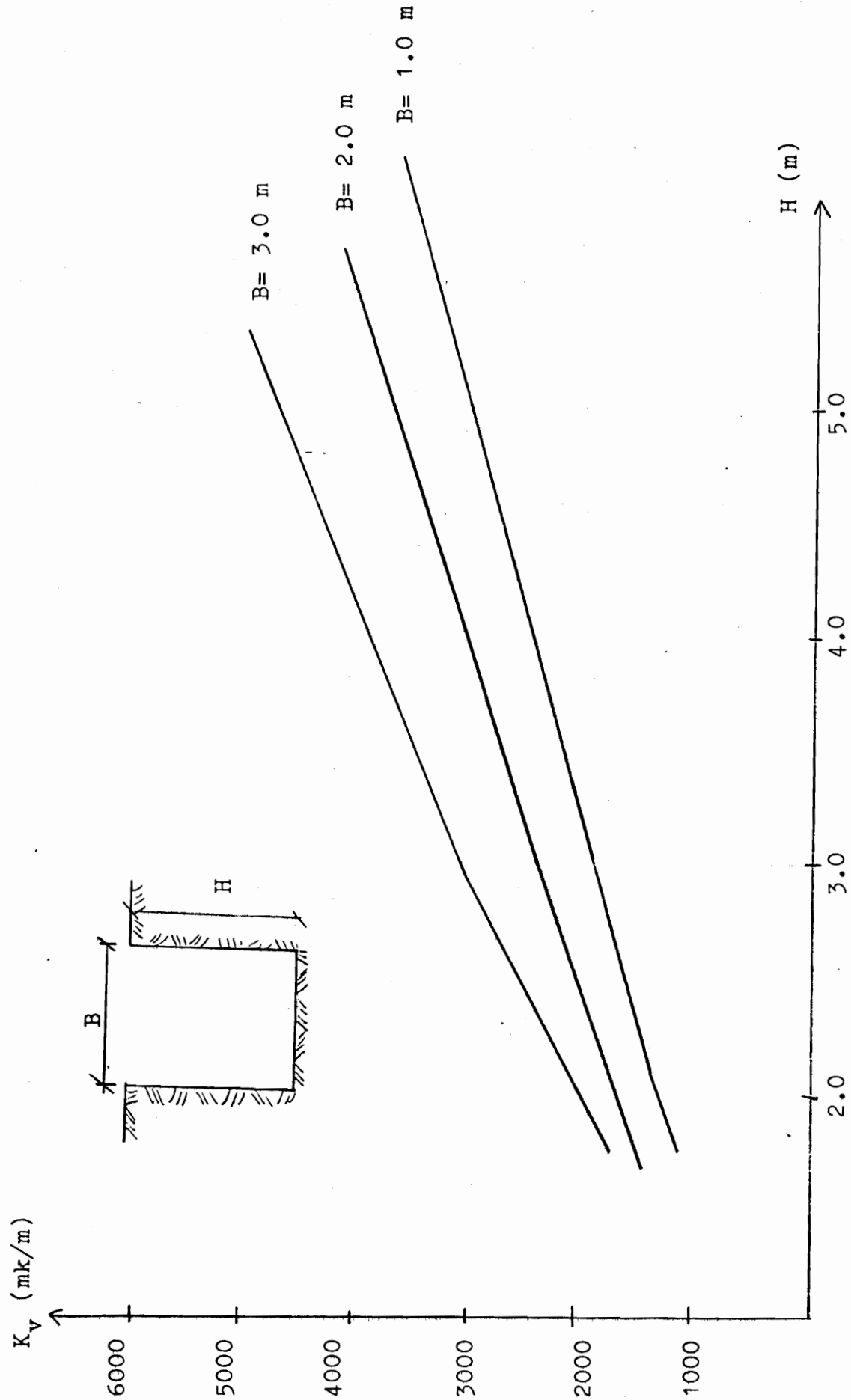
r = rakennuskustannusindeksin pisteluku
(1964 = 100, 1976-05 = 275)

K_v = kaivannon syvyydestä H ja leveydestä B riippuvat kustannukset, kuva 3.

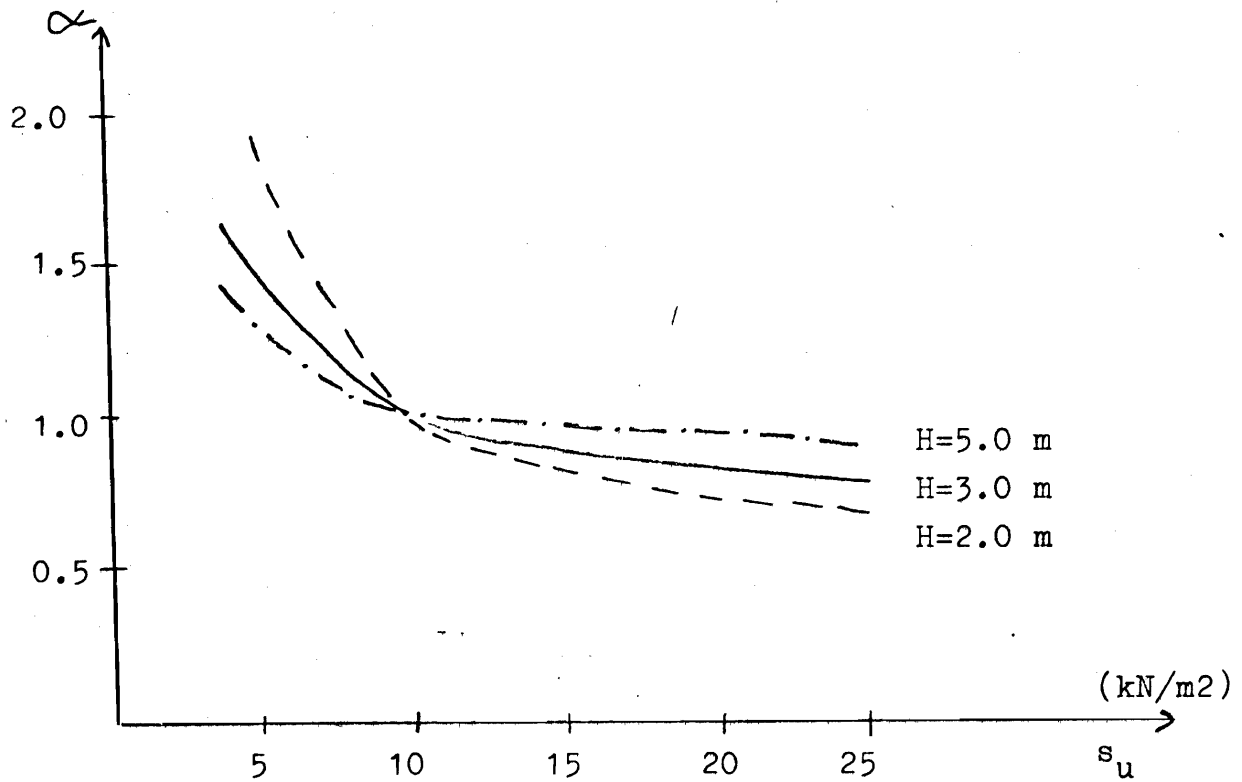
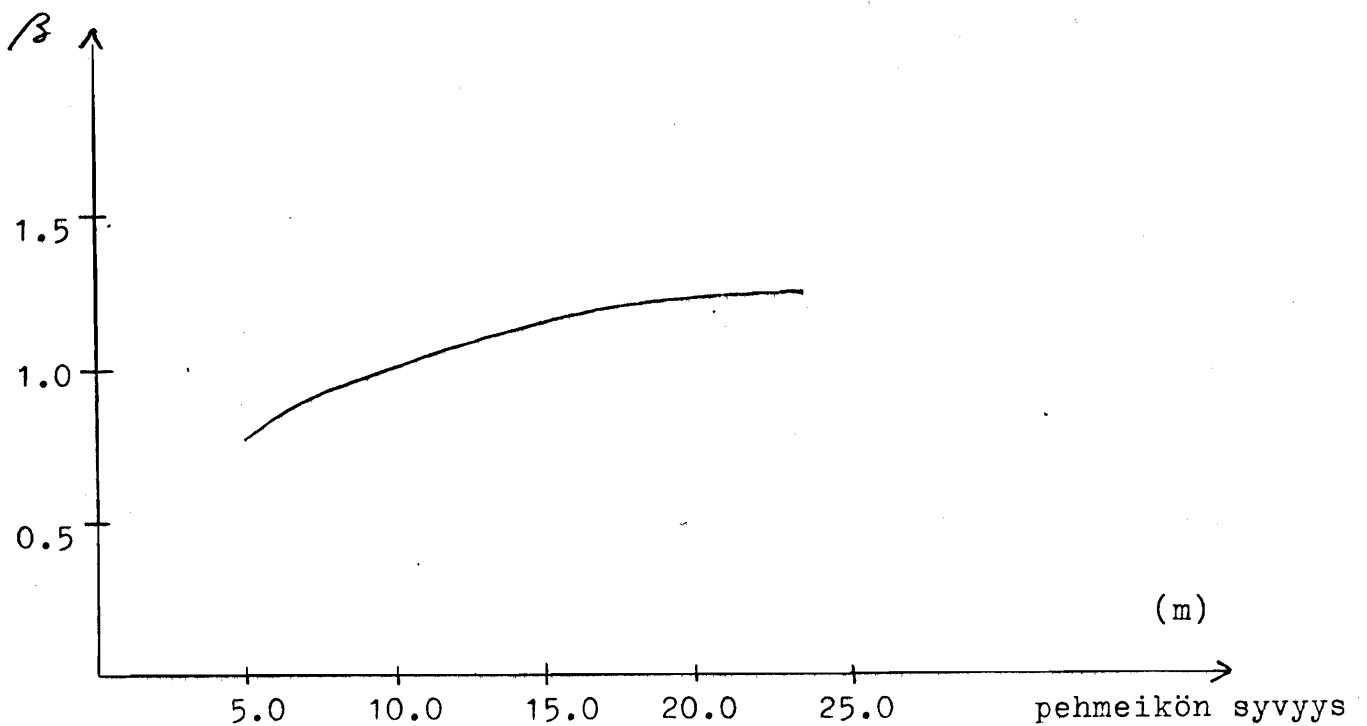
α = leikkauslujuudesta s_u riippuva kerroin, kuva 4.

β = pehmeikön syvyydestä riippuva kerroin, kuva 5.

k_p = kiinteä putkistokustannus (materiaali ja työ), joka ei kuulu laadittuun kustannusmalliin.



Kuva 3. Putkijohtojen rakentamiskustannukset pehmeiköllä. $K = K_v \propto \beta$

Kuva 4. Leikkauslujuudesta riippuva kustannuskerroin α .Kuva 5. Pehmeikön syvyydestä riippuva kustannuskerroin β .

Pumppaamojen rakentamiskustannukset laitteistoineen ovat tällä hetkellä (1976-09) Helsingissä noin 600 000 ... 800 000 mk. Pumppaamot aiheuttavat luonnollisesti myös käyttökustannuksia, jotka ovat pumppaamon tehosta riippuen noin 80 000 ... 120 000 mk vuodessa.

2.2

Pohjatutkimukset

Suunnittelun pohjaksi on suoritettava pohjatutkimuksia. Niiden avulla selvitetään maakerrosten geotekniset ominaisuudet, kovan pohjakerroksen sijainti, maakerrosrajat ja pohjavedenpinnan korkeus.

Kovan pohjakerroksen sijainti ja maakerrosrajat määritetään tavallisimmin painokairauksilla. Painokairauksia olisi suoritettava putkijohtolinjalla 20 ... 40 m välein. Vaihtelevissa maaperäolosuhteissa kairausväliksi on kuitenkin valittava 5 ... 20 m. Usein pohjasuhteiltaan vaihtelevissakin olosuhteissa painokairauksia tehdään liian pitkien väleillä. Tällöin kairauspisteiden välillä on kantavan pohjan syvyys varmuuden vuoksi yleensä oletettu todellista suuremmaksi, jolloin paalupituus kasvaa ja paaluista joudutaan katkomaan pitkiä, kalliita hukkapätkiä, kuten esimerkiksi kuvassa 6.



Kuva 6. Puutteellisten pohjatutkimusten takia joudutaan paaluista katkomaan usein pitkiä, kalliita hukkapätkiä.



Kuva 7. Esimerkki putkijohtolinjasta, jolla on suoritettu varsin täydelliset pohjatutkimukset.

Valitettavan usein pohjatutkimukset suoritetaan pelkinä painokairauksina. Kaivannon tuennan luotettavaa suunnittelua varten tarvitaan lisäksi kullakin koheesiomaakerroksiltaan erilaisella johtolinjan osuudella siipikairaus ja näytteenotto.

Siipikairauksilla saadaan selville maakerrosten leikkauslinjaus "in-situ". Siipikairauksia on suoritettava syvyys suunnassa riittävän tiheästi, 0,5 ... 1,0 m välein. Kairaukset on tehtävä tarpeeksi syvälle, vähintään kaivannon leveyden verran tukiseinän oletettua pituutta syvemmälle. Yleensä kairausten antamaa tietoa on varmennettava ja laajennettava ottamalla häiriintyneitä maanäytteitä pienoismäntäkairalla ($\emptyset$ 26 mm). Häiriintyneistä näytteistä voidaan selvittää maalajit ja hienorakeisten maalajien vesipitoisuus sekä likimääräinen tilavuuspaino. Kuvassa 7 on esimerkki putkijohtolinjasta, jolla on painokairauksen lisäksi suoritettu siipikairaus ja näytteenotto.

Pohjavesihavaintoja suoritetaan johtolinjan viereen 50 ... 100 m välein asennettavista havaintoputkista. Havaintoja on jatkettava pohjarakennustyön loppuun saakka. Erityisesti olisi pohjaveden korkeutta tarkkailtava kohdissa, joissa on kaivannon pohjan hydraulinen murtumisvaara. Tällöin havaintoputket olisi asennettava huomattavasti lyhyemmin välein, noin 10 ... 20 m. Yleensä pohjaveden havaintoputkien käyttö on ollut liian harvinaista. Havaintoputki on tavallisesti asennettu vain kohteissa, joissa pohjaveden mahdollinen aleneminen aiheuttaa johtolinjan viereisten rakennusten painumisvaaran. Tällöin on pohjavesihavaintoja jatkettava vielä pohjarakennustyön jälkeenkin.

2.3

Varmuuskertoimet

Varmuuskertoimella tarkoitetaan yleensä rakenteen myötörajan ja vallitsevan jännityksen suhdetta. Nykyisin käytetään tavallisesti niin sanottuja kokonaisvarmuuskertoimia, jolloin edellä mainittu suhde muodostetaan yhdelle rakennekokonaisuudelle kerrallaan. Tällöin on verrattu mitoitus tilanteessa vallitsevaa rakenteen keskimääräistä lujuutta ja keskimääräisiä kuormituksia.

Kaivantojen suunnittelussa on rakennusaikaisesti käytetty tavallisesti seuraavia kokonaisvarmuuskertoimia:

Kaivannon liukumurtuma : $F = 1,3$

Kaivannon hydr. murtuma, Sr, Hk : $F = 1,5$

hHk : 2,0 ... 2,5

Kaivannon pohjan nouseminen : $F = 1,3 \dots 1,5$

Geotekniikassa kuten koko rakennustekniikassa on nykyisin mitoituksessa yleistymässä tilastolliseen varmuusajatteluun perustuva niin sanottu osavarmuuskerronmenetelmä. Siinä epävarmuus sisällytetään kuormitus- ja lujuustekijöihin kertomalla tai jakamalla ne osavarmuuskertoimilla, joiden suuruus riippuu kuormitus- ja lujuustekijöiden määrittäykseen ja mittaukseen liittyvästä epätarkkuudesta. Lujuustekijät jaetaan ja kuormitustekijät kerrotaan osavarmuuskertoimilla. Tällöin päästään yleensä tarkempaan ja taloudellisempaan mitoitukseseen, koska epävarmuus sisällytetään suoraan niihin tekijöihin, joista se aiheutuu. Myös tietokonesovellutuksiin osavarmuuskerronmenetelmä soveltuu paremmin kuin kokonaisvarmuuskerronmenetelmä.

Tanskassa on ainoana Pohjoismaana osavarmuuskerronmenetelmää käytetty mitoituksessa jo useiden vuosien ajan. Suomessa osavarmuusmenetelmän käyttö on vielä vähäistä, mutta on ilmeistä, että sen käyttöön siirytään kokonaan lähivuosina myös maassamme. Tanskan normeissa esitetään kaivantojen mitoituksessa käytettäväksi seuraavia osavarmuuskertoimia, joita on sellaisenaan jonkin verran käytetty myös Suomessa tukiseinien mitoituksessa:

Koheesio, $c_n = c/f_c$: $f_c = 1,5$

(lyhytaik. $f_c = 1,4$)

Kitkakulma, $\tan \phi_n = \tan \phi / f_\phi$: $f_\phi = 1,2$

($f_\phi = 1,1$)

Rakenteiden lujuustekijät : $f_f = 1,35$

($f_f = 1,2$)

Tilavuuspaino : $f_\gamma = 1,0$

Oma paino : $f_g = 1,0$

Hyötykuorma : $f_q = 1,3$

Varsinkin työnaikaisesti on putkikaivantojen suunnittelussa totuttu käyttämään erittäin pieniä kokonaisvarmuuskertoimia, $F = 1,05 \dots 1,4$. Siirtyminen edellä mainittujen osavarmuuskertoimien käyttöön johtaa tällöin jonkin verran varmempaan mitoitukseseen. Koska vaurioita on sattunut, tämä lienee oikea suuntaus ainakin kaivannon stabiliteetin osalta.

2.4

Perustusrakenteet

2.41

Kuormitukset

2.411

Eri kuormitustapaukset

Perustusrakenteille, paaluille ja laatalle, oletetaan tulevan kuormitusta maamassan ja rakenteiden omista painoista, hyötykuormista ja perusmaan painumisesta aiheutuvista hankausvoimista.

Perustusrakenteet on mitoitettava sekä lyhyt- että pitkäaikaisille kuormituksille. Pitkäaikaisessa kuormitustapauksessa, kun rakenne on valmis ja pohjavesi luonnollisella tasolla, kaikkien kuormituskomponenttien otaksutaan vaikuttavan samanaikaisesti. Rakennusaikana, lyhytaikaisissa kuormitustapauksissa ei hankausvoimia tarvitse huomioida. Pohjaveden pinta on rakennusaikana sen sijaan tavallisesti luonnollista tasoaan alempana, mikä on otettava huomioon kuormitusta laskettaessa.

2.412

Täytemaakuorma

Täytemaakuorma voidaan laskea kaavalla:

$$W = \sum_{i=1}^N \gamma_i h_i + \sum_{i=1}^{N'} \gamma'_i h_i \quad (2)$$

γ_i täytemaakerroksen i tilavuuspaino pohjavedenpinnan yläpuolella

γ'_i täytemaakerroksen i tilavuuspaino pohjavedenpinnan alapuolella

h_i täytemaakerroksen i korkeus

N täytemaakerrosten lukumäärä pohjavedenpinnan yläpuolella

N' täytemaakerrosten lukumäärä pohjavedenpinnan alapuolella.

Pohjavedenpinnan oletetaan yleensä olevan täytemaassa samalla tasolla kuin kaivannon ulkopuolella perusmaassa. On kuitenkin ilmeistä, että kun täyttö on valmis, mutta läheisyydessä putkijohdon asennustyö vielä kesken, pohjavesi on myös valmiilla osuudella alentuneena lähes laatan yläpinnan tasolle. Tällöin koko täytemaapatsaalle olisi syytä käyttää märkätilavuuspainoa.

2.413

Laatan oma paino

Laatan paino lasketaan yleensä olettaen laatan olevan kokonaan pohjavedenpinnan alapuolella. Tällöin betonilaatan tehokas paino voidaan laskea kaavasta:

$$G' = 14 \cdot b_1 \cdot h_1 \quad (3)$$

b_1 laatan leveys

h_1 laatan korkeus

Puuarinaa käytettäessä sen tehokas paino otaksutaan nolllaksi.

2.414

Hankausvoima

Paalutetun laatan ulkopuolinen maa pehmeikköalueella painuu yleensä enemmän kuin laatta, mistä aiheutuu kitkavoimat laatan sivuitse kulkeviin pystysuoriin liukupintoihin. Pehmeikköalueella liukupintojen on otaksuttu yleensä ulottuvan maanpintaan saakka riippumatta kaivannon syvyydestä.

Sivuhankaus lasketaan olettaen maanpaineeksi lepopaine. Tällöin voidaan valita harvinaista kuormitusta vastaava kitkakulman osavarmuuskerroin, $f_\phi = 1,1$. Rakennekerrosten osalta käytetään materiaalin kitkakulmaa, kitkamaalla täytetyn kaivannon osalta kitkakulmaa $\phi = 25^\circ$ ja koheesiomaalla täytetyn kaivannon osalla saven leikkauslujuutta. Tällöin hankausvoiman suuruus voidaan laskea kaavalla:

$$2S = 2K_{oi} \gamma_1 h_1 \tan \phi_{n1} + \sum_{i=2}^N (K_{oi} h_i \tan \phi_{ni} (\sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j h_j + \sum_{j=1}^i \gamma_j h_j)) \quad (4)$$

S hankausvoima laatan sivulla

K_{oi} maakerroksen i lepopaineluku (= $1 - \sin \phi_i$)

γ_i maakerroksen i tilavuuspaino

ϕ_i kitkakulma ($\tan \phi_{ni} = \tan \phi_i / f_\phi$)

N maakerrosten lukumäärä

Paaluille perustettujen putkijohtojen ollessa kyseessä liukupintojen oletetaan tavallisesti ulottuvan maanpintaan saakka. Asia voidaan tarkistaa seuraavalla

Marstonin /16/ kehittämällä hankalahkolla kaavalla (5). Liukupinnat eivät ulotu maanpintaan, kun kaavassa esiintyvä $H_s < H$.

$$\left(\frac{1}{2 K_a \tan \phi_n} + (H/D - H_s/D) + r_{sp}/3 \right) e^{\frac{2K_a \tan \phi_n H_s/D}{2 K_a \tan \phi_n} - 1} + 1/2 (H_s/D)^2 + r_{sp}/3 (H/D - H_s/D) e^{\frac{2K_a \tan \phi_n H_s/D}{2 K_a \tan \phi_n} - 1} - \frac{1}{2 K_a \tan \phi_n} H_s/D + \frac{H H_s}{D^2} = r_{sp} H/D \quad (5)$$

D laatan leveys

K_a aktiivinen maanpaineluku

täyttemaan kitkakulma ($\tan \phi_n = \frac{\tan \phi}{f_\phi}$)

H_s korkeus putken laesta, jolle liukupinnat ulottuvat

r_{sp} painumasuhde, joka voidaan arvioida seuraavan kaavan (6) avulla:

$$r_{sp} = \frac{(s_m + s_g) - s_f}{s_m} \quad (6)$$

s_m täyttemaan painuma laatan vieressä

s_g maapohjan painuma laatan vieressä

s_f maapohjan painuma laatan alla (jos paalutettu $s_f \approx 0$)

Kaava 5 on varsin vanha ja vähän käytetty, eikä se iteraatiomuotonsa takia sovellu ainakaan käsinlaskentaan kovin hyvin. "Paremmen puutteessa" se on tässä kuitenkin esitetty.

Mikäli liukupinnat eivät ulotu maanpintaan saakka, voidaan täyttemaakuorma ja hankausvoimasta tuleva kuormitus laskea lähteessä 12 esitetyn niin sanotun epätäydellisen pengervaikutuksen perusteella.

Epätäydellisessä pengervaikutuksessa, kun liukupinnat ulottuvat korkeudelle H_s laatasta, laatan kuormitus lasketaan kaavan 7 avulla.

$$Q = C_{\gamma^r} D^2 \quad (7)$$

$$C_{\gamma^r} = \frac{e^{2K_a \tan \phi_n H_s/D} - 1}{2 K_a \tan \phi_n} + (H/D - H_s/D)$$

C_{γ^r} epätäydellisen pengervaikutuksen kuormituskerroin (kuva 7)

Q laattaan kohdistuva täyttemaakuorma

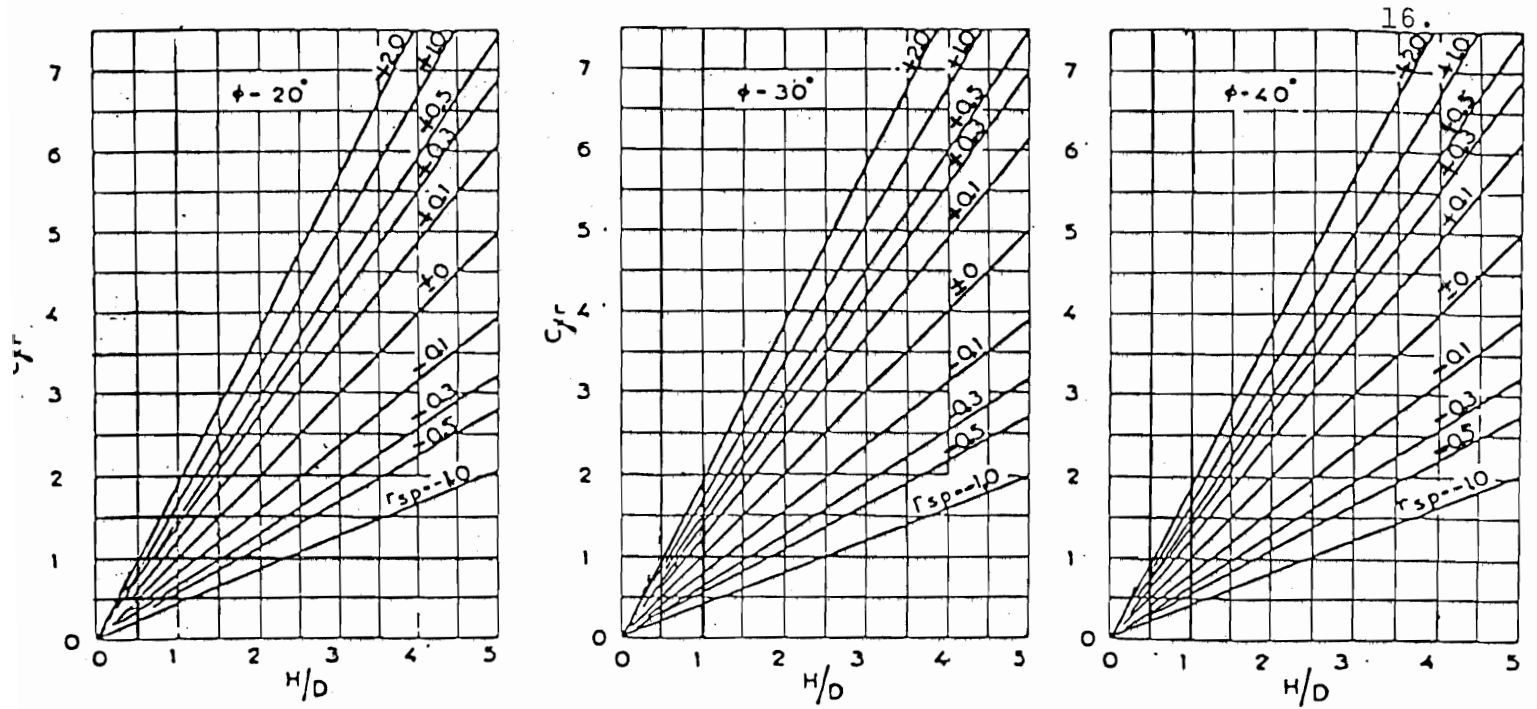
Vastaavasti voidaan myös laskea täyttemaakuormaa ja hankausvoimaa vastaava kuormitus täydellisessä pengervaikutuksessa, kun liukupinnat ulottuvat maanpintaan saakka. Tällöin kaava 7 supistuu muotoon:

$$Q = C_{\gamma^p} D^2$$

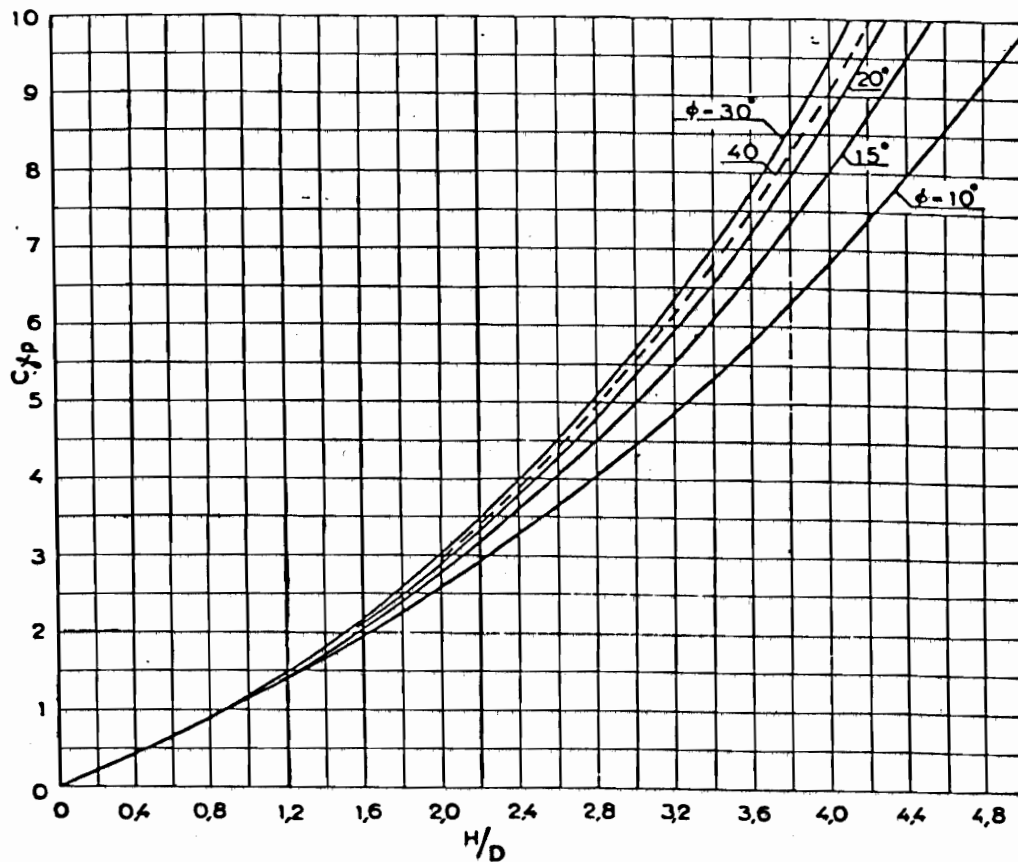
$$C_{\gamma^p} = \frac{e^{2K_a \tan \phi_n H_s/D} - 1}{2 K_a \tan \phi_n} \quad (8)$$

C_{γ^p} täydellisen pengervaikutuksen kuormituskerroin (kuva 8).

Tasainen pintakuorma voidaan huomioida sekä epätäydellisen että täydellisen pengervaikutuksen ollessa kyseessä siten, että laatan peitesyvyyttä lisätään arvolla $q \times f_q/\gamma$.



Kuva 8. Epätäydellisen pengervaikutuksen kuormituskertoimen C_{γ} määrittäminen.



Kuva 9. Täydellisen pengervaikutuksen kuormituskertoimen $C_{\gamma p}$ määrittäminen.

2.415

Liikennekuorma

Liikennekuorma huomioidaan Rakenteiden kuormitusnormien /23/ mukaan tasaisena kuormana, kun kuormitus vaikuttaa vähintään 1 m täytteen läpi. Kuormaluokittain liikennekuorma vaihtelee $q = 15, 10$ tai 5 kN/m^2 . Liikennekuorman osavarmuuskertoin on 1,3.

2.416

Liikennekuorman aiheuttama sivuhankaus

Liikennekuorman aiheuttama sivuhankaus lasketaan vastaavasti kuin maanpaineen aiheuttama sivuhankaus kaavan 9 mukaisesti:

$$2R = 2 \sum_{i=1}^N K_{oi} q h_i \tan \phi_{ni} \quad (9)$$

q = liikennekuorma

R = liikennekuorman aiheuttava sivuhankaus laatan sivulla.

Liikennekuorman aiheuttaman sivuhankauksen huomioonotto johtaa melko raskaaseen mitoitukseen. Sen mukaanotto kuormittavaksi tekijäksi perustuu Rakenteiden kuormitusnormien /23/ ohjeisiin olettaa liikennekuorma tasaiseksi pysyväksi pintakuormaksi. Vilkasliikenteisimpiä katuja ja teitä lukuunottamatta liikennekuormitus on kuitenkin luonteeltaan lyhytaikaista, sysäyksellistä eikä hankausvoimat ehdi tällöin vaikuttaa. Lähteiden /5/, /29/ ja /19/ mukaan sivuhankauksen kehittyminen täyteen arvoonsa kestää vähintään 1/2 vuotta. Ainakin silloin, kun maanpaineen aiheuttama sivuhankaus huomioidaan täysmääräisenä, voidaan liikennekuorman aiheuttama sivuhankaus jättää yleensä huomioonottamatta.

3.42

Paalut

Paalutus lisää huomattavasti putkijohdon rakentamiskustannuksia. Tämän takia on yleensä aina tutkittava paalutuksen tarpeellisuus laskemalla putkijohdon ja laatan sekä täytön todennäköinen painuma. Tällöin on otettava huomioon myös putkijohtolinjan sijainti maastossa ja sen asettama raja putkijohtolinjalle sallitulle painumalle. Esimerkiksi kadun kohdalla oleva

putkijohtolinja joudutaan useammin paaluttamaan liikennekuormituksesta johtuen kuin esimerkiksi puistoon rakennettava putkijohto.

Ellei rakennussuunnitelmassa ole toisin mainittu viettojohdon kaltevuus saa poiketa suunnitellusta kaltevuudesta korkeintaan 30 %. Suurin sallittu korkeuspoikkeama, kun suunnitelman mukainen kaltevuus on alle 3 % on 40 mm /30/.

Käytännössä pehmeiköllä putkijohdot joudutaan perustamaan yleensä paaluilla kantavalle maakerrokselle, kun putkijohdon syvyys ylittää 2,5 ... 3,0 m. Sekä puu- että betonipaaluja käytetään. Aikaisemmin puupaalut olivat yleisimpiä, mutta nykyisin ainakin Helsingin kaupunki käyttää pääasiassa betonipaaluja 250 x 250.

Puu- ja betonipaaluille yleisesti käytetty iskuaaltoteoriaan perustuvien puoliempiiristen paalutuskaavojen perusteella määritetty sallitun jännityksen arvo kunnallisteknisissä rakenteissa on $7,5 \text{ MN/m}^2$. Se on 50 % suurempi kuin Pohjarakennusnormien mukaan sallittu arvo esimerkiksi talorakenteissa, joten osavarmuuskerroinmenetelmääkään sovellettaessa ei liene syytä käyttää suurempaa mitoitusjännityksen arvoa kuin $7,5 \text{ MN/m}^2$.

Laatalle tulevien kuormitusten lisäksi ympäröivän maan painuminen aiheuttaa paaluille lisäkuormitusta negatiivisena vaippahankauksena. Tavallisesti negatiivinen vaippahankaus on huomioitu vain, jos täyterkerros on paksu ja paalujen pituus suuri. Vaippahankauksen suuruus voidaan Pohjarakennus käsikirjan /18/ mukaan arvioida likimäärin kaavalla:

$$P_{\text{neg}} = 0,5 \times A_v \times p_o \quad (10)$$

A_v = paalun vaipan ala

p_o = täytemaakuormitus (kN/m^2)

Vain pysyvät kuormat tarvitsee huomioida kuormitussena paaluille yhtäaikaaisesti negatiivisen vaippahankauksen kanssa.

Täytemaan tai tien rakennekerrosten painosta aiheutuva ympäröivän maan painuminen aiheuttaa paaluille toispuoleisen maanpaineen. Tämä voi aiheuttaa paalujen taipumista tai jopa katkeamisen, jos savikerroksella ei ole riittävää stabiliteettia laatan alle syntyvään tyhjätilaan nähden. Erityisesti tämä vaara tulee esiin kohdissa, joissa putkikanaali alit-

taa tiepenkereen. Maan stabiliteetti voidaan tarkistaa kaavalla:

$$H = 5,5 \quad s_u / f_c \quad (11)$$

Jos stabiliteettiä ei saavuteta on tarkistettava kestävätkö paalut toispuoleisesta maanpaineesta aiheutuvan taivutuksen. Tällöin paaluja voidaan tarkastella yksinkertaisina palkkeina, joita kuormittavat normaalivoima ja toispuoleisesta maanpaineesta aiheutuva pintakuorma /5/:

$$p = \beta d (\gamma H - 4 s_u) \quad (12)$$

d paalun halkaisija

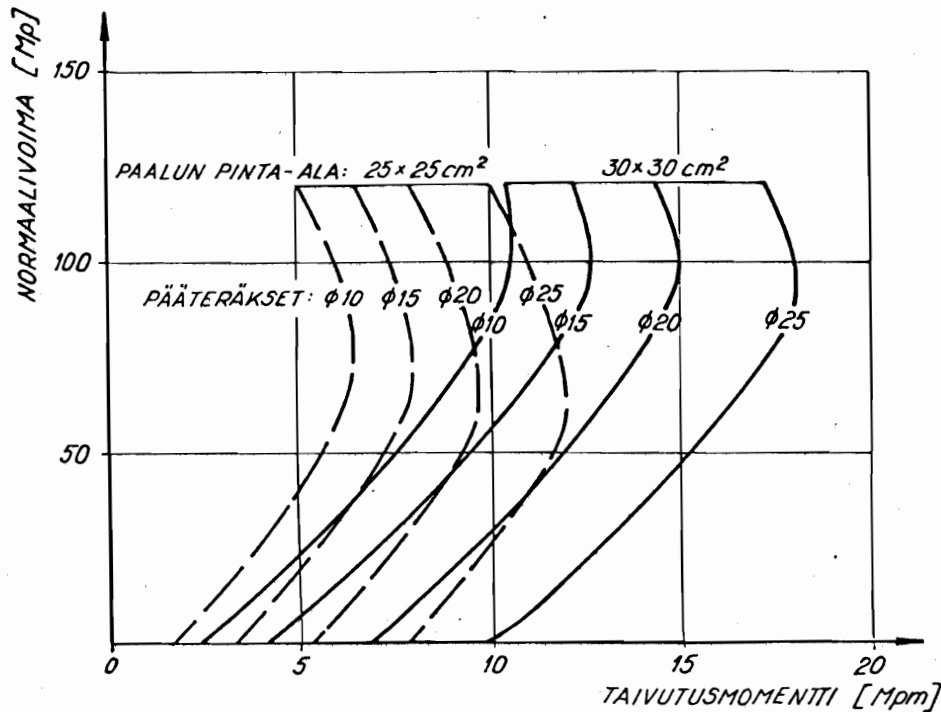
β puupaalut = 2,0
betonipaalut = 3,0

Teräsbetonipaaluja käytettäessä normaalivoiman aiheuttama taivutusmomentti saadaan esimerkiksi kuvasta 10 /24/. Yleisimmin teräsbetonipaalut valmistetaan betonista AK 45 ja varustetaan neljällä symmetrisesti sijoitetulla pääteräksellä A 400 H, Ø 12 mm.

Mikäli paalut eivät kestä joudutaan lähteen /5/ mukaan käyttämään kevytsoratäyttöä, paaluttamaan täyttö tai lisäämään paalujen määrää. Tiepenkereen alituk- sissa on käyttökelpoinen yleensä vain ensinmainittu toimenpide. Tällöin tulevat kysymykseen lähinnä seuraavat täytteet /25/:

Kevytsora tilavuuspaino ¹⁾ :	4 ... 6 kN/m ³
Koksikuona - " - :	10 ... 12 kN/m ³
Kevytsorajätteet - " - :	6 ... 9 kN/m ³

1) varastokosteudessa



Kuva 10. Eräiden teräsbetonipaalujen normaalivoiman ja taivutusmomentin välinen riippuvuus murtotilassa.

2.43 Laatta

Nykyisin paalujen päälle valetaan yleensä teräsbetolaatta, jonka päälle putkijohdot sijoitetaan. Aikaisemmin halkaisijaltaan alle 1000 mm putket perustettiin tavallisesti paalujen päälle tehtävälle hirsi- tai lankkuarinalle, mutta nykyisin puuarinoiden käyttö on vähentymässä, koska paalun ja puuarinan liitoskohta on erittäin vaikea konstruoida niin, että se kestää Puurakenteiden normien /20/ mukaan sille tulevat leikkaus- ja taivutusvoimat. Myös elementtilaattoja ja leveitä paaluhattuja on kokeiltu, mutta niiden käyttö on vielä harvinaista maassamme. Nykyisen suunnittelukäytännön mukaan laatta tehdään lähes koko kaivannon levyiseksi, jolloin eri tasoilla kaivannossa olevat putket saadaan perustettua lähes painumattomiksi saman laatan varaan.

Betonilaatta mitoitetaan tavanomaisesti yhteen suuntaan raudoitettuna laattana olettaen laatta paalujen kohdalta vapaasti tuetuksi. Rauditus tehdään tavallisesti paikalla, vaikka myös valmiita raudoituselementtejä käytetään.

Teräksinä käytetään yleensä Ø 10 mm tai Ø 12 mm harjateräksiä.

Helsingin kaupungin katurakennusosaston käyttämä mitoitusnomogrammi raudoitushjeineen on kuvassa 11. Mitoitusnomogrammi on varsin helppokäyttöinen ja se ottaa likimäärin huomioon eri kuormitustekijät. Pähin puute mitoitusohjeessa lienee se, ettei kuormituksen suuruus vaikuta millään tavoin laatan paksuuteen eikä sen raudoitukseen, vaan pelkästään paaluväliin.

2.5

Kaivannon tuenta

2.51

Suunnittelun sisältö

Luiskatassa kaivannossa, jonka kaltevuus on pienempi kuin 50° liukusortumia tapahtuu kaivussyvyydellä: /3/

$$H_{\text{krit}} = \frac{7,15 \frac{s_u}{f_c}}{\gamma} \quad (13)$$

Usein mm. tilakysymysten takia ei loivaluiskaisia kaivantoja voida tehdä. Vastaava kriittinen kaivussyvyys pystyseinäisissä kaivannoissa voidaan määrittää kaavalla:

$$H_{\text{krit}} = \frac{4,9 \frac{s_u}{f_c}}{\gamma} \quad (14)$$

Kaavat 13 ja 14 soveltuvat vain homogeeniselle koheesiomaalle eikä maanpinnalla saa olla pystysuoria halkeamia kaavoja käytettäessä. Tästä syystä käytännössä H_{krit} rajoittuu arvoon /7/:

$$H_{\text{krit}} = \frac{3,0 \frac{s_u}{f_c}}{\gamma} \quad (15)$$

Syvennälle kuin H_{krit} sijoitettujen putkijohtojen kaivanto on tuettava.

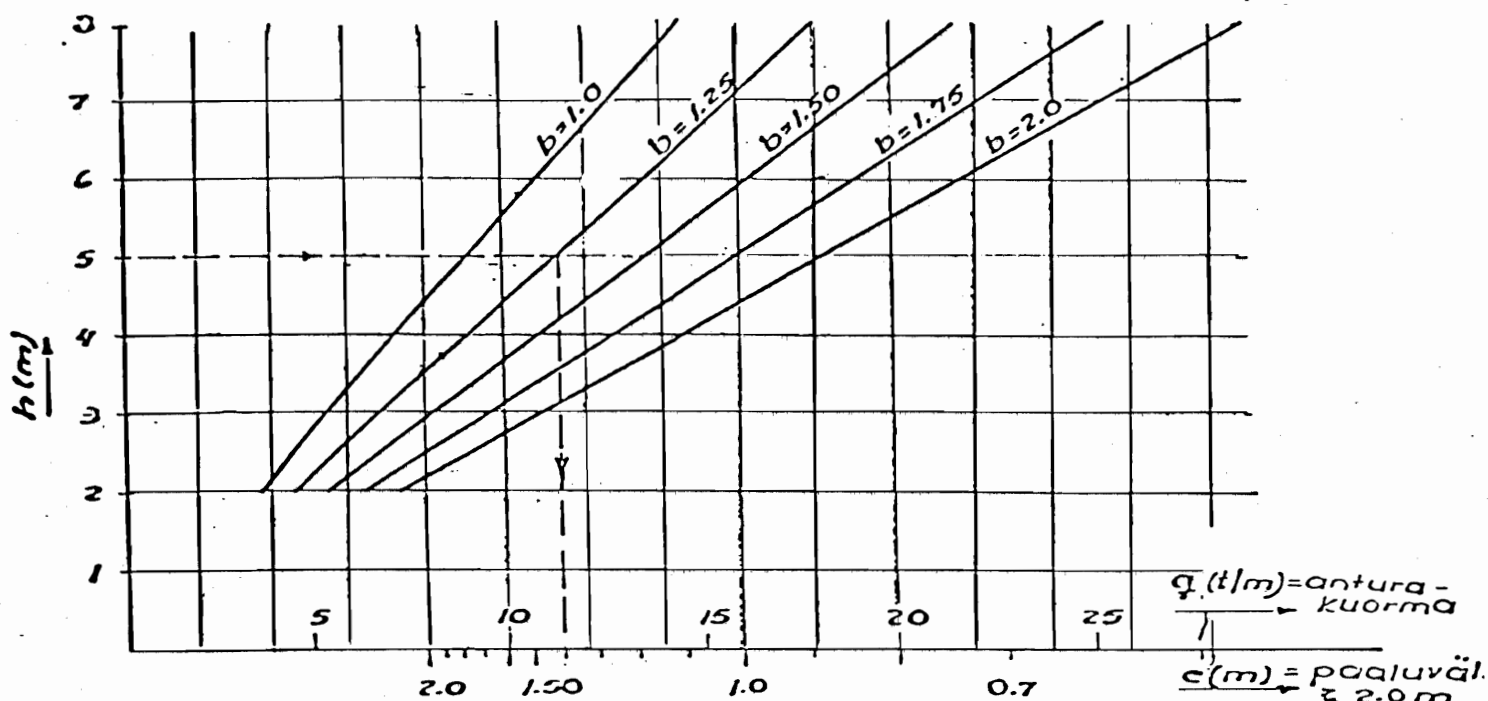
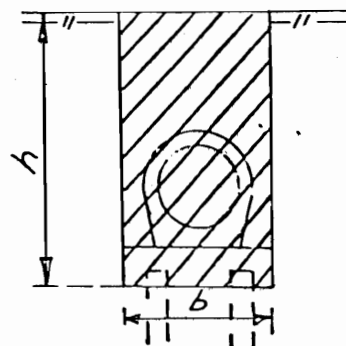
Rajatapauksissa luiskatun kaivannon stabiliteetti on syytä aina tarkistaa esimerkiksi liukupinta-analyysillä.

Kaivannon tuenta on suunniteltava siten, että kaivannon pohjan vakavuus on riittävä, kaivannon pohjan hydraulista murtumisvaaraa ei esiinny ja seinä- ja tukirakenteet kestävät niille tulevat maan- ja vedenpaineet sekä hyötykuormista aiheutuvat maanpaineet.

Tuennan suunnittelussa on otettava huomioon, että riittävä mitoitus lopullisessa tilanteessa ei vielä takaa riittävää mitoituskaikissa työvaiheissa.

Anturan kuorma muodostuu maan, putken ja anturan painosta (vii-
voitettu alue $\gamma=1,8$) sekä maan-
pinnalla olevasta hyötykuormasta,
joka huomioidaan seuraavasti:

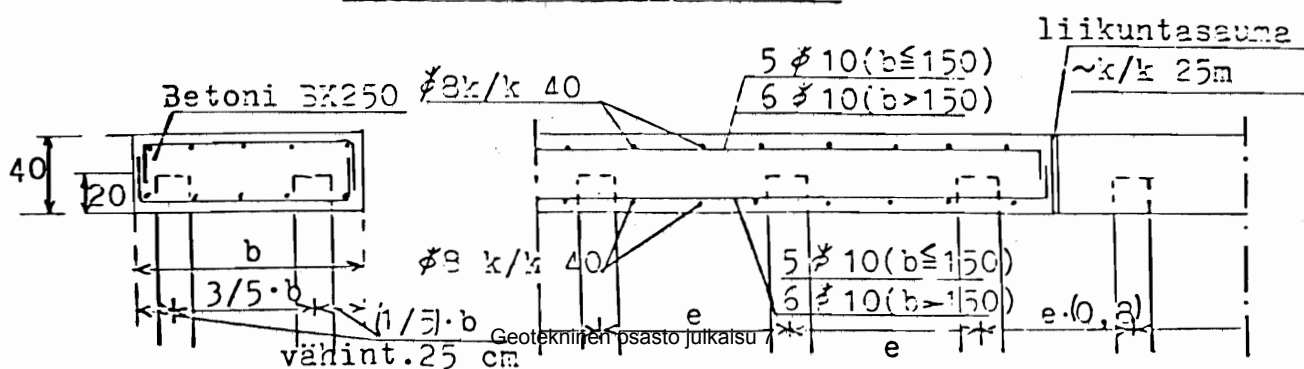
- liikennekuorma: todelliseen syvyyteen (h) lisätään 1m
- muu hyötykuorma: todelliseen syvyyteen lisätään $0,6m/1\frac{t}{m^2}$

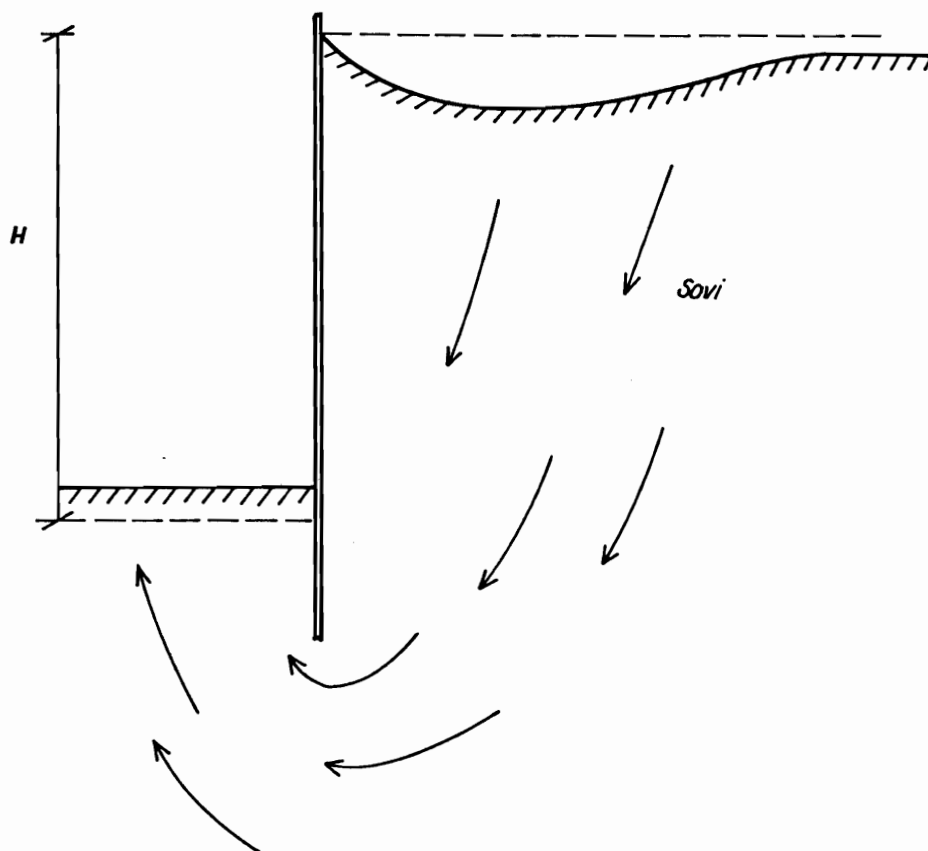


Paalut: latvaläpimitta $\geq \phi 6"$ ($N_{sall}=8,0$ ton)

- Jos paalut ovat jatkettuja, tihennetään paalujakoa 10%:lla
- Jos latvaläpimitta on $\phi 5"$, tihennetään nomogrammin mukaista paalujakoa 30%:lla
- Jos paaluantura on painuvan penkereen sisässä, on paalujakoa tihennettävä vähint. 30%:lla nomogrammin mukaisesta

Anturan raudoitus ($\phi V 40$)

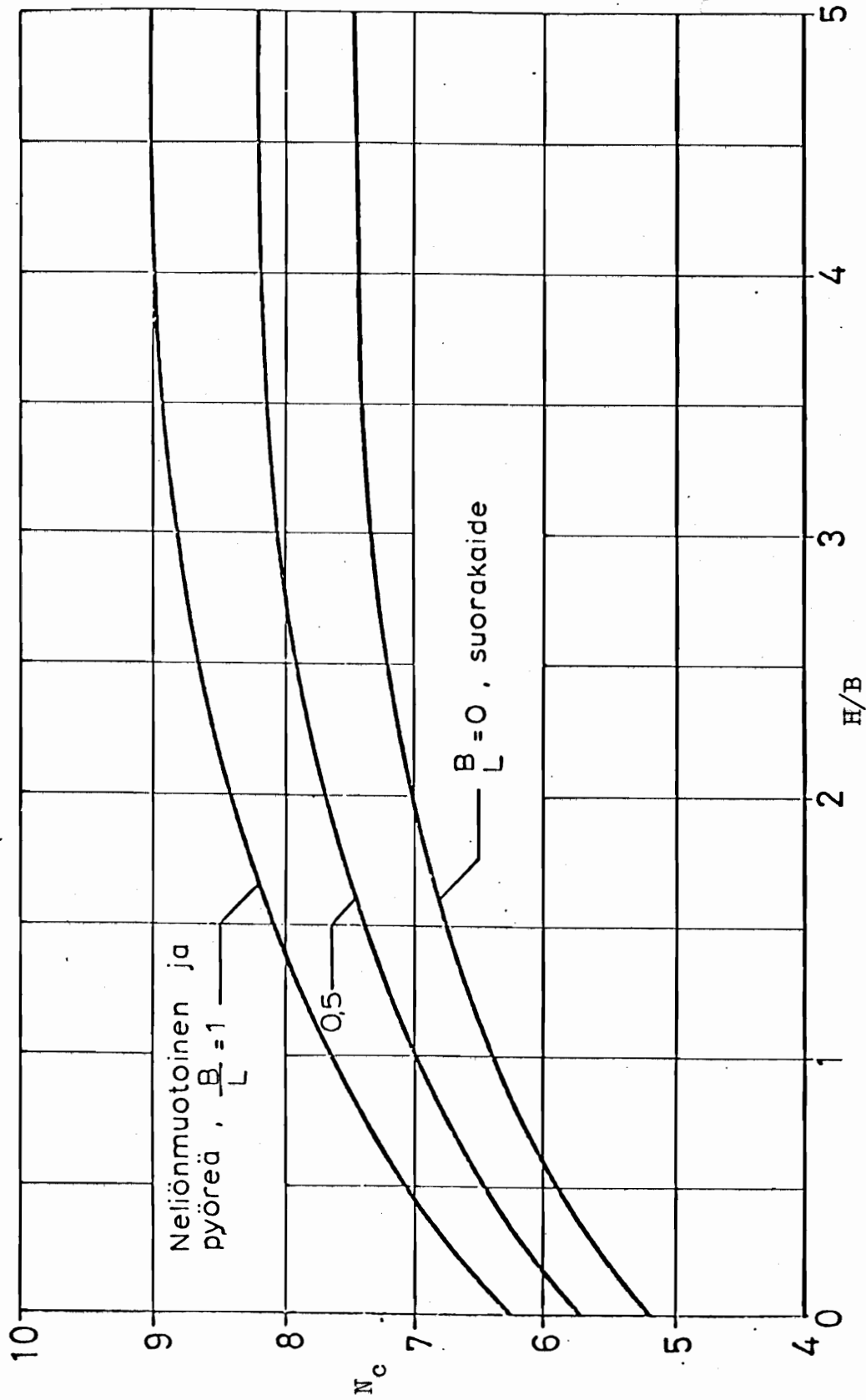


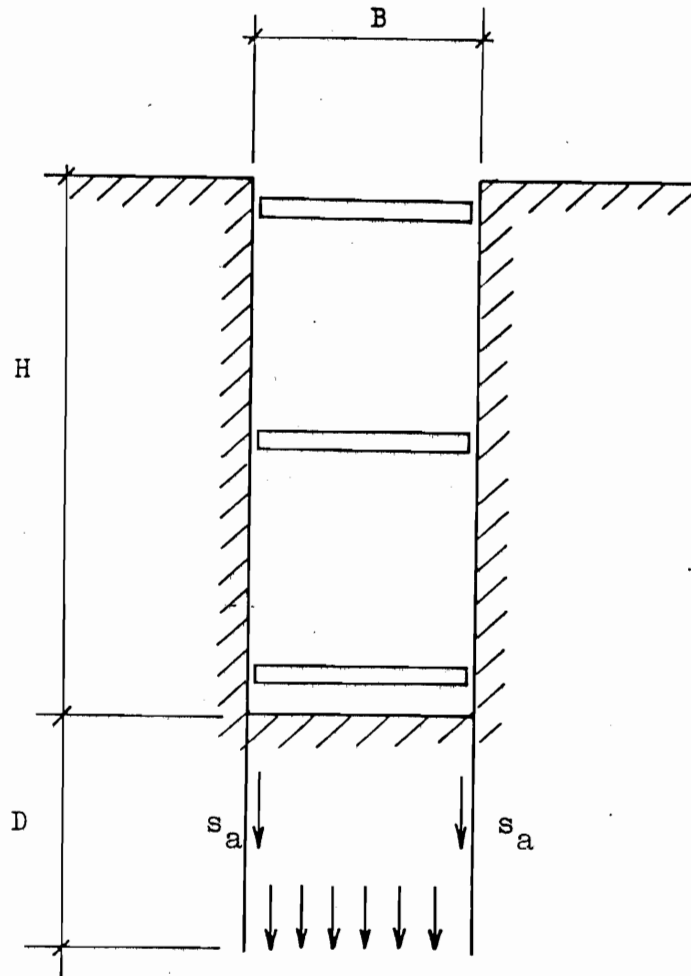


Kuva 12. Kaivannon pohjan nouseminen.



Kuva 13. Kaivannon pohjan noustessa viereinen katu on painunut.
Suutarila Pohjantähdentie.

Kuva 14. Vakavuusluvun N_c määrittäminen.

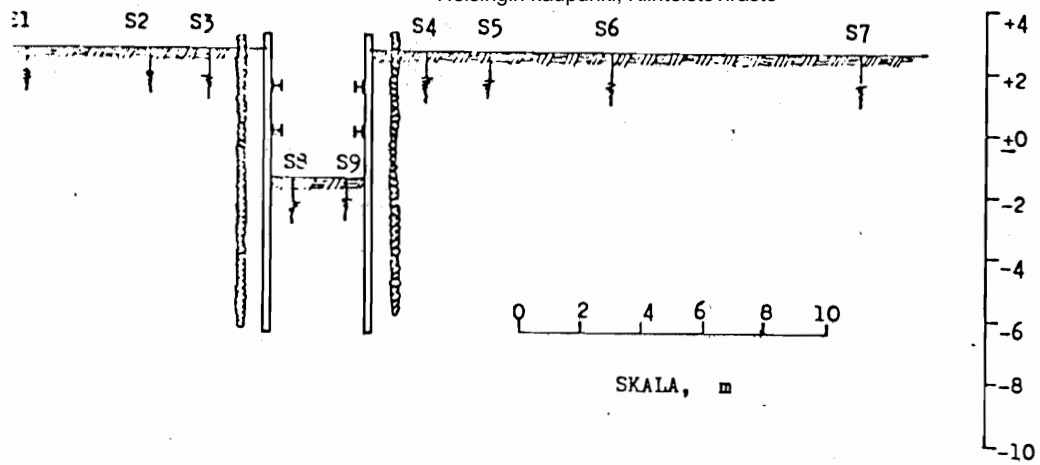


Kuva 15. Kaivannon syvyydeksi käsitetään pontin pituus ($H+D$) ja tukiseiniä välinen maa otetaan vastapainoksi.

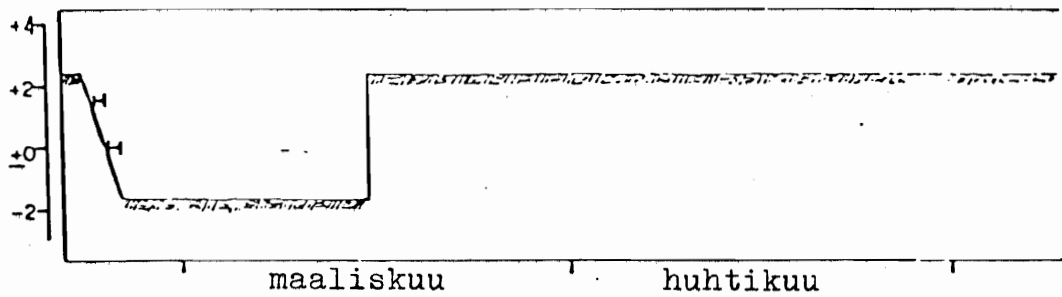
Jos betonipaalut ovat olleet maassa 1 ... 3 kk, voidaan käyttää $s_{at} = 0.8 s_u$ /13/.

Eri lähteet antavat jonkin verran toisistaan poikkeavat ohjeet siitä miltä alueelta leikkauslujuus s_u on määritettävä. Lähteissä 26 ja 28 on esitetty, että pohjan vakavuutta tarkasteltaessa maan leikkauslujuus määritetään vyöhykkeen, joka ulottuu kaivannon leveyden verran tukiseiniä alapään alapuolelle, keskimääräisenä leikkauslujuutena. Rakennustekniikan käsikirjan mukaan leikkauslujuudeksi on valittava saven suljetun tilan leikkauslujuus kaivannon pohjan alapuolella aina syvyyteen $0,7 B+D$ saakka. Lähteen 28 mukaan leikkauslujuus määritetään vyöhykkeestä: $(H+D) \dots (H+D+2/3 B)$.

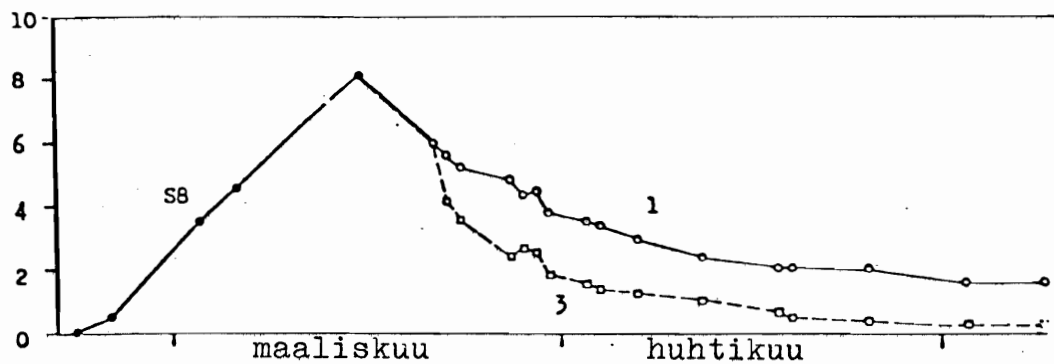
Jos pontin alapään läheisyydessä on maakerros, jonka leikkauslujuus on erityisen pieni on tämä mainittujen lähteiden mukaan otettava laskelmissa huomioon.



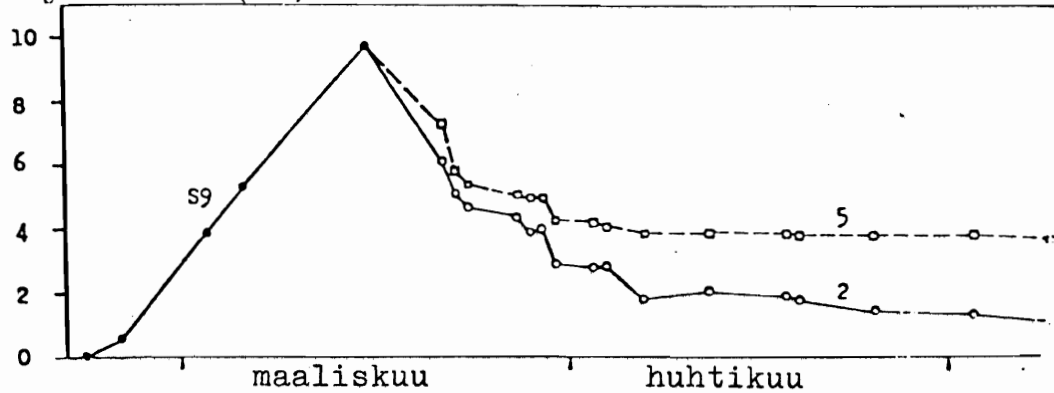
Taso (m)



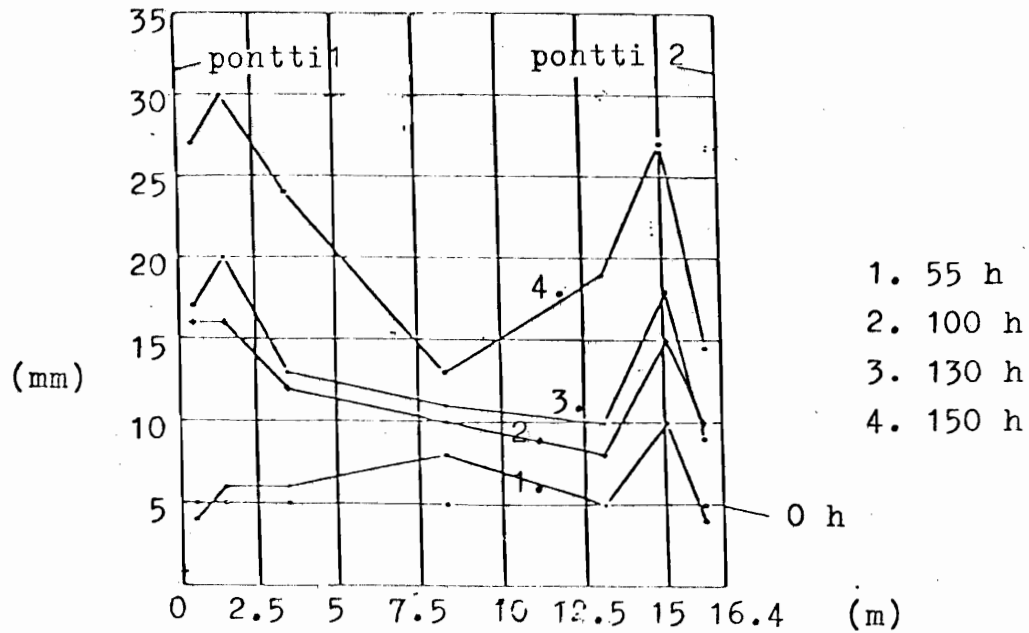
Pohjan nousu (mm)



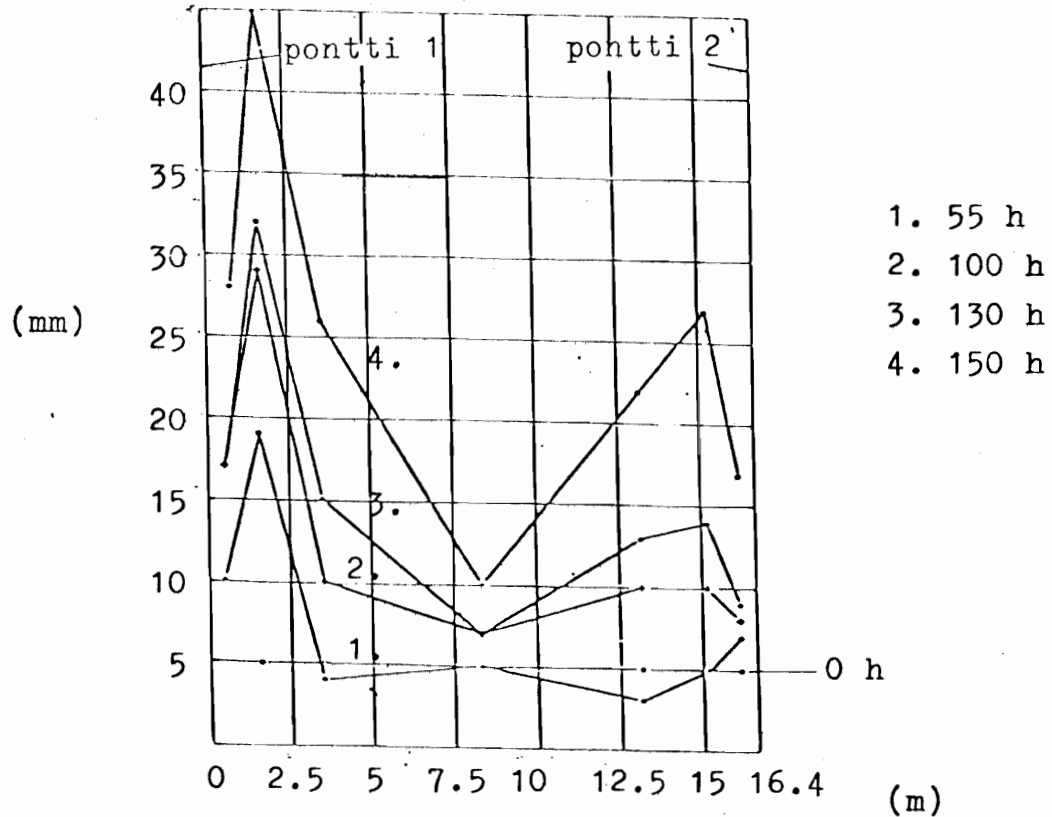
Pohjan nousu (mm)



Kuva 16. Ruotsissa (Tumba) suoritetettujen kaivannon pohjan liikkeiden mittausten tulokset/15/.

pintakuorma 60 kN/m²pintakuorma 20 kN/m²

Mittaus 1.

pintakuorma 80 kN/m²pintakuorma 60 kN/m²

Mittaus 2.

Kuva 17. Espanjassa suoritettujen kaivannon pohjan nousumittauksia/9/.

Paalujen adheesiosta aiheutuva liukuvastus määritetään edellä mainitun suuruisena pituudelta, joka ulottuu kaivannon leveyden verran ponttiseinän alapäätä syvemmälle /5/.

Nykyisessä suunnittelukäytännössä kokonaisvarmuuskertoimia käytettäessä varmuutena pohjan ylösnousua vastaan lopullisessa tilanteessa käytetään $F = 1,3 \dots 1,5$. Magnussonin /15/ mukaan merkittävää pohjan nousua alkaa kaivannon pohjassa tapahtua jo, kun ympyrämuotoisella liukupinnalla laskettu varmuus on $1,7 \dots 2,0$. Lähteen mukaan voi nousunopeus olla jopa noin 30 mm viikossa varmuuskertoimen ollessa $1,2 \dots 1,3$, kuva 16, joten kaivannon pohjan nouseminen on nykyisin usein verraten merkittävää. Espanjassa 16 m leveässä ja 5 m syvässä kaivannossa tehdyt mittaukset /9/ ovat antaneet saman suuruisia tuloksia. Mittausten mukaan pohjan nousu on suurinta noin 1,5 m etäisyydellä pontista ja luonteeltaan plastiset muodonmuutokset ulottuivat noin 4 m etäisyydelle molemmista ponteista, kuva 17. Kapeissa kaivannoissa, $B < 4$ m pohjan nousu lienee suurinta kaivannon keskellä.

On tapauksia, joissa valmiiksi asennettu putkijohto laattoineen on jouduttu purkamaan ja tekemään uudelleen pohjan noustua ja irrotettua laatan paaluista /19/. Ilmeisesti pohjan nouseminen onkin yleinen syy tapahtuneisiin putkijohtojen vaurioitumisiin.

Kaivannon pohjan vakavuutta voidaan parantaa pontin pidentämisellä tai pintakuormituksen pienentämisellä. Pohjan stabiliteetin varmistamiseksi olisi tukiseinä aina, mikäli mahdollista, syytä ulottaa kiinteämpään maakerrokseen.

2.53

Kaivannon pohjan hydraulinen murtumisvaara

Jos koheesiomaassa olevan kaivannon pohjan lähellä on paremmin vettä läpäisevä kitkamaakerros, pohjaveden paineen aiheuttama pohjan hydraulinen murtumisvaara (kuva 18) on tarkistettava kaavalla :

$$\gamma_w h_c = h_s (\gamma - \gamma_w) + 2((s_{at} D + S_u T) f_c + n(h_s U_p / e s_{ap} / f_c)) / B \quad (17)$$

h_s kaivannon pohjan ja vettä läpäisevän maakerroksen korkeusero

h_c pohjaveden ylipainekorkeus kaivannon pohjan yläpuolella

T tukiseinän alareunan ja vettä läpäisevän maakerroksen korkeusero

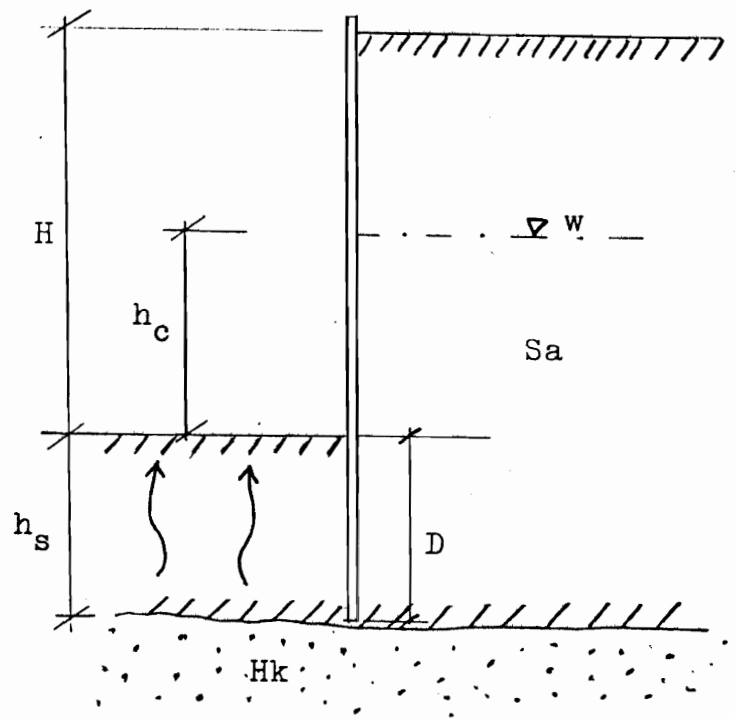
γ_w veden tilavuuspaino (10 kN/m^3)

n rinnakkaisten paalujen lukumäärä

Tukiseinän ja maan sekä paalujen ja maan välinen adheesio otetaan huomioon kuten edellä kohdassa 2.32.

Kokonaisvarmuuskerroinmenetelmää käsiteltäessä varmuus hydraulista murtumista vastaan on oltava vähintään 1,5.

Mikäli pohjan hydraulinen murtumisvaara on olemassa, on pohjavettä alennettava. Pohjaveden alennus suoritetaan savikerroksen alapuolisesta kitkamaakerroksesta. Pohjaveden alentamisesta aiheutuva kuormituksen lisäys ja siitä mahdollisesti aiheutuvat ympäristöhaitat on otettava huomioon. Mikäli hydraulista murtumisvaaraa ei ole, voidaan pohjaveden alennus suorittaa suoraan kaivannosta pumppaamalla.



Kuva 18. Kaivannon pohjan hydraulinen murtumisvaara.

2.54

Tukiseinän kuormitukset

Tukiseinälle tulee kuormitusta maan- ja vedenpaineesta sekä mahdollisista hyötykuormista. Koheesiomaissa ei vedenpainetta tarvitse erikseen huomioida, kun maan tilavuuspainona käytetään niin sanottua märkätilavuuspainoa.

Eri maissa on kehitetty useita analyyttisiä ja puoliempiirisiä menetelmiä tukiseinään kohdistuvan maanpaineen suuruuden ja jakautumisen määrittämiseksi koheesiomaissa. Aikaisemmin otaksuttiin yleisesti, että kaivantojen tukiseiniä vastaan vaikuttava maanpaine olisi määrättävissä Coulombin menettelytavan mukaan, jolloin se kasvaisi suoraviivaisesti syvyyden funktiona. Japanissa, Norjassa ja Yhdysvalloissa suoritettujen maanpainemittausten mukaan (kuvat 19-21) maanpaine todellisuudessa ei suinkaan jakaudu kolmion muotoisesti, vaan maanpaineen maksimi-arvot esiintyvät tukiseinän keskikohdalla /6/, /3/.

Esimerkiksi yksinkertaisessa ympyräliukupintaan perustuvassa tapauksessa (kuva 22) aktiivipaineen resultantti P_A voidaan määrittää analyyttisesti muodostamalla kuvaan 20 merkittyjen voimien projektioyhtälö. Saadaan:

$$P_A = (\gamma H^2/3 - \theta/\sin^2 \theta c H - c_a H/\tan \theta) / (1-n_a) \quad (18)$$

Usein maanpaineen resultantti pyritään ilmaisemaan hydraustaattisen paineen avulla muodossa

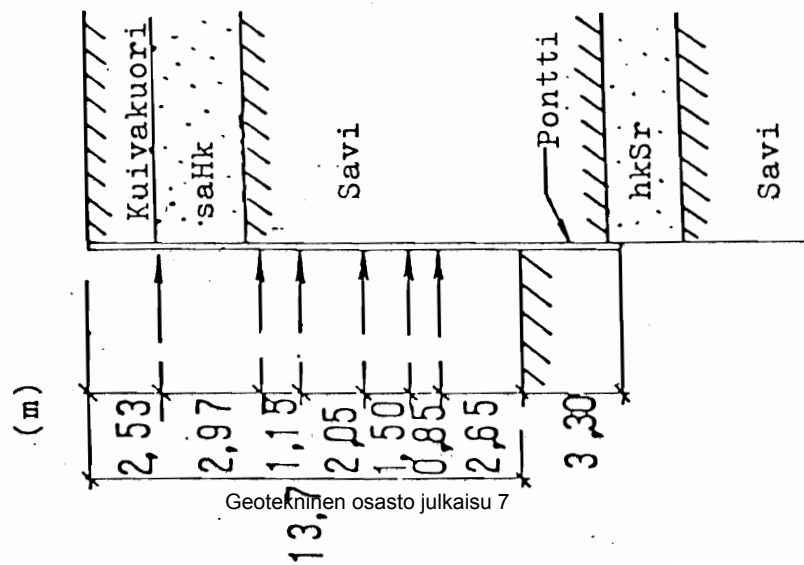
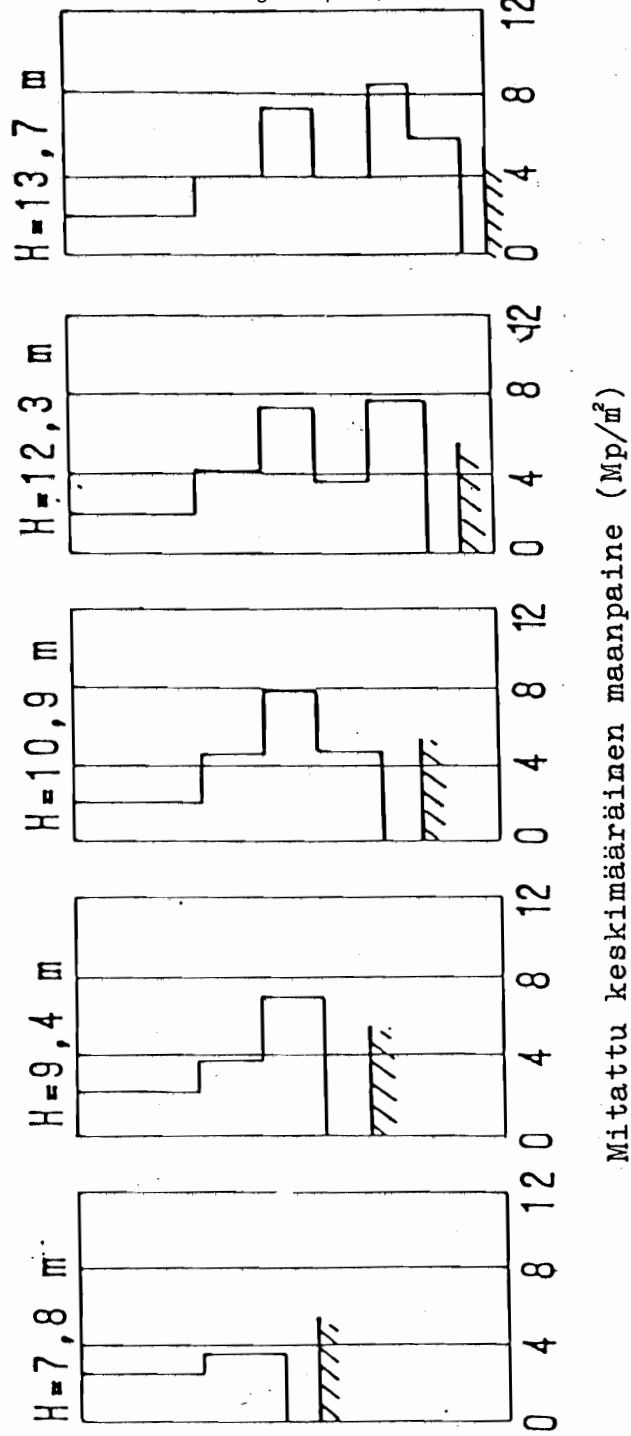
$$P_A = K_A \frac{1}{2} \gamma H^2, \text{ jolloin :}$$

$$K_A = (2/3 - 1/2 (\theta/\sin^2 \theta + 1/\tan \theta c_a/c + 4c/\gamma)) / (1-n_a) \quad (19)$$

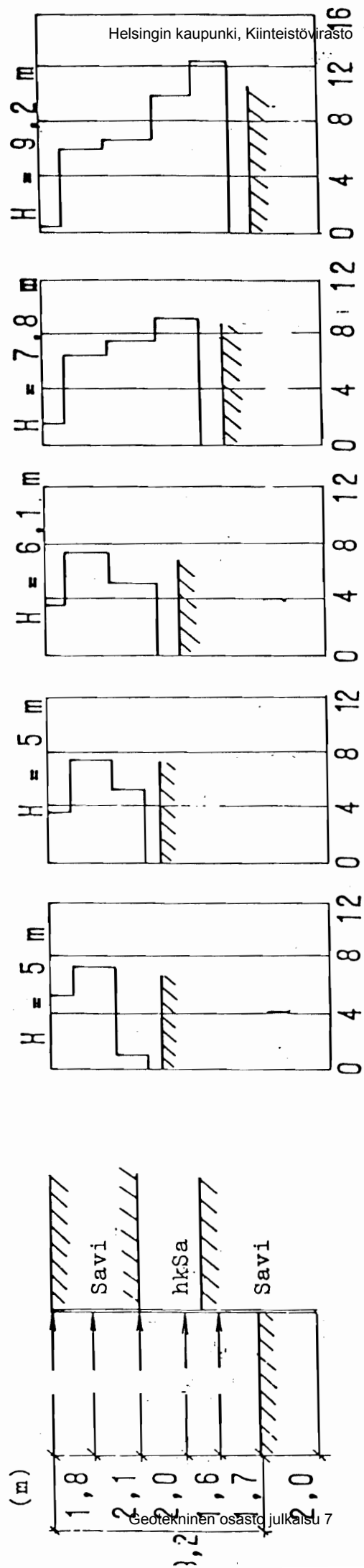
K_A :n maksiarvo saadaan derivoimalla (kaava 19) ja asettamalla tulos = 0. K_A saa maksimi-arvon, kun $2\theta/\tan \theta = 1 - c_a/c$, mikä johtaa seuraavaan K_A :n lausekkeeseen: /4/

$$K_A = 1 - 4 c/\gamma H \sqrt{1+c_a/c} \quad (20)$$

Samaan tulokseen päästään myös tasoliukupinnalla. Lausekkeet tulevat tällöin vain jokin verran hankalimmiksi.



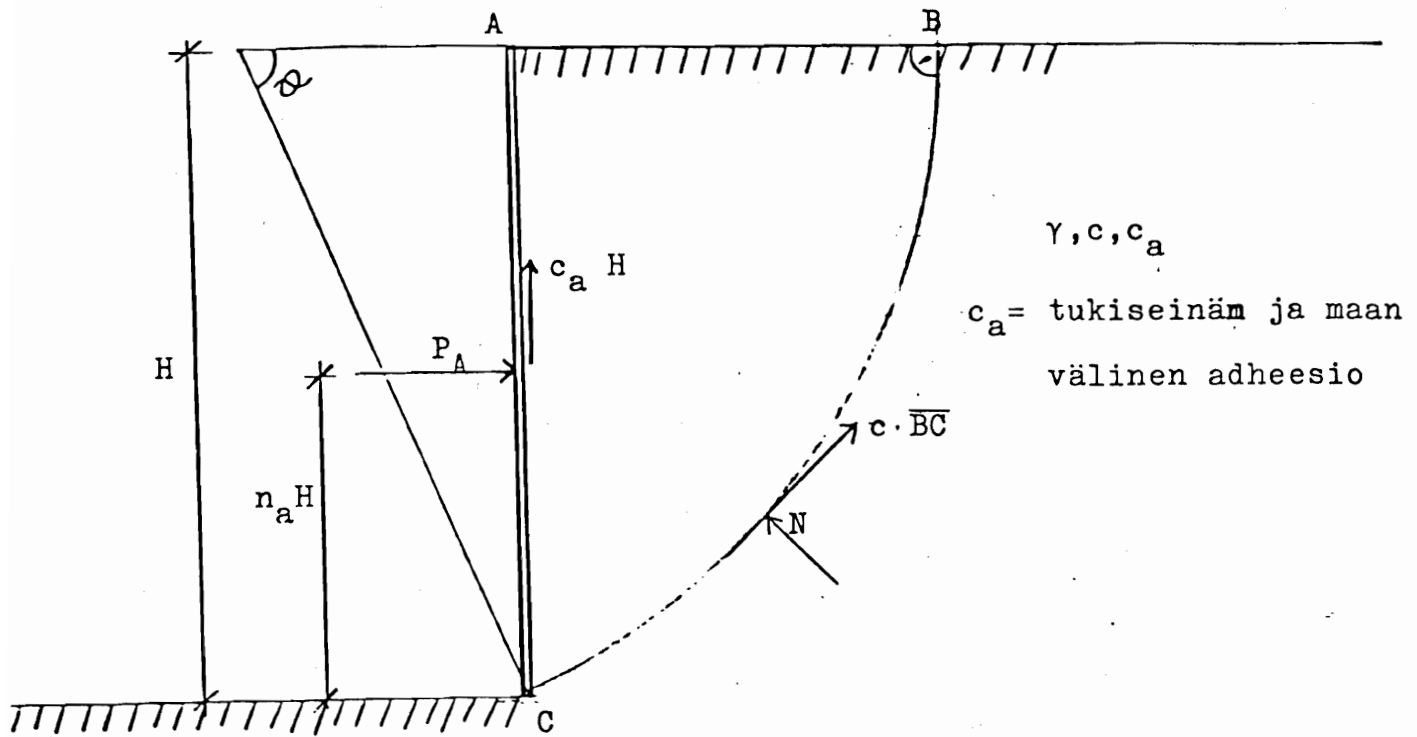
Kuva 19. Maanpainemittaus. Tokio 1960. /3/



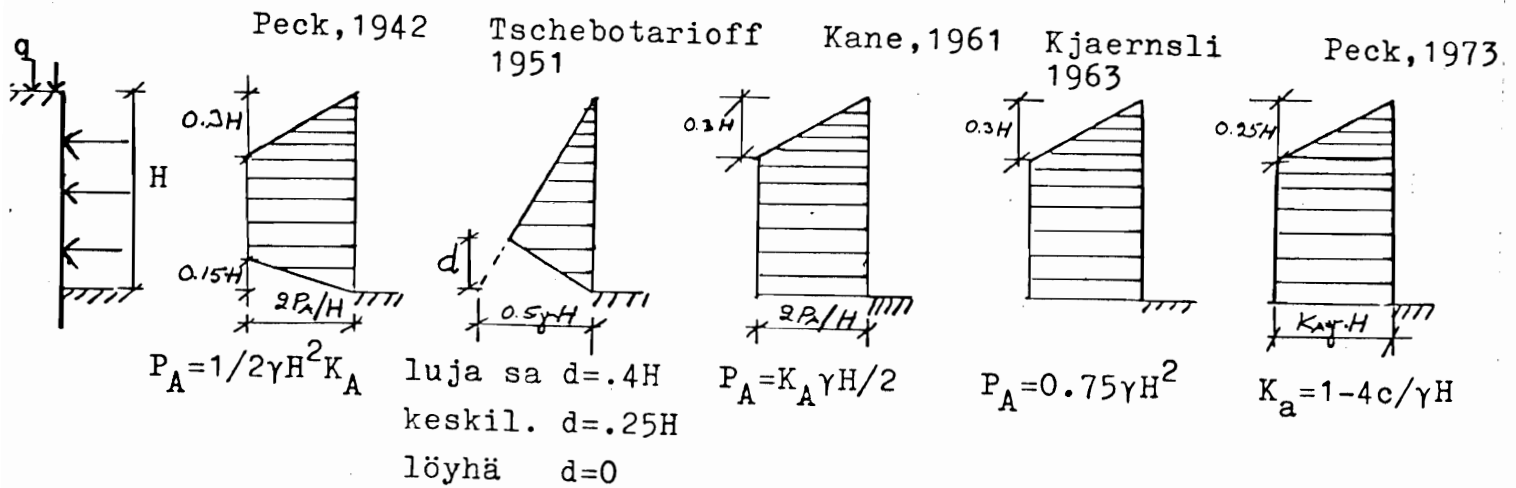
Mitattu keskimääräinen maanpaine (Mp/m^2).



Kuva 21. Maanpainemittaus. Chicago 1943. /3/



Kuva 22. Stabilitateettianalyysi koheesiomaassa ympyränmuotoisella liukupinnalla.



Kuva 23. Maanpaineen määrittystapoja koheesiomaassa.

Useimmat maanpaineen määrittäystavat perustuvat kuitenkin Rankinen plastisuusteoreettiseen menetelmään, jossa oletetaan, että koko liukupinnan ja tukiseinän rajoittama maamassa on plastisessa tilassa. Rankinen menetelmässä ei oteta ollenkaan huomioon maamassan ja tukirakenteiden kosketuspinnassa mahdollisesti esiintyvää adheesiota. Tällöin K_A saa seuraavan yksinkertaisen muodon:

$$K_A = 1 - 4c/\gamma H \quad (21)$$

Kuvassa 23 on esitettyinä eräitä yleisimmin tunnettuja usealta tasolta tuettuun tukiseinään kohdistuvan maanpaineen suuruuden ja jakautumisen määrittäystapoja koheesiomaassa.

Kaivutason alapuolisen maanpaineen suuruutta ja jakautumista on tutkittu hyvin vähän. Aikaisemmissa menetelmissä se yleensä kapeissa kaivannoissa otaksuttiin nolllaksi. Tässä yhteydessä rajoitutaan käsittelemään vain Suomessa käytössä olevia kaivannon pohjan alapuolisen maanpaineen laskentatapoja.

Suomessa yleisesti käytetyt tukiseinään kohdistuvan maanpaineen laskentamenetelmät eroavat jonkin verran kuvassa 23 esitetyistä ulkomaisista menetelmistä. Pohjarakennus käsikirjan /18/ mukaan voidaan koheesiomaassa maanpaine laskea kuvan 24 mukaisesti. Aktiivinen kokonaispaine lasketaan kussakin kaivuvaiheessa kaavasta:

$$P_a = 1/2 \gamma H^2 - 2 s_u/f_c H + q \cdot f_q \cdot H \quad (22)$$

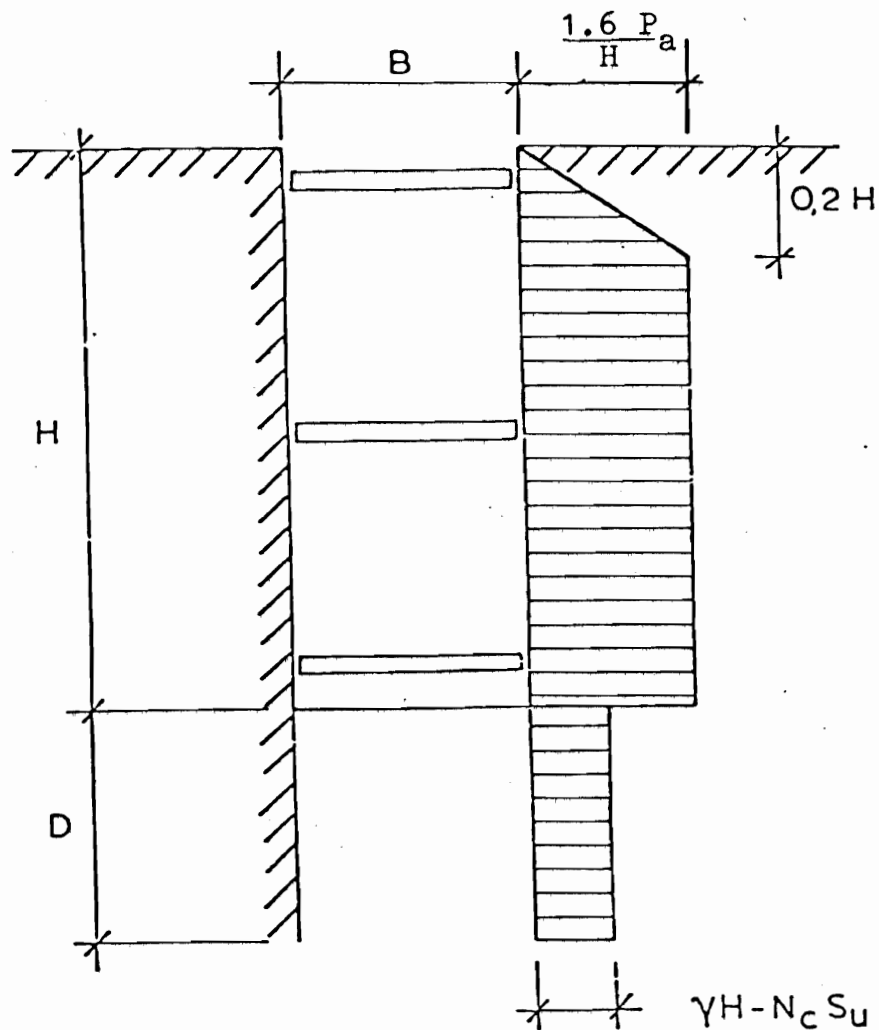
Kaivutason alapuolella vaikuttava maanpaine lasetaan kaavasta:

$$P_d = \gamma H - N_c \cdot s_u/f_c + q \cdot f_q \quad (23)$$

N_c = vakavuusluku (kuva 14)

Huomattavasti raskaampaan mitoitukseen johtaa lähteessä 26 esitetty kaivutason alapuolisen maanpaineen määrittäystapa, jonka mukaan maanpaine P_d lasetaan pontin löyntisyvyydestä riippuen toisella seuraavista kaavoista:

$$\begin{aligned} D \leq B/1+\alpha_a : P_d &= \gamma H + q f_q - 4\sqrt{1+\alpha_a} s_u/f_c \\ D > B/1+\alpha_a : P_d &= \gamma H + q f_q - 2s_u/f_c (\alpha_a z/B + \\ &\quad \sqrt{1+\alpha_a} + 1/\sqrt{1+\alpha_a}) \end{aligned} \quad (24)$$



Kuva 24. Pohjarakennus käsikirjassa esitetty maanpaineen laskentatapa (ilman pintakuormaa).

s_{at} = tukiseinän ja maan välinen adheesio

$$\alpha_a = s_{at}/s_u$$

z = tarkastelussyvyys kaivannon pohjasta.

Jos tukiseinän lyöntisyvyys D kaivutason alapuolella on pienempi kuin $B/\sqrt{2}$, lasketaan tukiseinän jatkeelle, välille $B \dots B/\sqrt{2}$, tuleva maanpaine p , lähteen /12/ mukaan otaksunalla, että $B = 1$. Tämä maanpaineen resultantti ΔP_1 , siirretään tasaiseksi paineeksi tukiseinän alareunasta lähtien ylöspäin korkeudelle B saakka.

Esimerkkinä mitoitussuureiden suuruuseroista, joihin eri menetelmien käyttö johtaa, tarkastellaan kaivantoa, jonka syvyys on 4 m ja leveys 3 m. Kaivanto tehdään homogeeniseen saveen, jonka leikkauslujuus on 10 kN/m^2 ja tilavuuspaino 15 kN/m^3 . Pontin pituus on 6 m ja pintakuorman 10 kN/m^2 .

$$P_a = 1/2 \gamma H^2 - 2s_u H + qH = 1/2 \cdot 15 \cdot 4^2 - 2 \cdot 10 \cdot 4 + 10 \cdot 4 = 80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = \frac{1,6}{H} P_a = \frac{1,6 \cdot 80}{4} = 32 \text{ kN/m}^2$$

A. Kaavalla 23 saadaan:

$$P_d = 4 \cdot 15 - \frac{7,0 \times 10}{1,4} + 10 \cdot 1,3 = \underline{3 \text{ kN/m}}$$

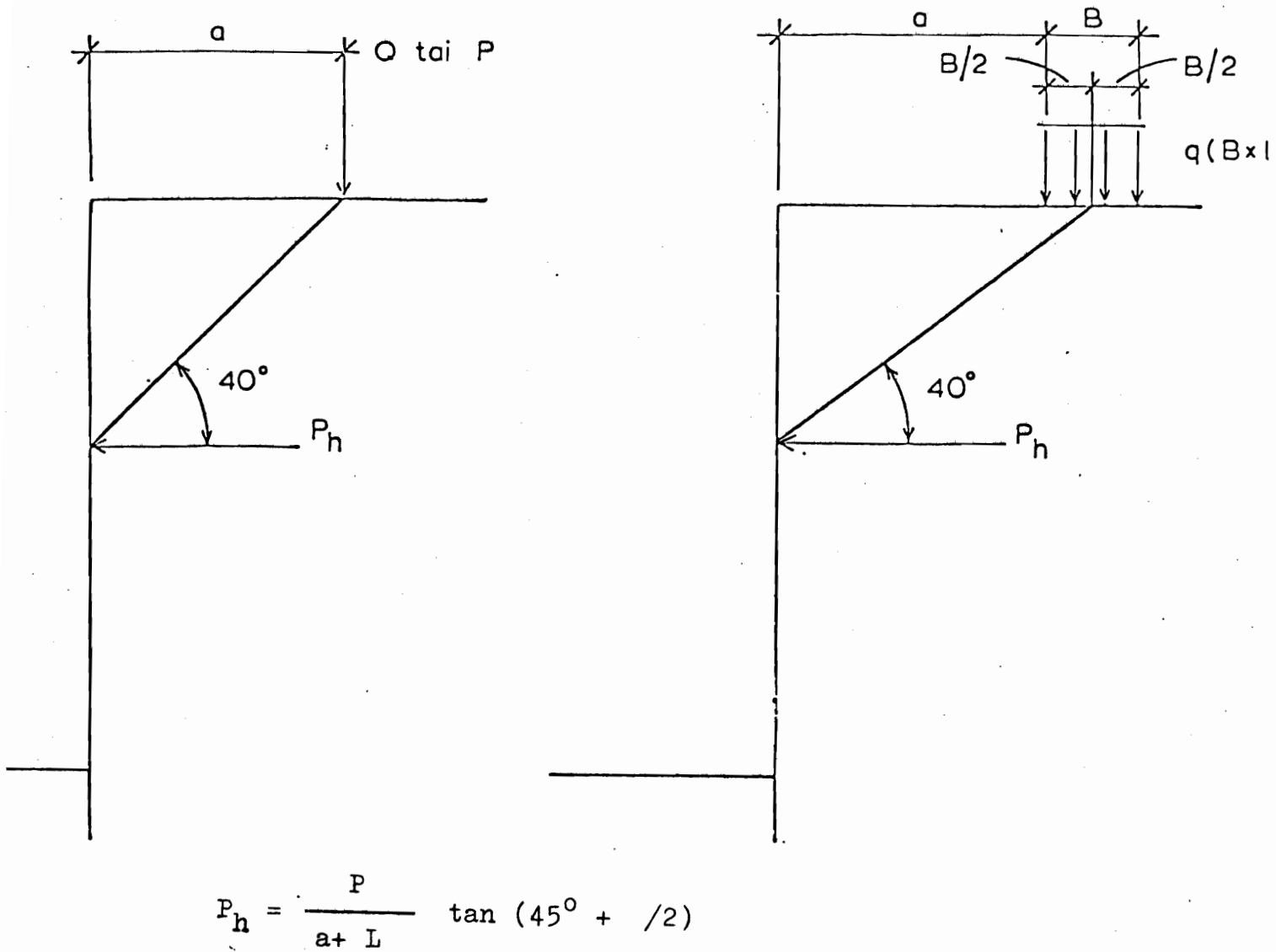
B. Kaavalla 24 saadaan:

$$P_d = 4 \times 15 - 4 \sqrt{1+0,5} \cdot 10 + 10 = \underline{21 \text{ kN/m}}$$

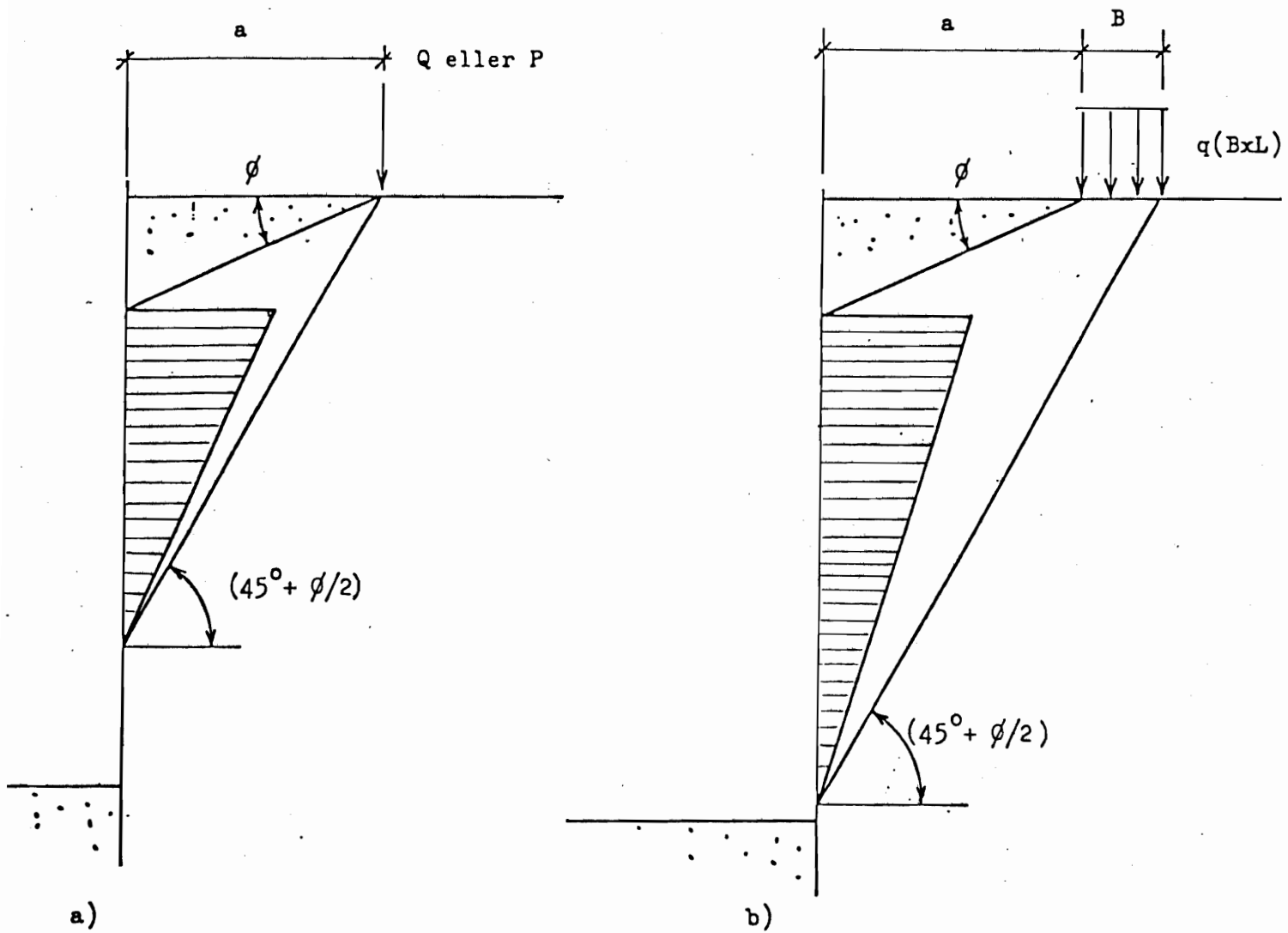
Maksimimomentiksi 2-tukisessa tapauksessa tukien optimisijoituksella saadaan menetelmällä A noin 20 kN/m ja menetelmällä B noin 42 kN/m .

Piste- ja nauhakuormasta tukiseinälle aiheutuva maanpaine voidaan laskea esimerkiksi lähteen 26 (kuva 25 a) tai lähteen 14 (kuva 25 b) mukaan.

Edellä mainitut maanpaineen määrittystavat olettavat, että tukiseinä on alapäättä lukuunottamatta koko pituudeltaan koheesiomaassa. Hyvin vähän tutkittu kysymys on, miten maaperässä oleva kitkamaavälikerros vaikuttaa maanpaineeseen. Nykyisessä rutiinis suunnittelussa oletetaan yleensä kitkamaakerroksen tilalla olevan koheesiomaakerros, jolla on samat lujuusparametrit kuin sitä ympäröivillä koheesiomaakerroksilla. Toisaalta edellä mainittu oletus johtanee yleensä varmemmalla puolella olevaan ratkaisuun.



Kuva 25 a. Piste- tai nauhakuormasta aiheutuva maanpaineen lisäys /26/.



Kuva 25 b. Larssen Handbuchin mukainen a) pistekuorman tai b) nauha-
kuorman aiheuttaman maanpaineen huomointimenetelmä.

2.55

Tukirakenteiden mitoitus

Yleisimmin käytetty tukiseinämateriaali syvissä putkijohtokaivannoissa on teräs. Teräksen tulee olla vähintään laatua Fe 37 B. Sallittua taivutusmomenttia ja nurjahdusta tarkasteltaessa voidaan käyttää myötörajana arvoa 220 MN/m^2 . /20/ Osavarmuuskertoimena voidaan käyttää arvoa 1.35, harvinaisissa kuorimitustapauksissa arvoa 1.2.

Käytettäessä teräsuraseiniä ei niitä ponttien alasyönnin ja noston helpottamiseksi lyödä "puntiin." Kun vierekkäiset pontit lisäksi lyödään samoin päin, ponttiseinän vastusmomentti W on teoreettisesti tarkasteltuna tällöin vain noin 30 % punttiin lyödyn seinän vastusmomentista, jona muun muassa lukkojen ruostumisen ja kitkan takia voidaan käyttää valmistajan taulukkoarvoa.

Tukiseinärakenteisiin käytettävän rakennepuutavaran tulee täyttää vähintään Puurakenteiden normien /20/ lujuusluokan T 300/III laatuvaatimukset. Myötörajana voidaan käyttää $9,9 \text{ MN/m}^2$ ja osavarmuuskertoimena tilapäisen rakenteen kerrointa 1,3. Aikaisemmin käytössä ollut puutavaraa uudelleen käytettäessä on mitoitusjännitys puutavaran laadusta riippuen 60 ... 80 % käyttämättömän puutavaran mitoitusjännityksistä.

Tukiseinän mitoituskäytäntö on useissa lähteissä pyritty saamaan mahdollisimman yksinkertaiseksi, käsinlaskentaan sopivaksi. Tämän takia esimerkiksi lähteiden /26/ ja /3/ mukaan seinälankkuihin otaksutaan nivelet alinta ja ylintä juoksua lukuunottamatta. Teräslankkuja käytettäessä voidaan lankkujen jatkuvuus ottaa jossain määrin huomioon laskemalla taivutusmomentti, ulokkeita lukuunottamatta, seuraavasta yksinkertaisesta kaavasta:

$$M = 0.1 q l^2 \quad (25)$$

M = lankun taivutusmomentti

q = lankun tasainen kuorma

l = tukien välinen etäisyys k/k

Kaavan käyttö ei kuitenkaan aina ole kovin suositeltavaa, koska sitä sovellettaessa oletetaan, että juoksujen jatkokset on sijoitettu vaakatuken välisen keskiöetäisyyden kolmannespisteisiin, jolloin maksimituki- ja aukkomentit ovat yhtäsuuret.

Tukiseinän mitoitus tarkistetaan kaavalla:

$$M_{\text{mit}} = \sigma_{\text{mit}} W \geq M \quad (26)$$

Juoksut on pyrittävä sijoittamaan siten, että suurin taivutusmomentti on seinän kaikissa osissa likimain yhtäsuuri.

Juoksujen mitoitus tarkistetaan myös kaavalla 25. Tuet on pyrittävä sijoittamaan niin, että vaakajuoksujen jännevälit ovat reunakenttiä lukuunottamatta yhtäsuuret ja juoksujen päiden etäisyys reunimmasta vaakatuesta on 1/3 jännevälistä. Juoksujen max-momentti lasketaan normaalisti jatkuvana palkkina esimerkiksi lähteen /13/ mukaan. Käytännön syyt määräävät juoksun maksimipituudeksi 6 ... 8 m, jolloin yhden juoksun osalle tulee 2-3 välitukea.

Poikkituet mitoitetetaan nurjahdukselle. Puurakenteiden normien /20/ tai Teräsrakenteiden suunnitteluohjeiden /27/ mukaan otaksutaan, että normaalivoiman epäkeskisyys on 1/4 pienimmästä sivumitasta.

Mitoitus suoritetaan, paitsi lopputilanteessa, vastaavalla tavalla myös muissa kaivuvaiheissa.

2.6

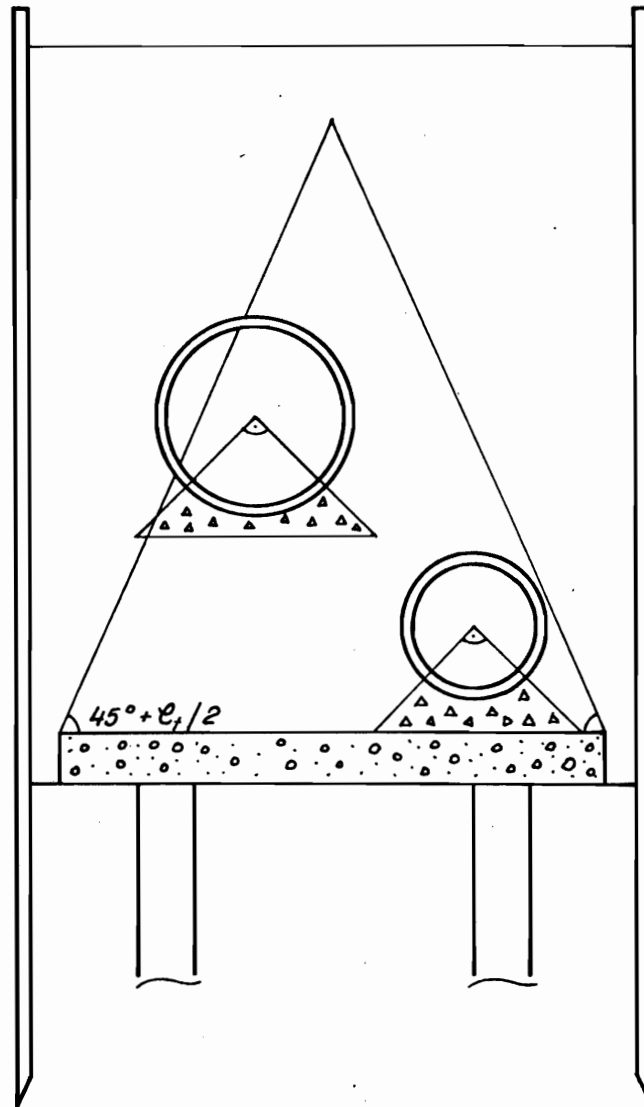
Putkijohtojen mitoitus

Putkijohto on osa putkirakennetta, johon kuuluvat itse putken lisäksi muun muassa ympärystäytö, kaivanto ja perustusrakenteet. Tämän takia putkijohtoja mitoittaessa on tärkeätä ottaa huomioon, että muutos jossain putkirakenteen osatekijässä vaikuttaa yleensä myös muille rakenneosille asetettaviin vaatimuksiin.

Nykyisen suunnittelukäytännön mukaan pyritään kaikki kaivantoon eri tasoille tulevat putket sijoittamaan saman laatan päälle. Laatan on oltava niin leveä, että kaikkien kaivannossa olevien putkien alaneljannes mahtuu tasakylkisen kolmion, jonka kantana on laatta ja kantakulmina $45 + \varphi_t/2$, sisään (kuva 26). Tällöin saavutetaan se etu, että myös ylempänä sijaitsevat putket saadaan lähes painumattomiksi.

Betoniputket tuetaan sivusuunnassa vähintään alimman neljänneskaaren leveydeltä joko sepelillä tai tukivalulla betonilaattaan. Sepelin käyttö edellyttää täytön huolellista tiivistämistä putken sivuilta. Tukitäyttö tehdään kivettömästä kitkamaasta vähintään 0,3 m putken laen yläpuolelle/2/. Betonista tukivalua

käytettäessä on tukitäyttö tarpeeton, jos kaivannossa ei ole betonilla tuetun putken lisäksi muita putkia.



Kuva 26. Putkien sijoittaminen laatalle.

Putkille tulee kuormitusta täytemaakuormasta, täyte-
maan painumisesta aiheutuvasta hankausvoimasta ja
mahdollisista pinta- ja pistekuormista. Kuormitus on
yleensä sitä suurempi, mitä jäykemmästä materiaalis-
ta putki on valmistettu ja mitä painumattommalla
perustalla putki on.

Betoniputkinormissa /2/ esitetyt putkien kuormituk-
sen laskentamenetelmät eivät sovellu kovin hyvin paa-
lutetuille putkijohdoille. Paalutettujen putkijohto-

jen kuormitus lasketaan tavallisesti vastaavasti kuin laatan ja paalujen kuormitus, olettaen kuormituksen jakautuneen tasan putken laen korkeudella. Kuormituksesta oletetaan kohdistuvan putkelle Betoniputkinormien mukaan putken yläneljänneksen rajoittama osa. Kaavoissa esiintyvällä termillä D tarkoitetaan putken kuormitusta laskettaessa putken ulkohalkaisijaa.

Putken ja maan muodonmuutosten vaikutus kuormitukseen voidaan likimääräisesti määrittää myös kimmoteorian avulla. Jos oletetaan, että putki on asennettu kimmoisen materiaalin sisään ja putkimateriaalin kimmomoduli on huomattavasti suurempi kuin ympärillä olevan maan kimmomoduli (esimerkiksi betoniputki), putkeen kohdistuva kokonaiskuorma voidaan laskea seuraavan kimmoteoriaan perustuvan kaavan mukaan /12/:

$$Q = 5/3 D \cdot p \quad (27)$$

p = tasainen täyttemaakuorma putken laen tasolla

Kimmoteoriaan perustuvien kaavojen käyttöä rajoittaa se, että maa ei yleensä ole kimmoista materiaalia. Pienillä peitesyvyyksillä ($H < 2$ m), kun jännitykset putken ympärillä olevassa maamassassa eivät ole yleensä lähellä murtorajaa, ja muodonmuutokset täten pieniä, kaavan 26 mukaan lasketut kuormituksen arvot ovat lähes samoja kuin saadaan pengervaikutuksen mukaan laskettuna /12/.

Putken mitoitus voidaan tarkistaa esimerkiksi Betoniputkinormien /2/ mukaan, kun tunnetaan putken kuormitus ja halkaisija.

3.

KENTTÄMITTAUKSET

3.1

Mittausten tarkoitus

Tukiseinän kaivannon pohjan yläpuoliselta osuudelta on kaivantojen usealta tasolta tuettuihin tukiseiniin kohdistuvan maanpaineen suuruutta ja jakautumista tutkittu varsin paljon sekä kitka- että koheesiomaassa (vrt. kohta 2.54). Viimeisimpien tutkimusten mukaan aktiivisen maanpaineen on havaittu olevan likimäärin kuvan 24 mukainen. Sen sijaan kaivannon pohjan alapuolisen maanpaineen jakautumista hienorakeisessa maassa on tutkittu hyvin vähän. Kuitenkin sen suuruus vaikuttaa ratkaisevasti tukirakenteiden mitoittamiseen kuten kohdassa 2.54 on esitetty. Tietävästi ainoa tutkimuskohde on ollut Oslon metrotöyrymaalla Vaterlandissa, kuva 27 /17/. Kuvan mukaan maanpaine kaivannon pohjan alapuolella on ollut varsin huomattava. Oslon tuloksia ei voitane kuitenkaan sellaisenaan soveltaa putkikaivannon mitoittamiseen, koska siellä tukiseinä oli alapäästään kiinni kalliossa ja kaivanto oli leveä.

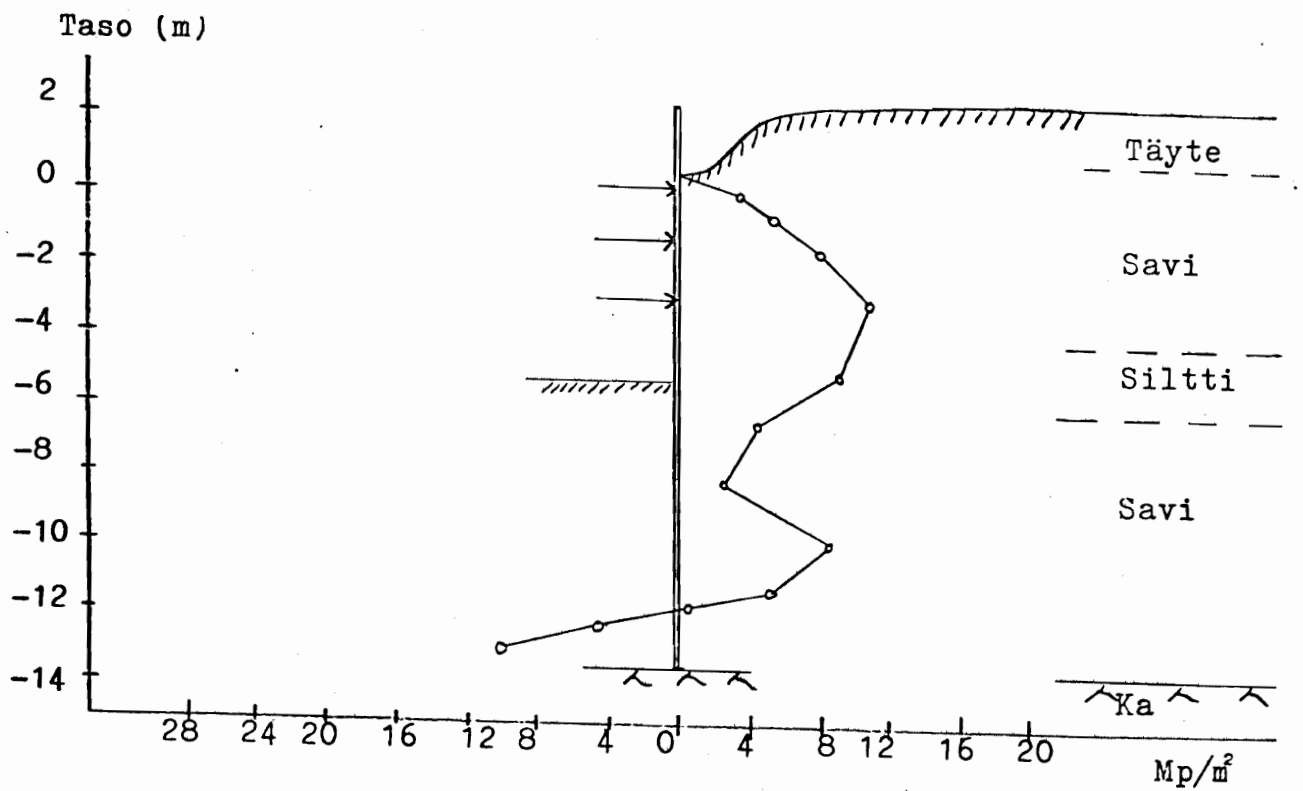
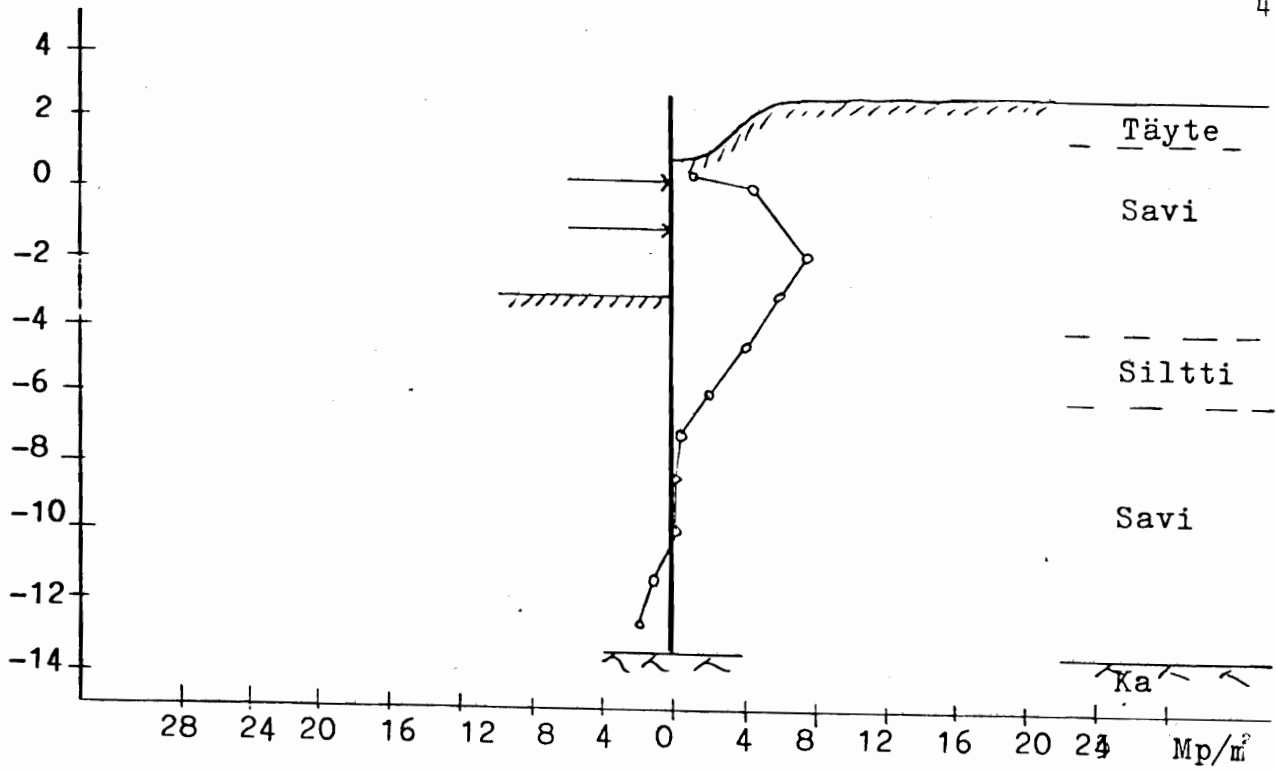
On myös esitetty näkemyksiä, että nykyinen suunnittelukäytäntö johtaa liian raskaaseen mitoittamiseen. Edellä mainituista syistä päätettiin tutkia, mikä kohdassa 2.54 esitetyistä maanpaineen laskentamenetelmistä antaa lähempänä todellista maanpaineekuormaa olevan tuloksen ja onko syytä käyttää jopa niistä poikkeavaa maanpaineen laskentatapaa.

Tukirakenteet mitoitetaan niin, että ne kestävät niille tulevan maanpaineekuorman halutulla varmuudella. Tukirakenteiden mitoituksen tarkistamiseksi haluttiin mitata myös niiden jännitykset, jotta voidaan verrata kokeellisesti laskettuja ja todellisia tukiseinän voimasuureita ja tukivoimia.

3.2

Mittauskohteet

Mittaukset suoritettiin elo-syyskuussa 1976 kahdessa Helsingin kaupungin alueelle rakennettavassa viemärikaivannossa. Toinen mittauskohde oli Kauppakartanonkadun viemäri Itäkeskuksessa (kuva 28) ja toinen Poh-



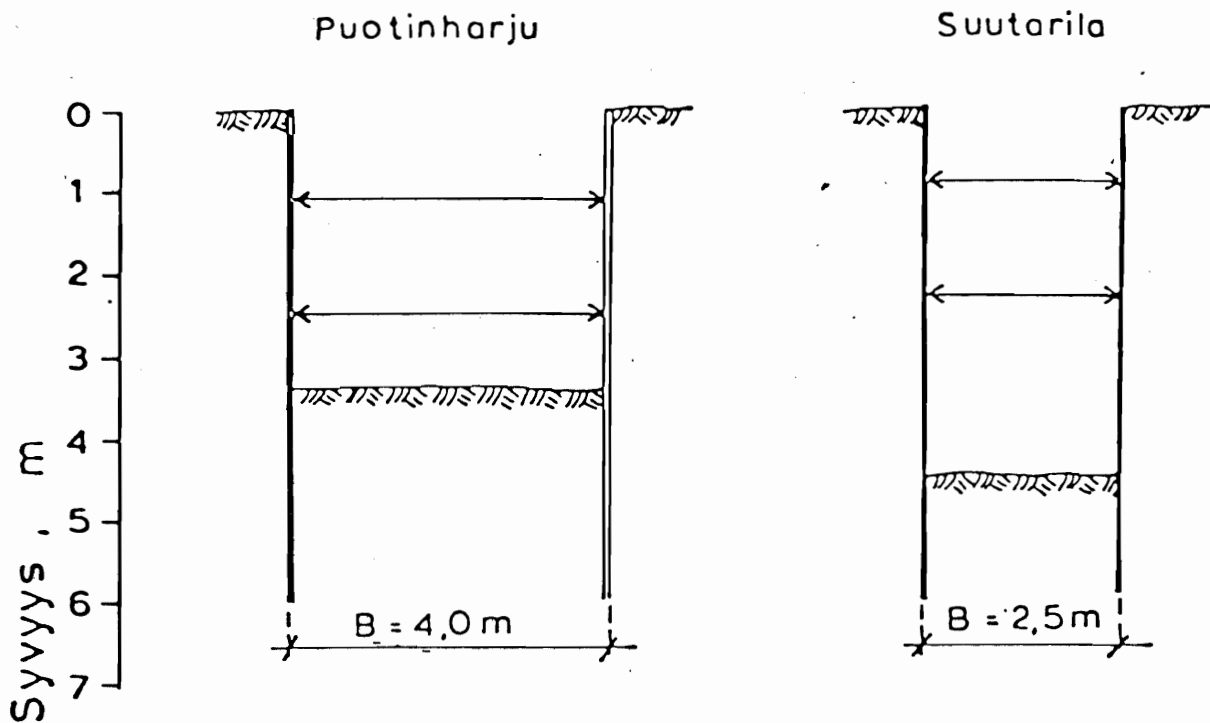
Kuva 27. Maanpaineen mittaustuloksia Oslon metrotyömaalla Vaterlandissa.



Kuva 28. Kauppakartanonkadun (Itäkeskus) mittauskohde.



Kuva 29. Pohjantähdentien (Suutarila) mittauskohde.



Kuva 30. Mittauskohteiden tuentakaaviot (1:100).

	Yksikkö	Puotinharju	Suutarila
<u>Kaivannon dimensiot:</u>			
- syvyys H	m	3.4	4.5
- leveys B	m	4.0	2.5
- leveys/pituus	-	~ 0	0.2
- lyöntisyvyys D	m	2.6	1.2
<u>Tukirakenteet:</u>			
- pontti	-	KD VI	KD VI
- juoksut	-	He 220 B	He 160 B
- poikkituet	.	- " -	He 160 B/puu
<u>Putken perustamis-</u> <u>tapa:</u>			
- paalut		betoni	betoni
- paaluväli	m	3.0	2.9
- arina		betoni	betoni

Taulukko 1. Yhteenvedo tutkimuskohteista.

3.3

Pohjatutkimukset

Katurakennusosaston viemärin suunnitteluvaiheessa suorittamien painokairausten lisäksi tehtiin mitauskohteissa täydentäviä pohjatutkimuksia. Molemissa kohteissa tehtiin painokairaus yhdessä pisteessä. Saven leikkauslujuuden määrittämiseksi suoritettiin kohteissa siipikairaukset. Lisäksi otettiin näytteet laboratoriotutkimuksia varten. Kaivutyön mahdollisesti aiheuttaman kaivannon pohjan alapuolisen saven häiriintymisen mittaamiseksi tehtiin kaivannon pohjasta siipikairaukset vielä kanaalin kaivun jälkeen.

Pohjatutkimusten tulokset on esitetty liitteenä olevissa leikkaus- ja karttapiirustuksissa Not 1677.201 ja 1677.202.

Molemmat mittauspaikat sijaitsivat tasaisilla savi-alueilla. Itäkeskuksessa maanpinnan korkeustaso mitauskohdassa on +3,8 ja Suutarilassa +14,3.

Kauppakartanonkadulla ylimpänä on humuskerros ja noin 1 m paksuinen kuivakuorikerros. Sen alapuolella on savikerros, jonka paksuus on 10 m ja joka ulottuu tasoon -7,0. Saven leikkauslujuus on 8...10 kN/m, keskimääräinen tilavuuspaino 16 kN/m³ ja keskimääräinen vesipitoisuus 70 %. Savikerroksen alapuolella on silttikerros, jonka paksuus on 6,5 m. Silttikerroksen alla, kallion päällä on 2,5 m paksuinen hiekkakerros.

Pohjantähdentiellä Suutarilassa on mittauskohdassa ylimpänä 1,5 m paksuinen kuivakuorikerros. Sen alapuolella on savikerros, jonka paksuus on 6,0 m ja joka ulottuu mittauskohdassa tasoon +7,0. Välillä +11.00 ... +12.50 saven leikkauslujuus on noin 11 kN/m², tilavuuspaino 15 kN/m³ ja vesipitoisuus 100 %. Välillä +7.00 ... +11.00 leikkauslujuus on 16 kN/m², tilavuuspaino 17 kN/m³ ja vesipitoisuus 70 %. Savikerroksen alapuolella on ohut, 1,5 m silttikerros. Silttikerroksen alla, kallion päällä on tiivis kivinen hiekkamoreenikerros.

Kaivannon pohjasta tehdyillä siipikairauksilla saatiin Itäkeskuksessa saven leikkauslujuudeksi välillä -4 ... -5 keskimäärin 10 kN/m² ja Suutarilassa välillä +7.00 ... +9.50 keskimäärin 13 kN/m². Itäkeskuksessa ei siis leikkauslujuuden pienentymistä kaivutyön johdosta ollut tapahtunut, mutta sen sijaan Suutarilassa oli leikkauslujuus pienentynyt noin 20 %.

Pohjavedenpinta oli Itäkeskuksessa mittauspaikalla tasolla +2,3 ja Suutarilassa tasolla +12,4.

3.4

Mittaukset

3.41

Maanpainemittaukset

Maanpaine mitattiin ponttien alaosaan sekä aktiivi- että passiivipainepuolille kiinnitettyjen hydraulisesti toimivien maanpaineantureiden avulla. Itäkeskuksessa oli 3 maanpaineselliä sekä aktiivi- että passiivipuolella. Suutarilassa oli 3 selliä aktiivipuolella ja 2 selliä passiivipuolella. Kuvista 31, 32 b ja 33 b ilmenee instrumentointi ja anturoiden sijainti mittaponteissa. Maanpaineen suuruuden vertailulukema saatiin selleihin letkuilla yhdistetyn nestepumpun mittarista. Käytetty Götzl nestepumppu on kuvassa 34. Vallitseva todellinen maanpaine saadaan vähentämällä vertailulukemasta alkulukema ja lisäämällä siihen mittaustason ja mittarin korkeuserosta riippuva korjauslukema. Maanpainemittalaitteilla saavutettava tarkkuus on $\pm 2 \text{ kN/m}^2$.

3.42

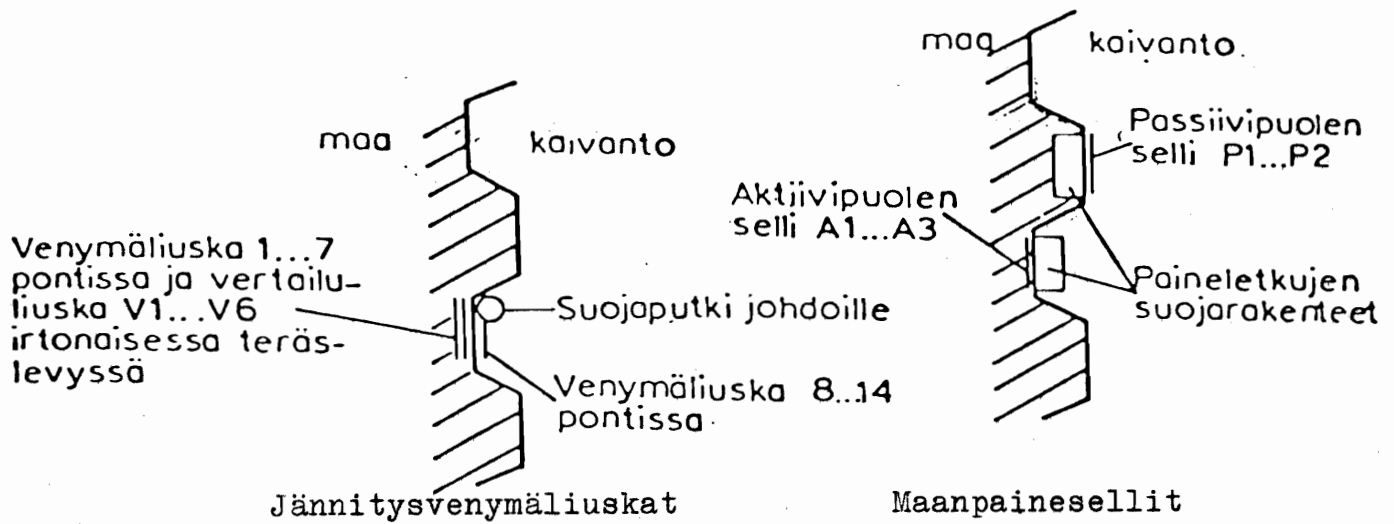
Jännitysmittaukset

Tukiseinän jännitykset mitattiin pontteihin eri koruksille liimatuista jännitysvenymäliuskojen (strain gage) avulla. Jännitysvenymäliuskoja oli Itäkeskuksen kohteessa kahdessa pontissa 7 kpl kussakin ja Suutarilassa 6 kpl yhdessä pontissa. Käytännön syistä venymäliuskat asennettiin eri pontteihin kuin maanpaineanturit. Venymäliuskojen sijainti pontteissa on esitettyinä kuvissa 32 a ja 33 a. Jännitysmittauksissa käytetyt pontit koekuormitettiin VTT:n Rakenneiden mekaniikan laboratoriossa. Koekuormitusten perusteella voidaan tulosten tulkinnessa käyttää ponttien kimmokertoimen arvoa $2,1 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$, jolloin tulosten tarkkuus on $\pm 10 \%$.

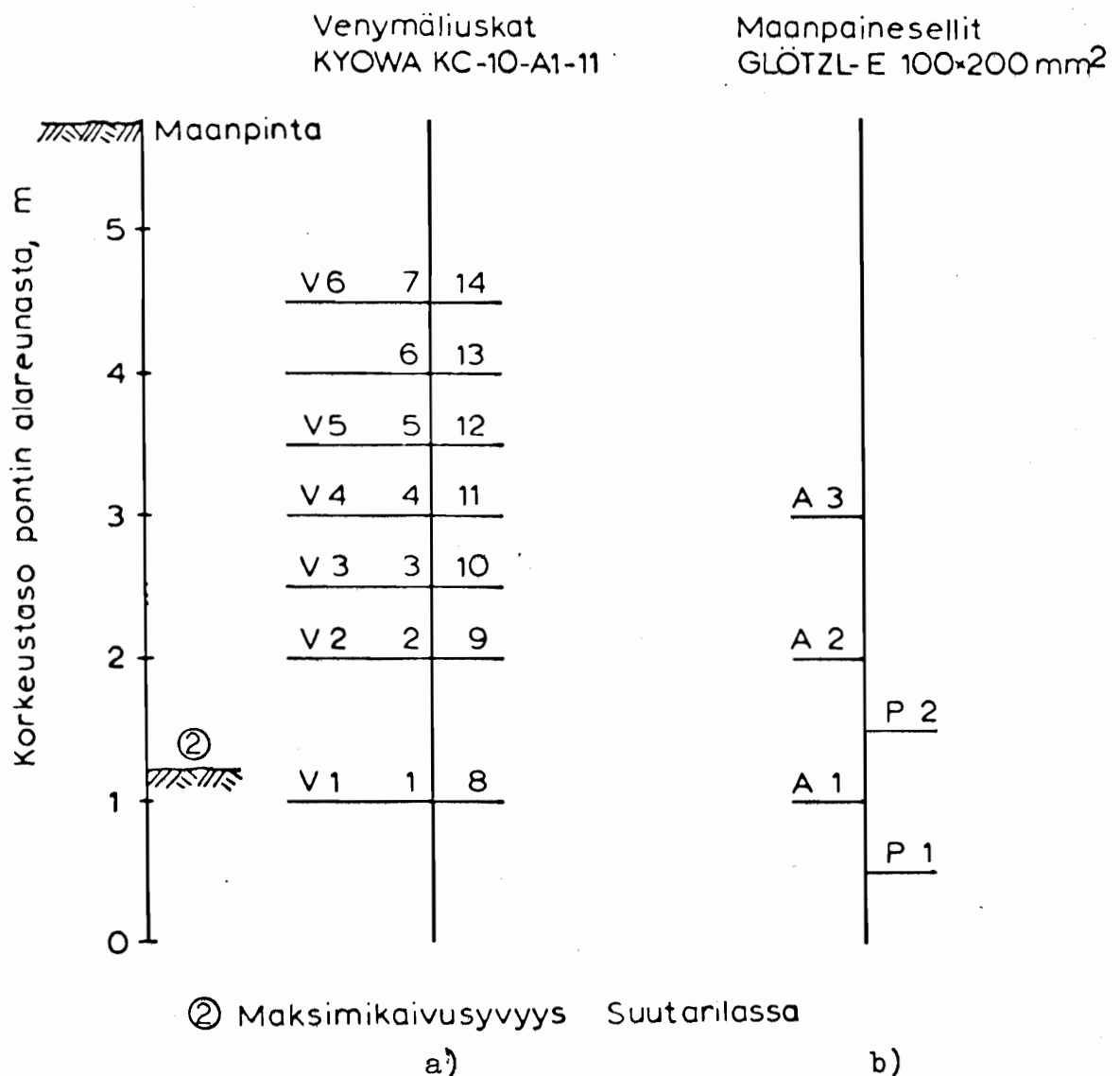
Tukivoimien mittaamiseksi liimattiin myös välitukiin venymäliuskat. Liuskat sijoitettiin tuen keskelle palkin uuman molemmille puolille palkkia.

Lämpötilamuutoksista aiheutuvan virheen eliminoimiseksi asennettiin jokaisen venymäliuskan viereen myös vertailuliuska, jota ei liimattu kiinni pontteihin eikä palkkeihin. Venymäliuskoissa jännitysten vaihdellussa tapahtuvat sähkövastuksen muutokset mitattiin ja rekisteröitiin kuvassa 35 näkyvällä 40 kanavaisella mittalaitteella.

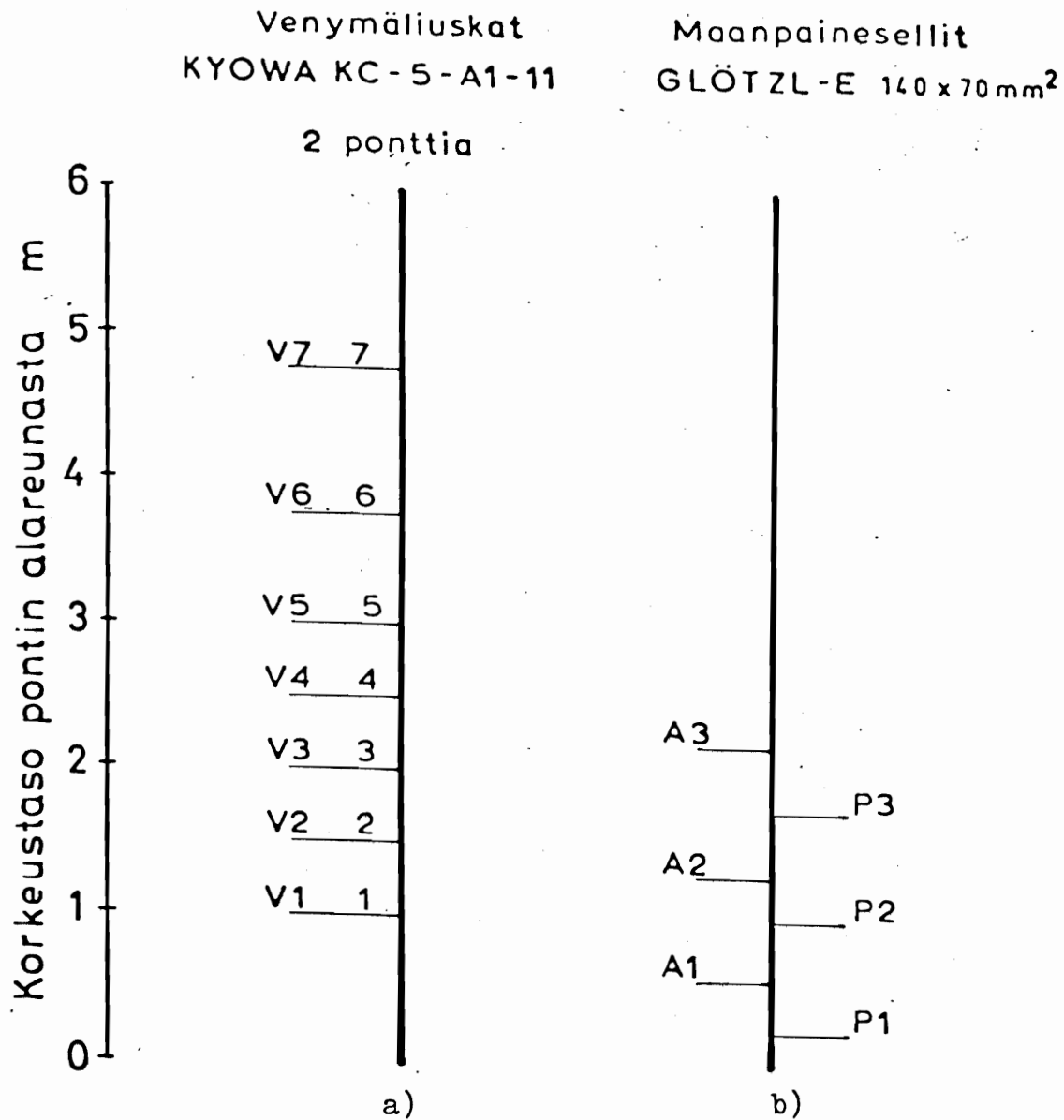
Sellit "upotettu" ponttiin tehtyihin reikiin siten, että ulkopinnat ovat samassa tasossa.



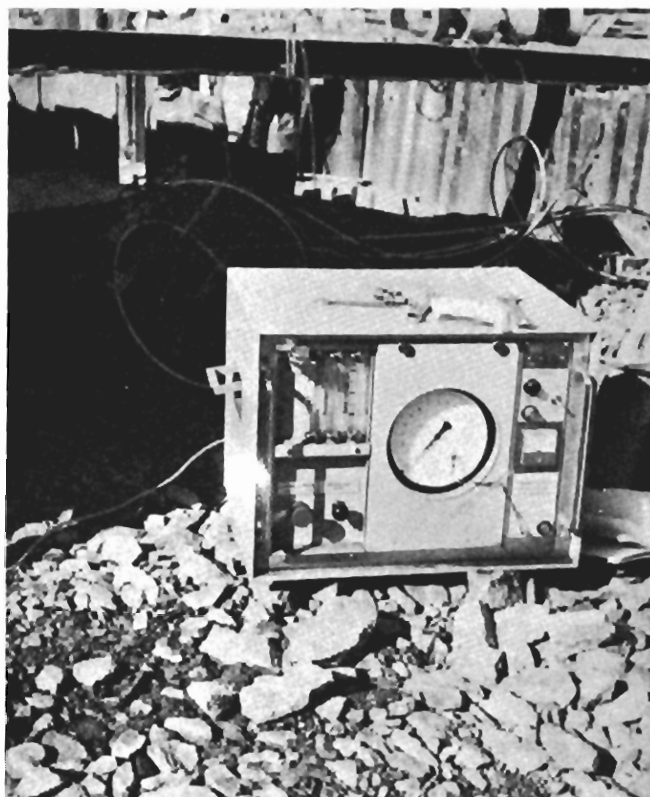
Kuva 31. Instrumentointi.



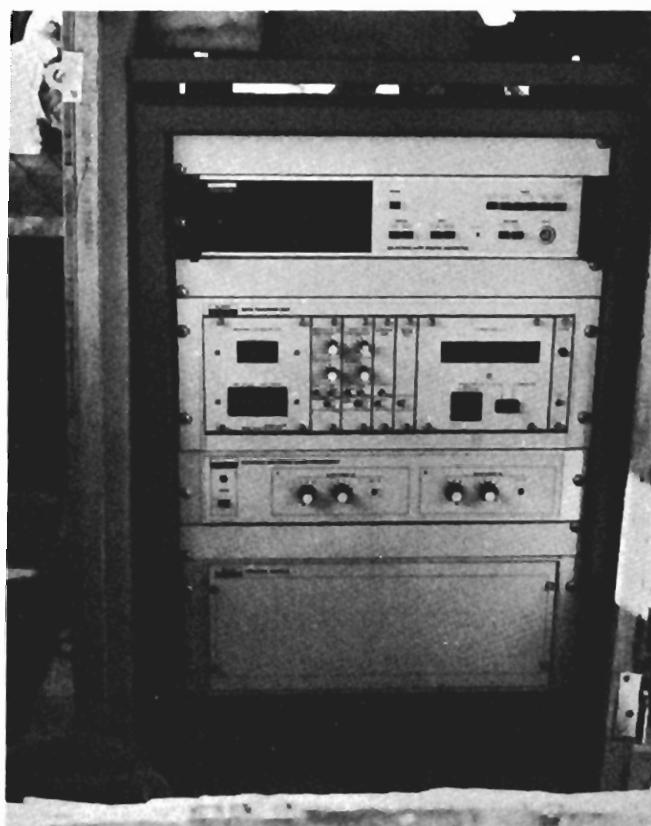
Kuva 32. Mittausinstrumenttien sijainti mittaponteissa, a) venymäliuskat, b) maanpainesellit. Suutarila.



Kuva 33. Mittausinstrumenttien sijainti mittaponteissa,
a) venymäliuskat, b) maanpainesellit, Itäkeskus.



Kuva 34. Maanpainemittauksissa käytetty mittalaite (Glötzl).



Kuva 35. Jännitysvenymämittausten mitta- ja rekisteröintilaitte.

3.43

Mittausvaiheet

Mittaukset suoritettiin seuraavissa työjärjestyksen mukaisissa työvaiheissa:

Itäkeskus:

1. 1,2 m alkukaivu tehty. Pontit painettu maahan ja ylin tukitaso asennettu.
2. Kaivu ulotettu 2,7 m syvyyteen.
3. Toinen tukitaso asennettu.
4. Loppukaivu 3,4 m syvyyteen suoritettu.
5. Noin 0,3 m sepelikerros tehty pohjalle.
6. Ohut työbetonilaatta valettu pohjalle.
7. Alin tukitaso poistettu.

Suutarila:

1. Alkukaivu 2,3 m syvyyteen tehty ja pontit painettu maahan. Tukitasot asennettu.
2. Kaivettu 4,5 m syvyyteen ja sepelikerros pohjalle tehty.
3. Täyttö tasoon -2,4 tehty.
4. Alatuki poistettu.

Jokaisessa työvaiheessa suoritettiin yksi tai useampia mittauskertoja työvaiheen kestosta riippuen. Itäkeskuksessa viemärikaivanto tehtiin huomattavasti pittemmissä osissa kerrallaan kuin Suutarilassa, joten siellä mittauskertoja tuli enemmän ja työvaihejako on hienojakoisempi kuin Suutarilassa, jossa viemäri tehtiin hyvin lyhyissä osissa. Suutarilan kohteessa mittausvaiheiden lukumäärää vähensi myös huomattavan syvä alkukaivu, jonka mahdollisti kuivakuoren paksuus ja suhteellisen suuri saven leikkauslujuus.

4.
KOETULOKSET
4.1
Maanpaine

Kuvissa 36 a ... 36 f on esitetty Itäkeskuksen kohteen maanpaineen mittaustuloksia. Aivan pontin alaosassa maanpaine on ollut selvästi passiivipuolella. Tämä on ilmeisesti johtunut siitä, että kuormitus on taivuttanut pontin alapäätä ja tällöin on aktiivipaine pienentynyt ja passiivipaine kasvanut. Kuvassa 37 on verrattu mitattuja ja Pohjarakennus käsikirjassa esitetyllä menetelmällä (menet.1) sekä lähteen /26/ menetelmällä (menet.2) saatuja maanpaineita kaksitus- kisisa työvaiheissa. Ilmeisesti edellä mainitusta syystä paineen jakautuma ei ole kummankaan mitoitus- menetelmän mukainen. Maanpaineen suuruus lopullisessa kaivuvaiheessa (vaihe 4) on aivan kaivannon pohjan alapuolella lähellä menetelmällä 1 laskettua maanpaineen suuruutta. Maanpaineen kehittyminen lopullisessa kaivussyvyydessä (-3,1 m) on esitetty kuvassa 38. Kuvan mukaan maanpaine lievästi kasvaa ajan funktiona.

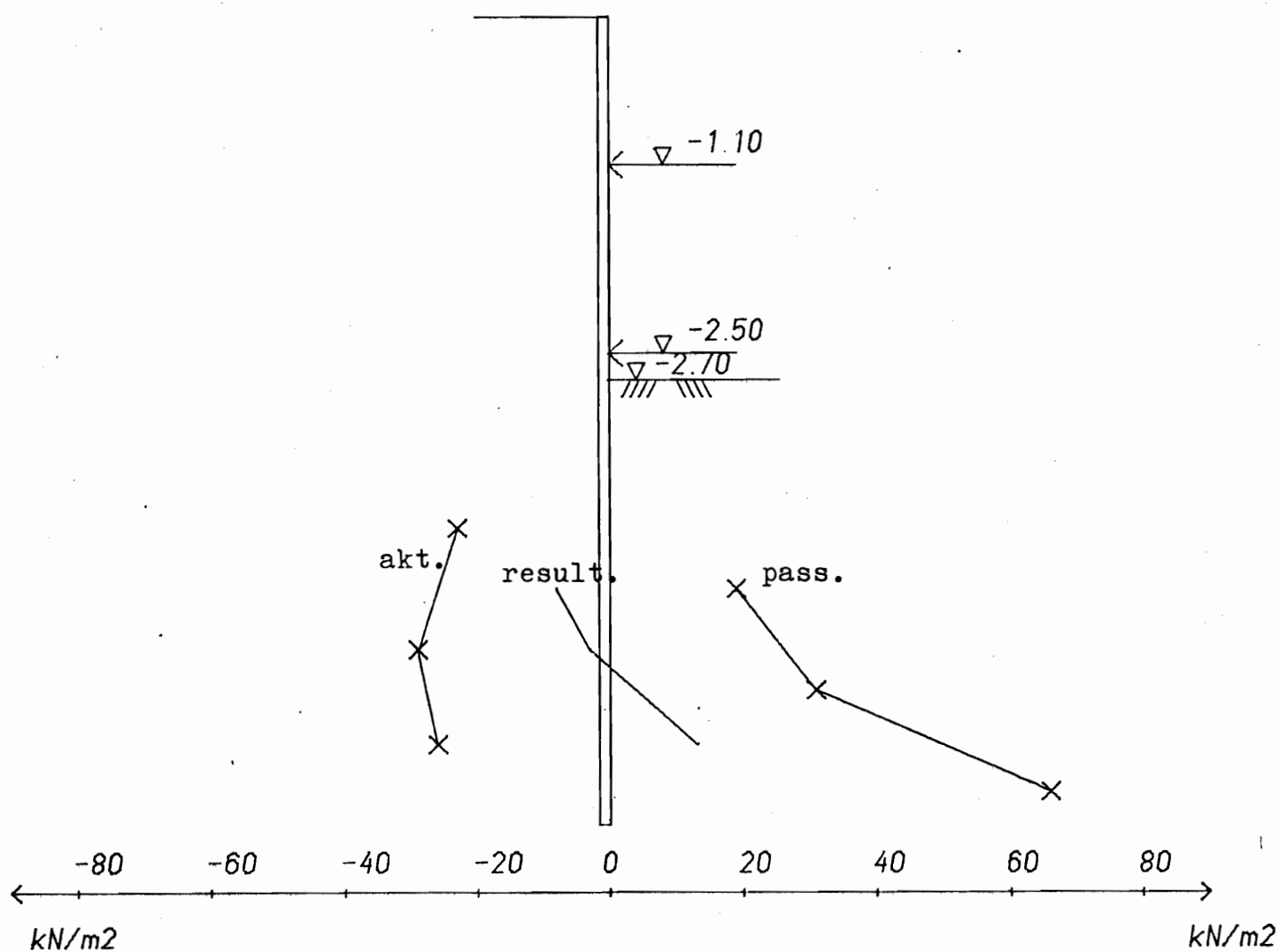
Kuvissa 39 a ... 39 d on esitetty vastaavat Suutarilan kohteen tulokset.

Suutarilassa oli alempi tuki niin ylhäällä, että maanpaine on pontin taipumisesta (kuva 40) johtuen alatu- en ja kaivannon pohjan välillä selvästi laskettua pienempi. Mitattu maanpaine oli kaivannon pohjan ala- puolella kaikissa mittauksissa passiivipuolella.

Kumpaakaan laskumenetelmää sovellettaessa ei pintakuormaa eikä varmuuskertoimia ole käytetty. Tämä kasvattaa menetelmien välistä eroa, koska menetelmää 2 sovel- lettaessa on yleensä käytetty pienempiä varmuusker- toimia kuin menetelmän 1 yhteydessä käytetään.

MAANPAINEMITTAUS 1976-08-26

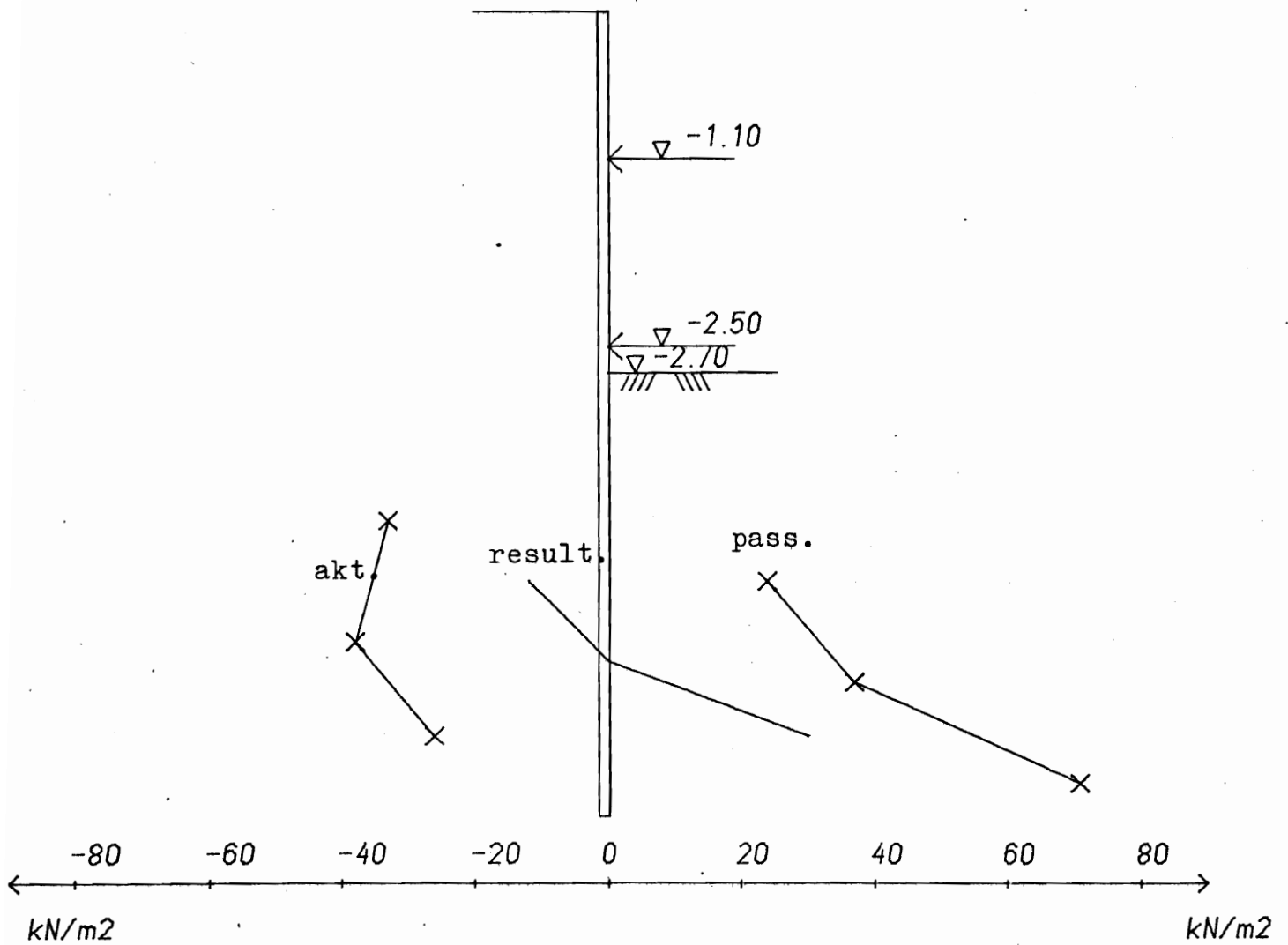
ITÄKESKUS



Kuva 36 a. Maanpainemittaus työvaiheessa 3, Itäkeskus.

MAANPAINEMITTAUS 1976-08-30

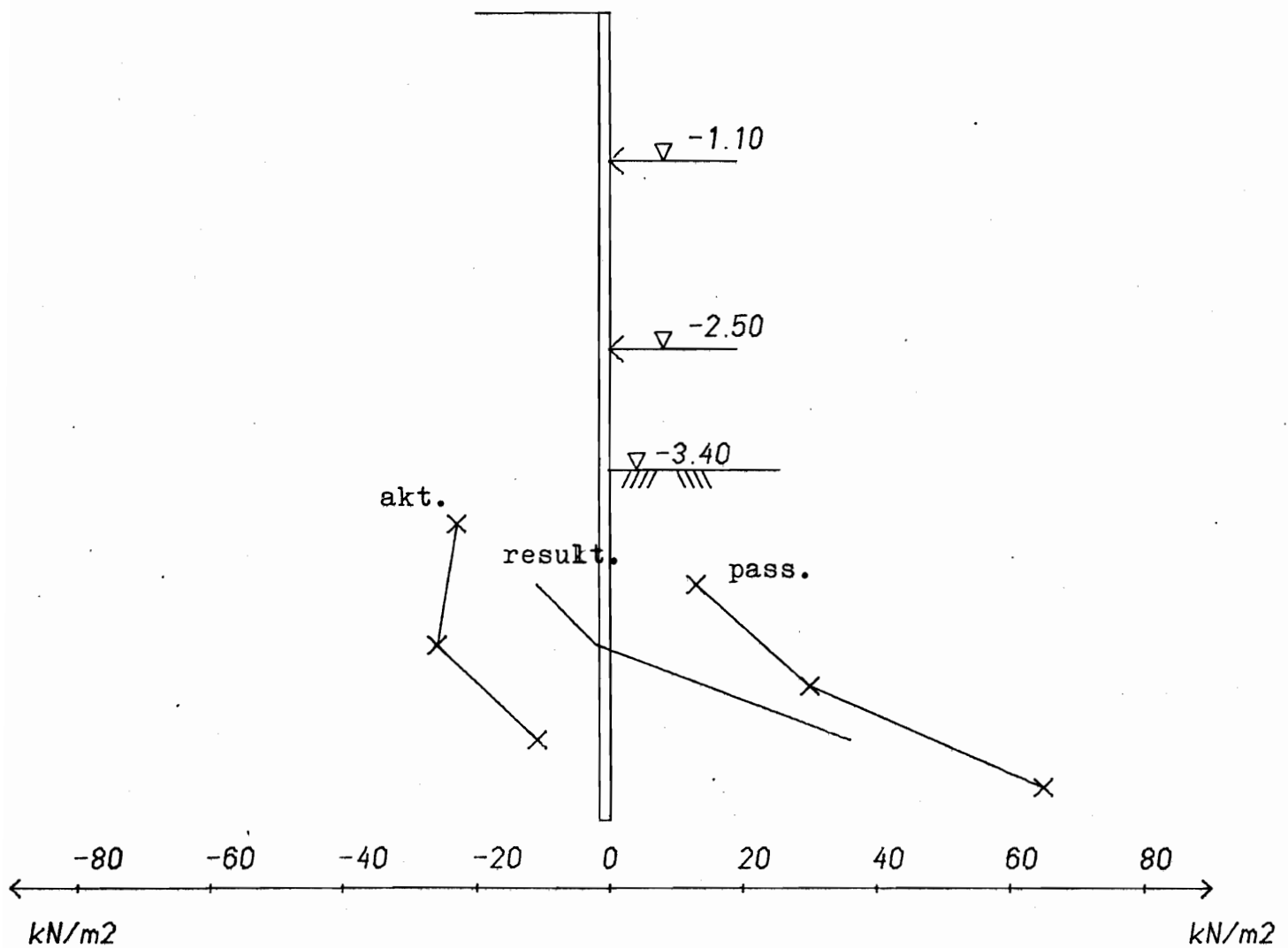
ITÄKESKUS



Kuva 36 b. Maanpainemittaus työvaiheessa 3, Itäkeskus.

MAANPAINEMITTAUS 1976-08-30

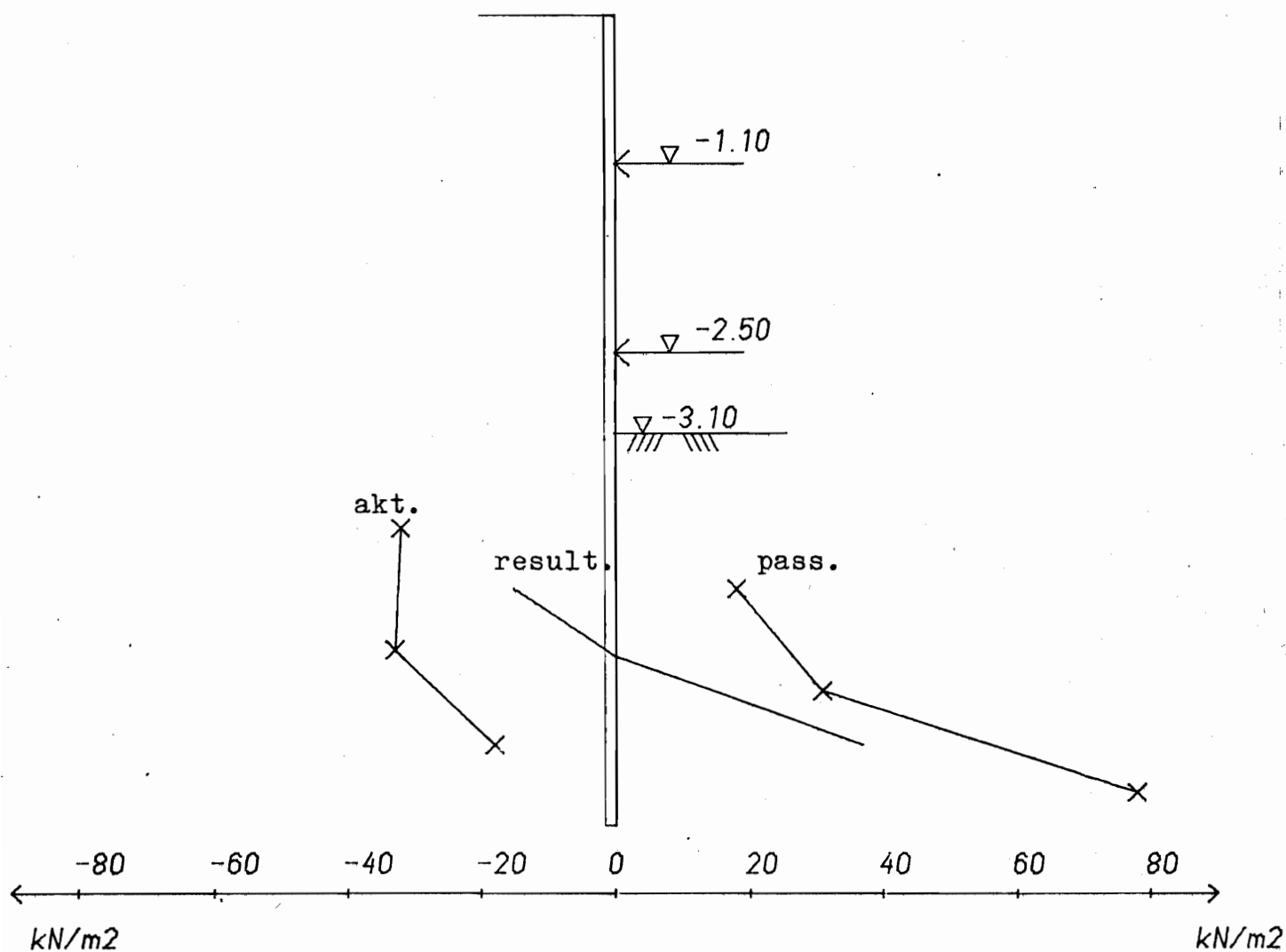
ITÄKESKUS



Kuva 36 c. Maanpainemittaus työvaiheessa 4, Itäkeskus.

MAANPAINEMITTAUS 1976-09-03

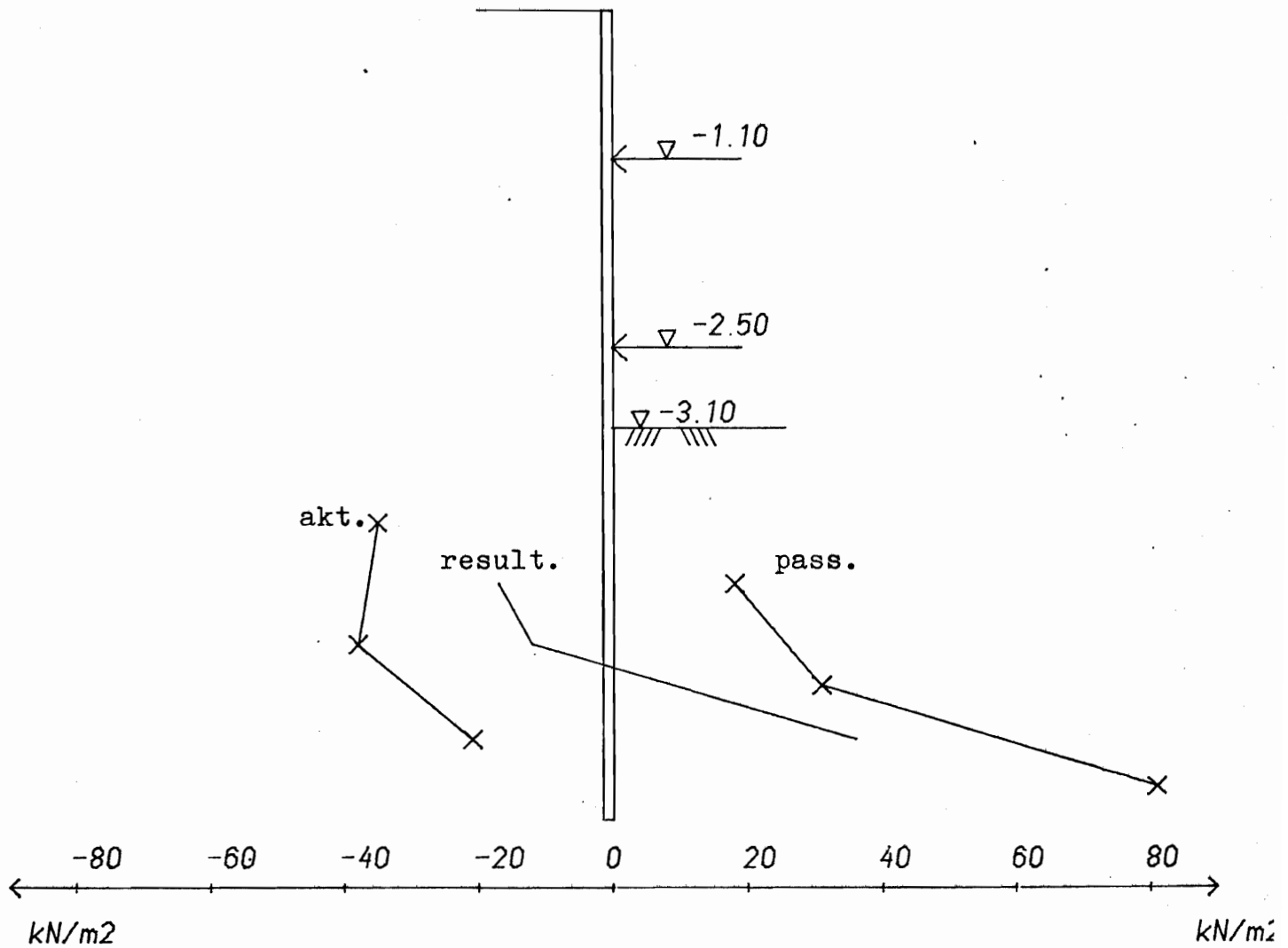
ITÄKESKUS



Kuva 36 d. Maanpainemittaus työvaiheessa 5, Itäkeskus.

MAANPAINEMITTAUS 1976-09-06

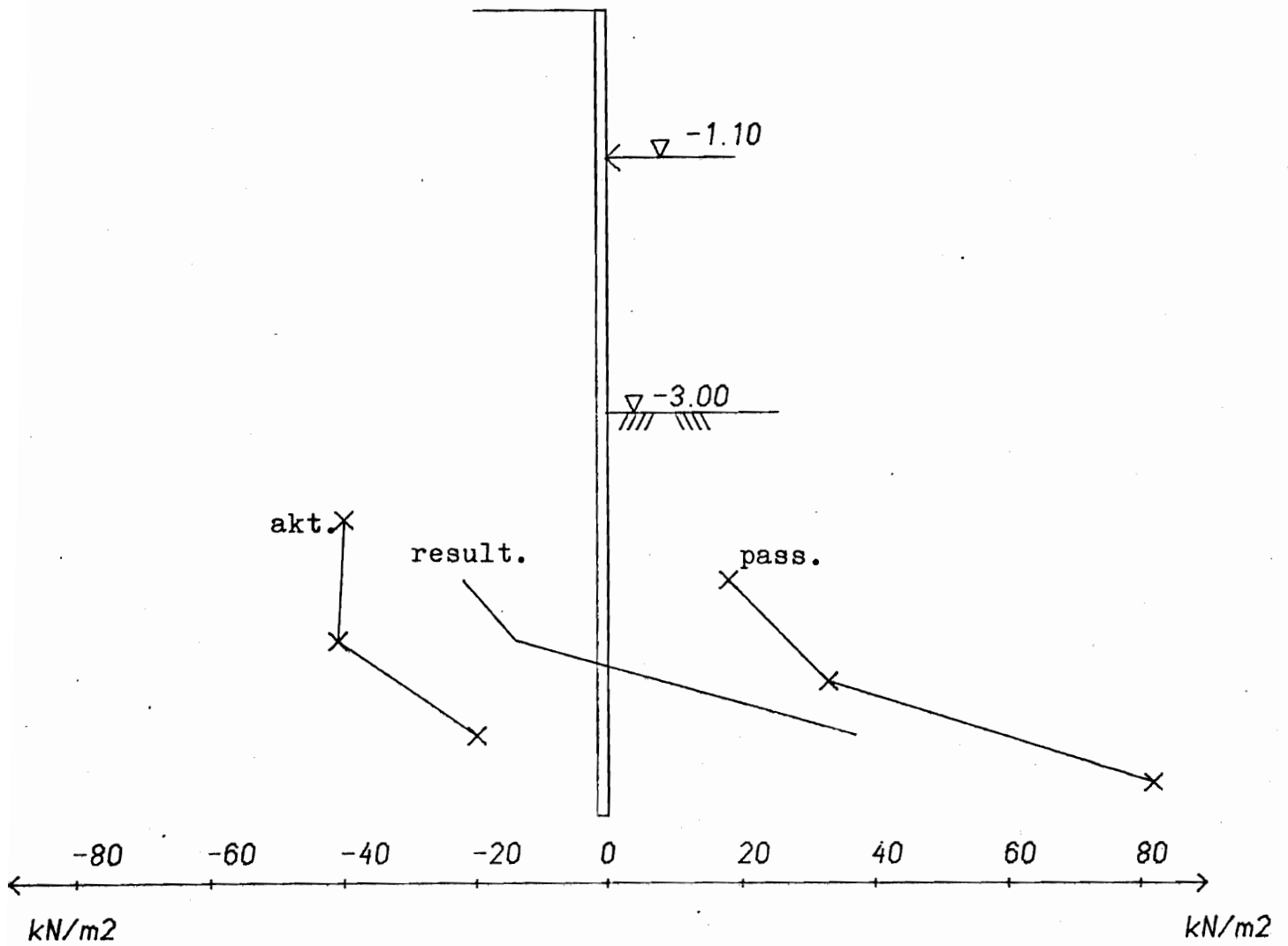
ITÄKESKUS



Kuva 36 e. Maanpainemittaus työvaiheessa 5, Itäkeskus.

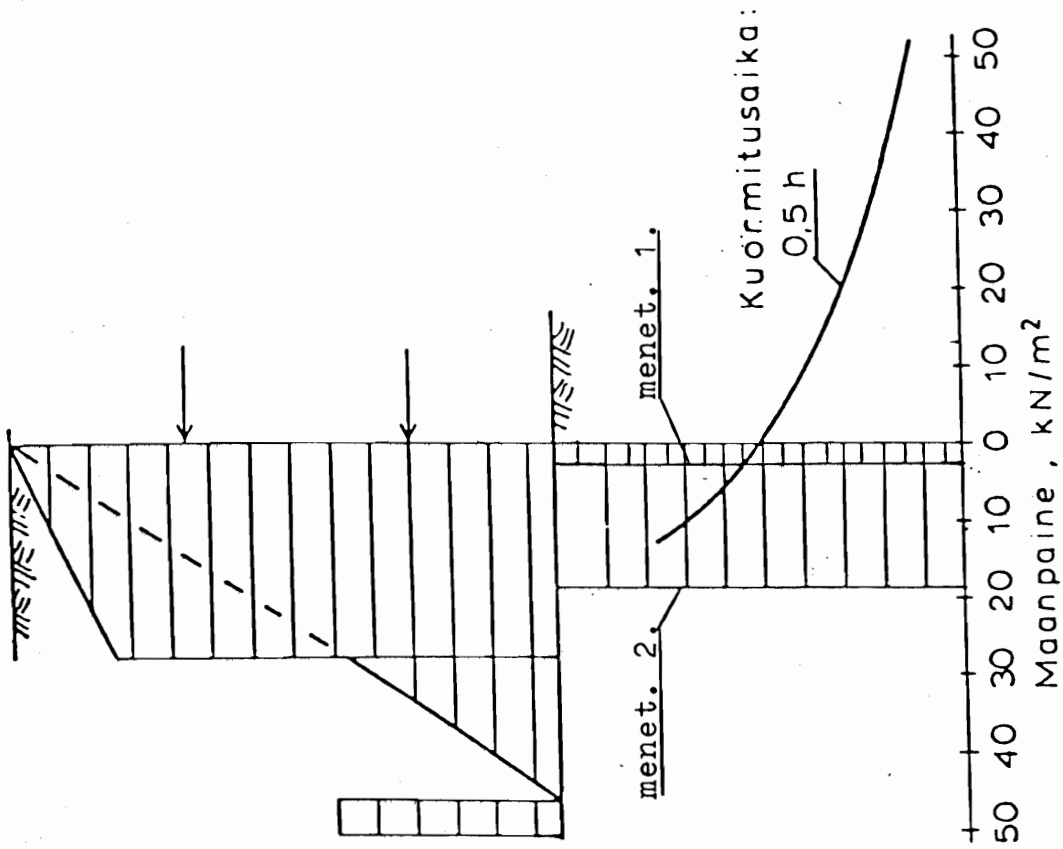
MAANPAINEMITTAUS 1976-09-10

ITÄKESKUS

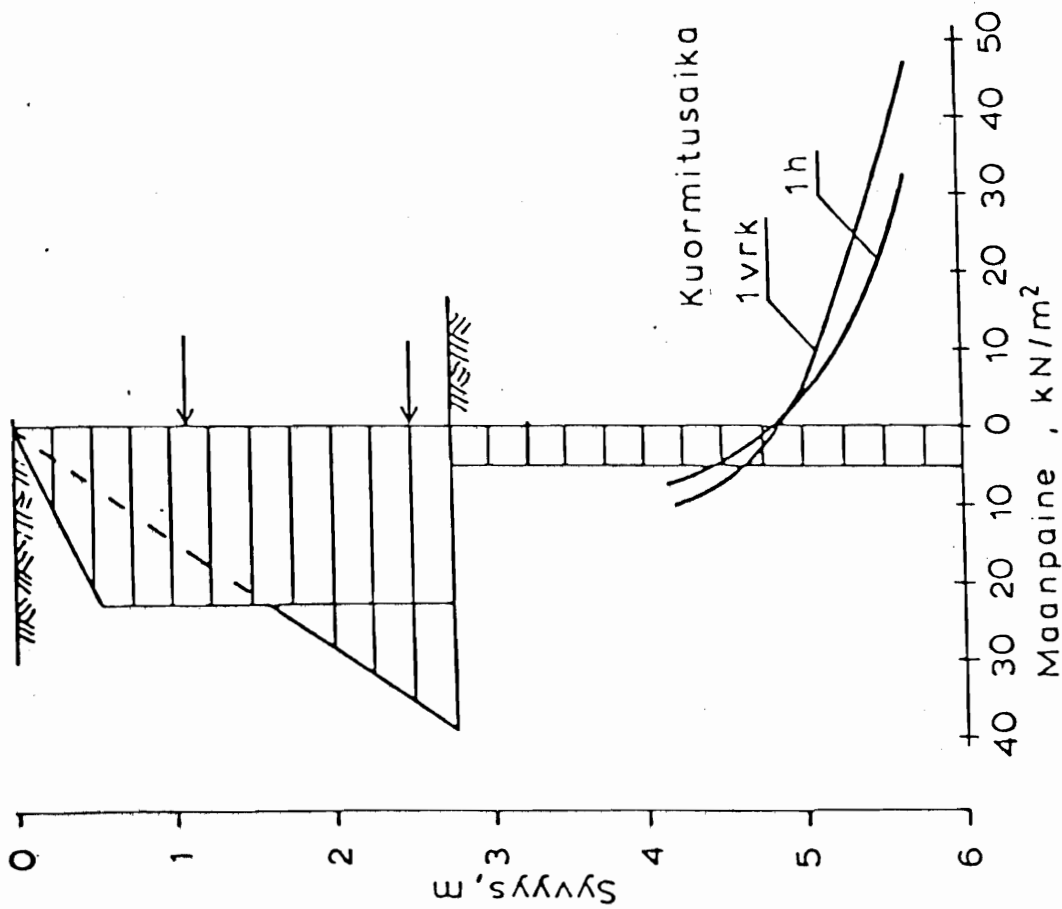


Kuva 36 f. Maanpainemittaus työvaiheessa 7, Itäkeskus.

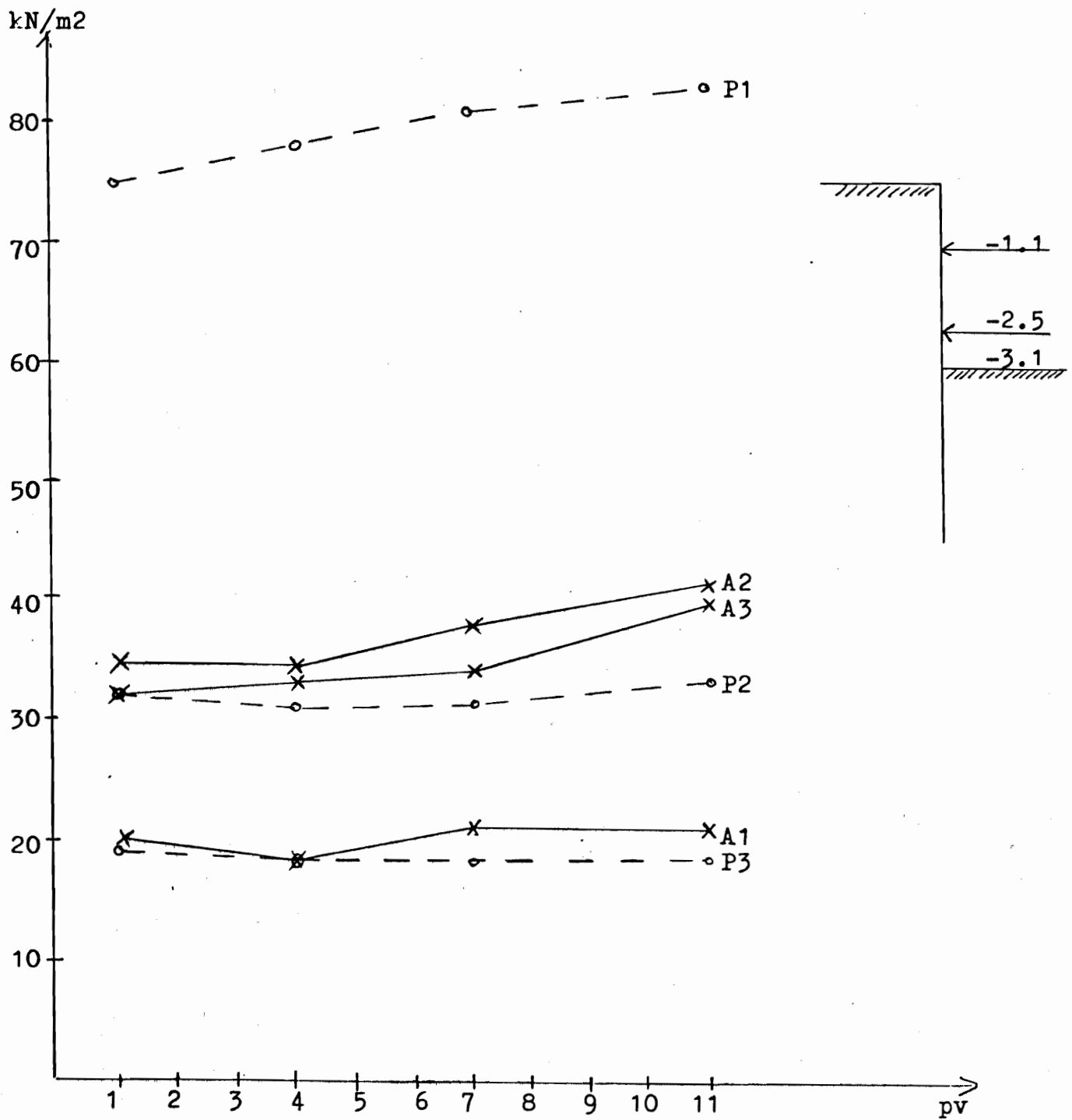
Työvaihe 4:



Työvaihe 3:



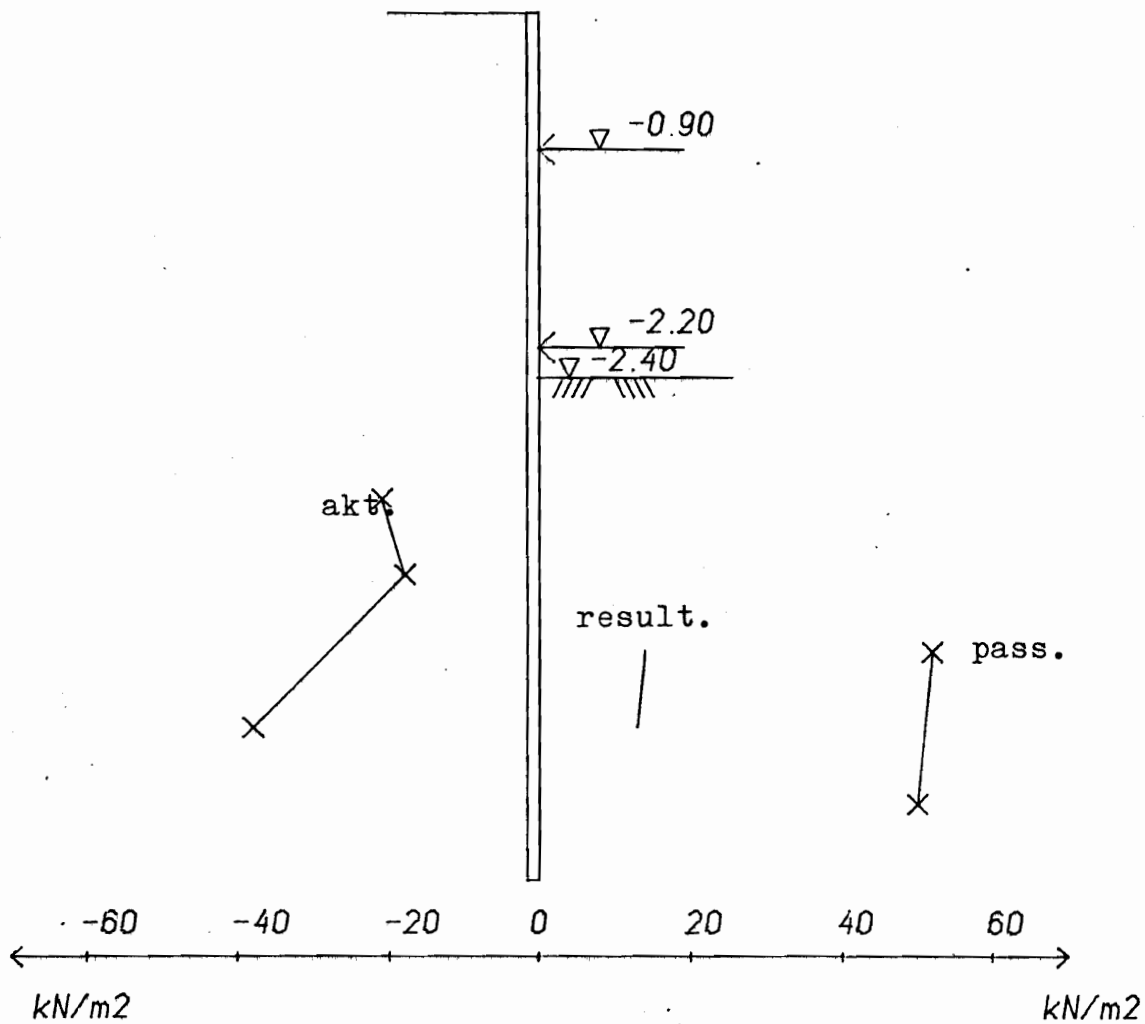
Kuva 37. Mitattu ja teoreettinen maanpaine, Itäkeskus.



Kuva 38. Maanpaineen kehittyminen lopullisessa kaivuvaiheessa, Itäkeskus.

MAANPAINEMITTAUS 1976-08-31

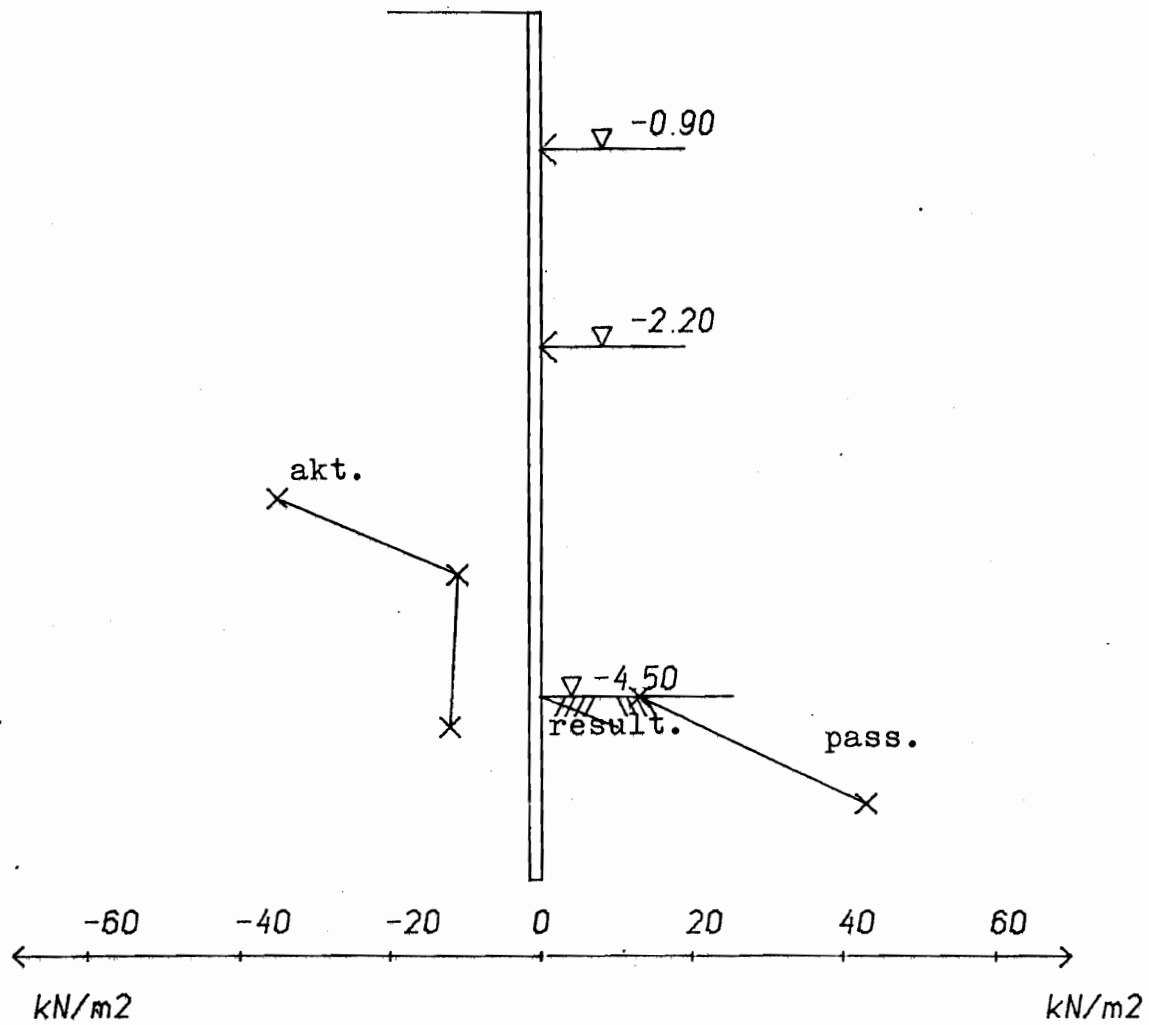
SUUTARILA



Kuva 39 a. Maanpainemittaus työvaiheessa 1, Suutarila.

MAANPAINEMITTAUS 1976-09-02

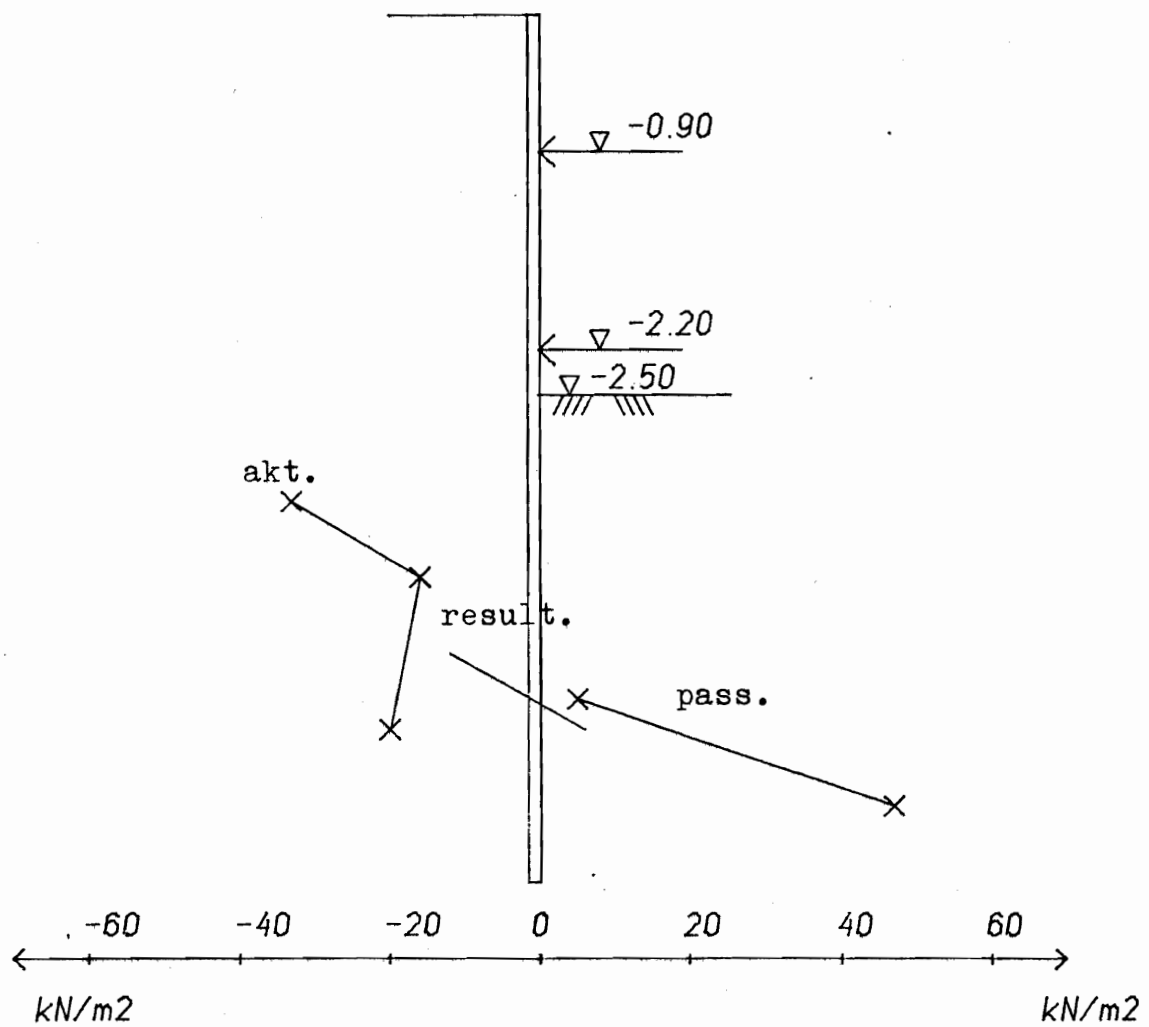
SUUTARILA



Kuva 39 b. Maanpainemittaus työvaiheessa 2, Suutarila.

MAANPAINEMITTAUS 1976-09-07

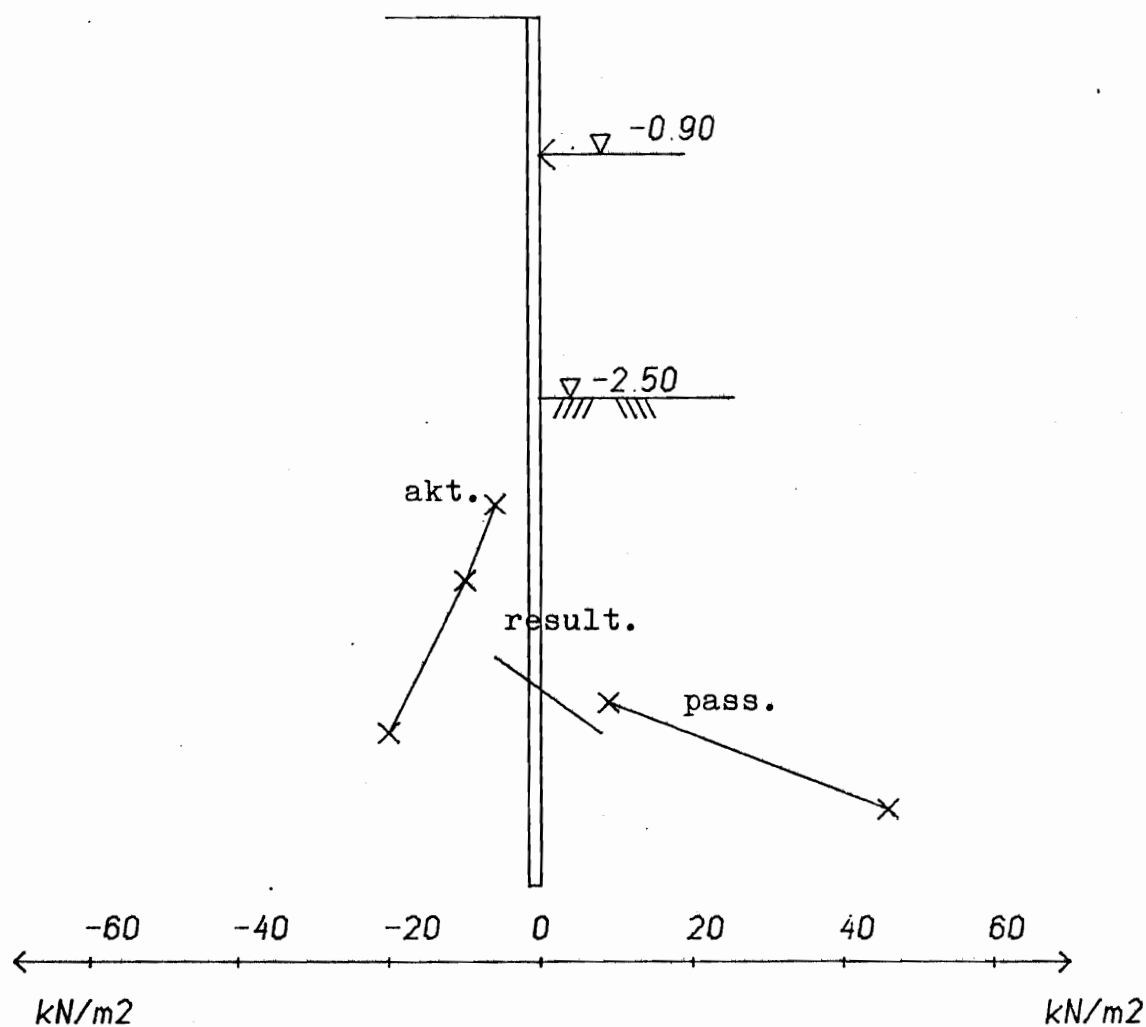
SUUTARILA



Kuva 39 c. Maanpainemittaus työvaiheessa 3, Suutarila.

MAANPAINEMITTAUS 1976-09-07

SUUTARILA

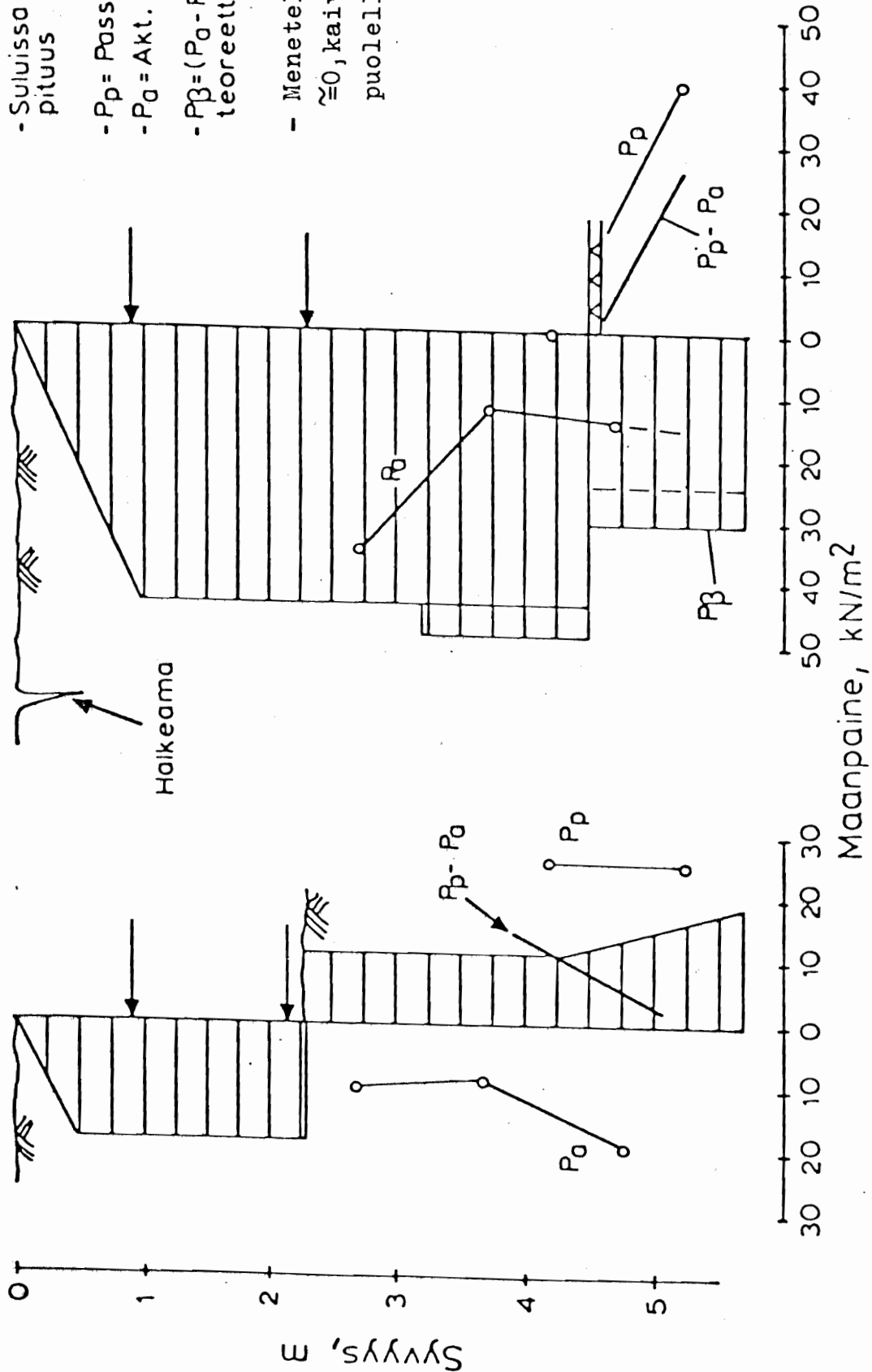


Kuva 39 d. Maanpainemittaus työvaiheessa 4, Suutarila.

Vaihe 2 (1 vrk)

Vaihe 3 (1 vrk)

- Selitys:
- Suluisa kuormitusajan pituus
 - $P_p = P_{ass}$. Maanpaine
 - $P_a = P_{akt}$. Maanpaine
 - $P_\beta = (P_a - P_p)$:ta vastaava teoreettinen maanpaine
 - Menetelmällä 1 maanpaine ≈ 0 , kaivannon pohjan alaosalle.



Kuva 40 . Mitattu ja teoreettinen maanpaine, Suutarila.

4.2

Tukiseinän taivutusjännitykset

Kuvissa 41 a ja 41 b on esitettyä Itäkeskuksen kohteen jännitysmittausten tulosten perusteella määritetyt taivutusmomentit ja teoreettiset, menetelmien 1 ja 2 mukaan lasketut, taivutusmomentit. Molemmat menetelmät antavat tulokseksi työvaiheessa 3, jossa alatuoli on lähellä kaivannon pohjaa mitattua pienemmät taivutusmomentin maksimi-arvot. Kaivussyvyyden kasvaessa tulee selvää ylitystä varsinkin menetelmällä 2. Itäkeskuksessa oli kaksi taivutusjännitysten mittausponttia (P1 ja P2). Ne antavat seinän yläosissa toisistaan huomattavasti poikkeavan tuloksen. Tämä johtuu siitä, että pontti P1 oli aivan poikittaisen viereisessä, jolloin P1:n taivutusjännitystä on saattanut pienentää juoksun myötäminen.

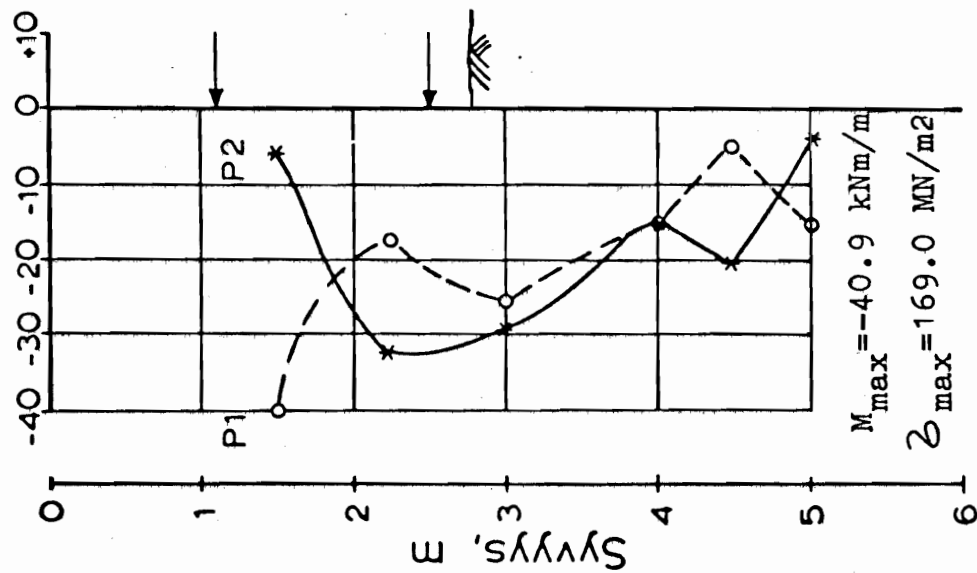
Koska normaalisti mitoitettaessa aina käytetään osatai kokonaisvarmuuskertoimia ja pintakuormaa esimerkiksi työkonekuormitusten varalta, on kuvissa 41 a ja 41 b katkoviivalla esitetty taivutusmomentti Itäkeskuksen kohteessa, kun on käytetty pintakuormana 5 kN/m^2 ja koheesiolle osavarmuuskertoimena 1,3.

Kuvassa 42 on esitetty kuormitusajan vaikutus taivutusmomenttiin työvaiheissa 4 ja 5. Vaikka vaiheessa 5 kaivannon pohjalla oli noin 0,3 m sepelikerros ja kaivanto oli täten matalampi kuin työvaiheessa 4, taivutusmomentti työvaiheessa 5 on seinän eri kohdissa selvästi suurempi kuin vaiheessa 4.

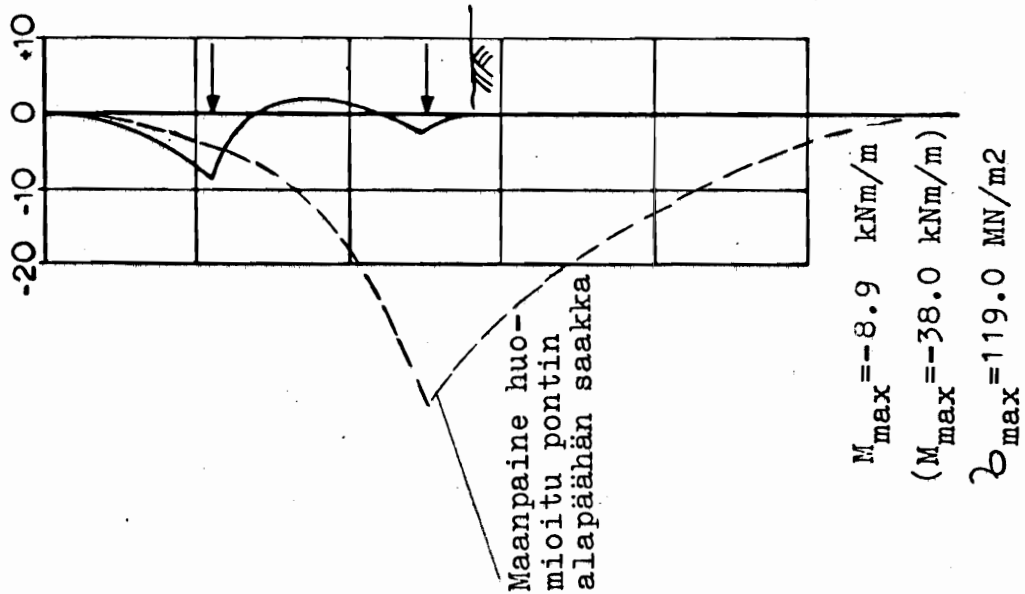
Kuvissa 43 a ja 43 b on esitetty vastaavat Suutarilan kohteen mittaustulokset. Työvaiheessa 2 on mitattu ja laskettu maksimimomentti samaa suuruusluokkaa, mutta jakautumat poikkeavat syvyyden funktiona toisistaan. Osa mitatuista taivutusjännityksistä saattaa johtua työmenetelmistä. Esimerkiksi tukia asennettaessa "pakotettiin" pontit kaivinkoneen kauhalla suoraan riiviin. Lopullisessa työvaiheessa (vaihe 3) teoreettisesti lasketut taivutusmomentit ovat selvästi ylitystä, johtuen siitä, että mitattu maanpaine oli alatuen alapuolella paljon laskettua pienempi.

Taivutusmomentti, kNm/m

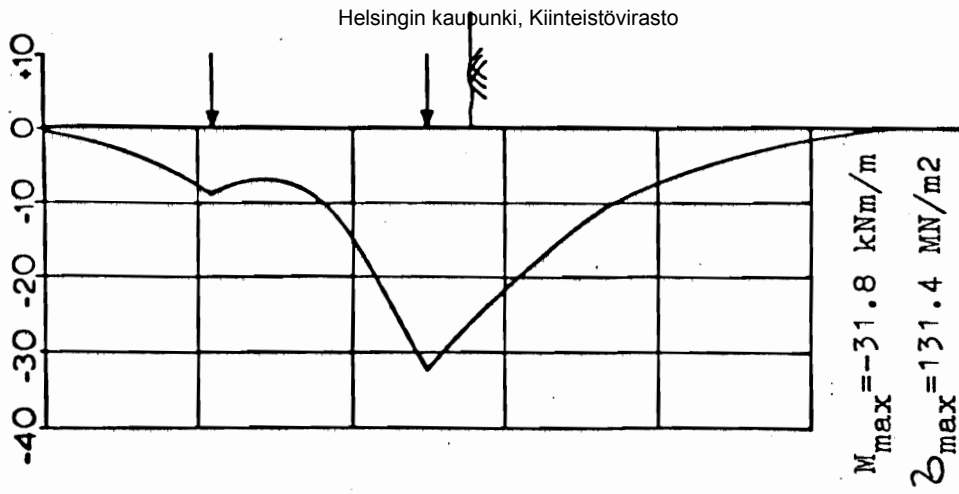
Mitattu



Laskettu, menetelmä 1

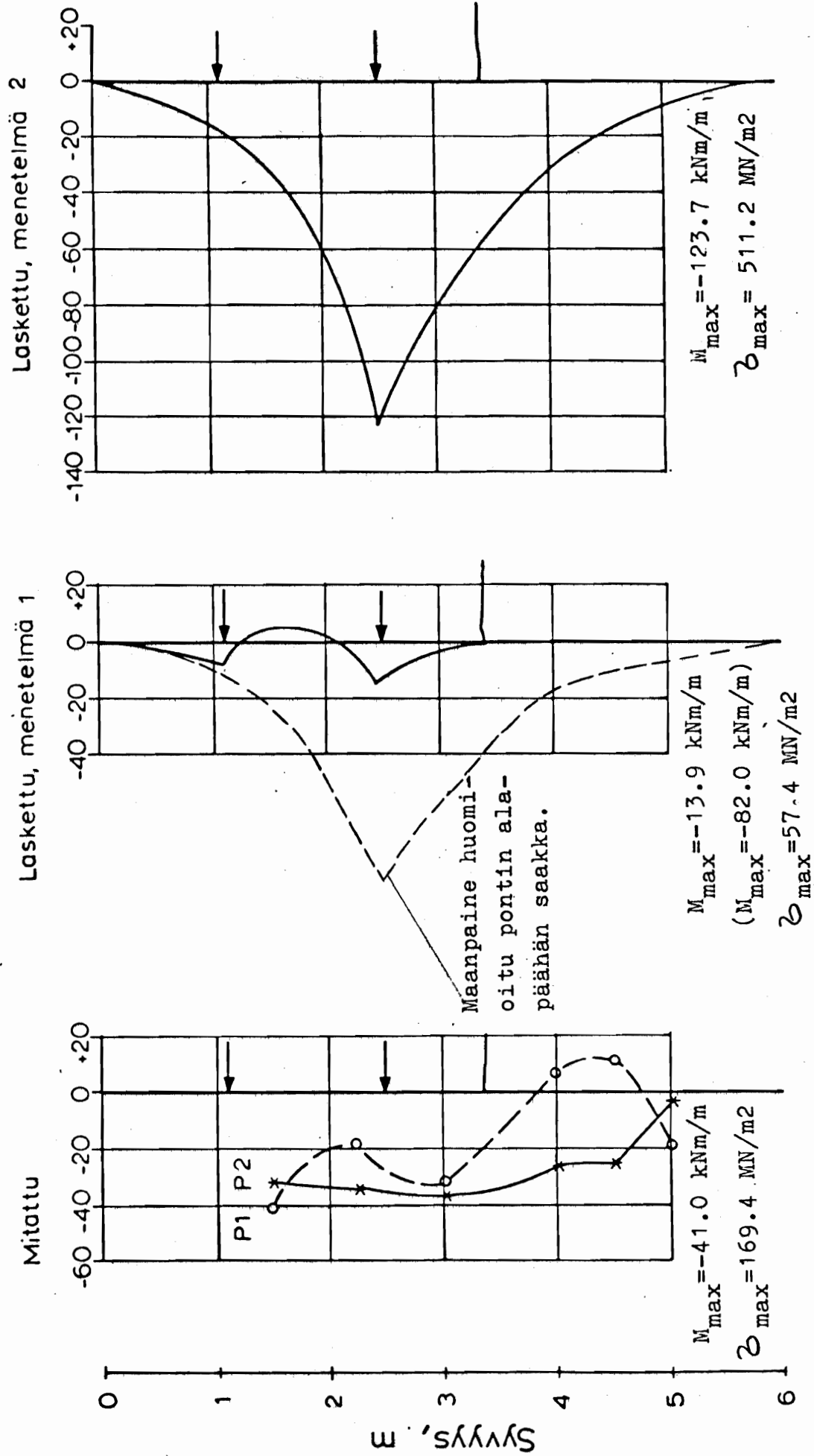


Laskettu, menetelmä 2

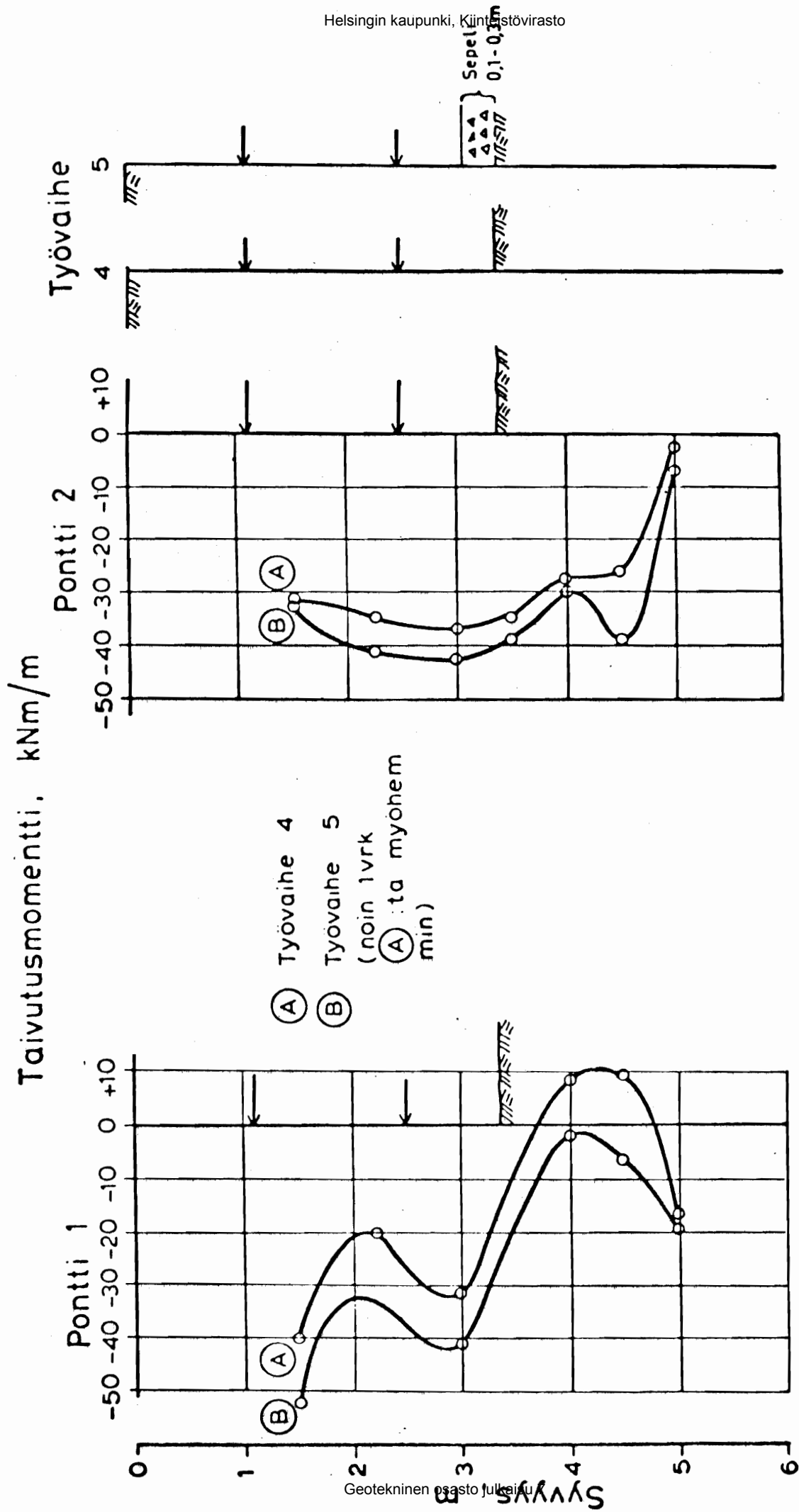


Kuva 41 a. Mitattu ja laskettu pontin taivutusmomentti työvaiheessa 3, Itäkeskus.

Taivutusmomentti, kNm/m



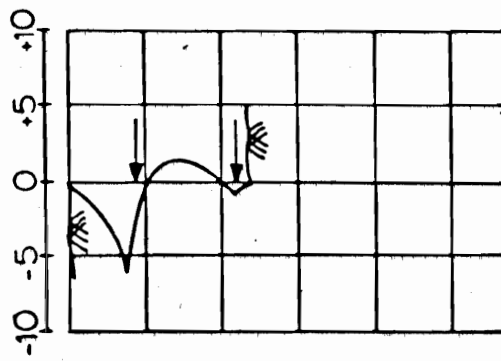
Kuva 41 b. Mitattu ja laskettu pontin taivutusmomentti työvaiheessa 4. Itäkeskus.



Kuva 42. Pontin taivutusmomentti eri ajankohtina. Itäkeskus. /11/

Taivutusmomentti, kNm/m

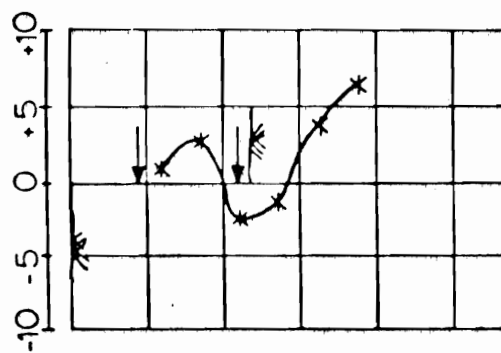
Laskettu, menetelmät 1 ja 2



$$M_{\max} = -6,4 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\max} = 26,5 \text{ MN/m}^2$$

Mitattu



$$M_{\max} = -6,9 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\max} = 28,5 \text{ MN/m}^2$$

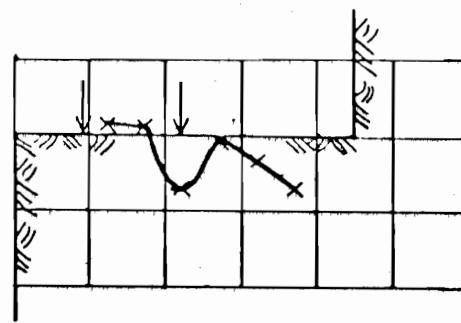
Kuva 43 a. Pontin taivutusmomentti työvaiheessa 2. Suutarila. /11/

Taivutusmomentti kNm/m

Mitattu



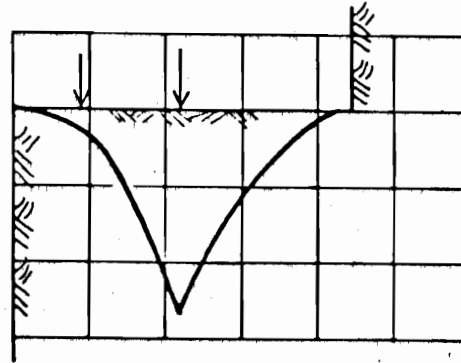
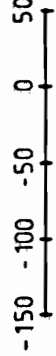
Syvyys, m



$$M_{\max} = -35,6 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\max} = 147,1 \text{ MN/m}^2$$

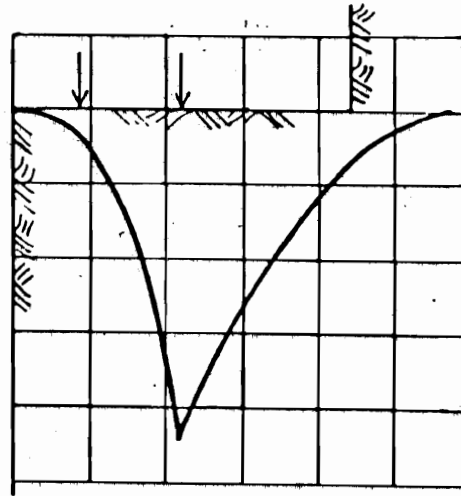
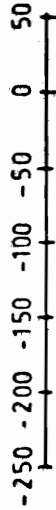
Laskettu, menetelmä 1.



$$M_{\max} = -126,7 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\max} = 523,6 \text{ MN/m}^2$$

Laskettu, menetelmä 2.



$$M_{\max} = -218,0 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{\max} = 900,8 \text{ MN/m}^2$$

Kuva 43 b. Pontin taivutusmomentti työvaiheessa 3. Suutarila. /11/

4.3

Tukivoimat

Kuvissa 44 ja 45 on esitetty mitatut tukivoimat eri kaivuvaiheissa Itäkeskuksessa ja Suutarilassa. Molemissa tapauksissa on alatuen maksimivoima saatu vasta toisella mittauskerralla maksimikaivussyvyyden saavuttamisen jälkeen. Erityisesti Itäkeskuksessa on kasvu tässä vaiheessa suuri. Havainto tukee edellä esitettyjä arvioita kuormitusajan vaikutuksesta tukiseinän ra-situksiin. Kun alatuen kuormitus on kasvanut, ylätuen kuormitus on hieman pienentynyt.

Taulukossa 2 on esitetty mitatut ja eri mitoitusmenetelmillä saadut tukivoimat kahdessa työvaiheessa:

Taulukko 2: Tukivoimien (kN) vertailu

	Suutarila			Itäkeskus		
	mitattu	men. 1	men. 2	mitattu	men. 1	men. 2
ylätuki						
A	270	-	-	260	60	-
B	20	37	37	90	114	40
alatuki						
A	370	319	393	610	280	500
B	-	12	12	190	149	193

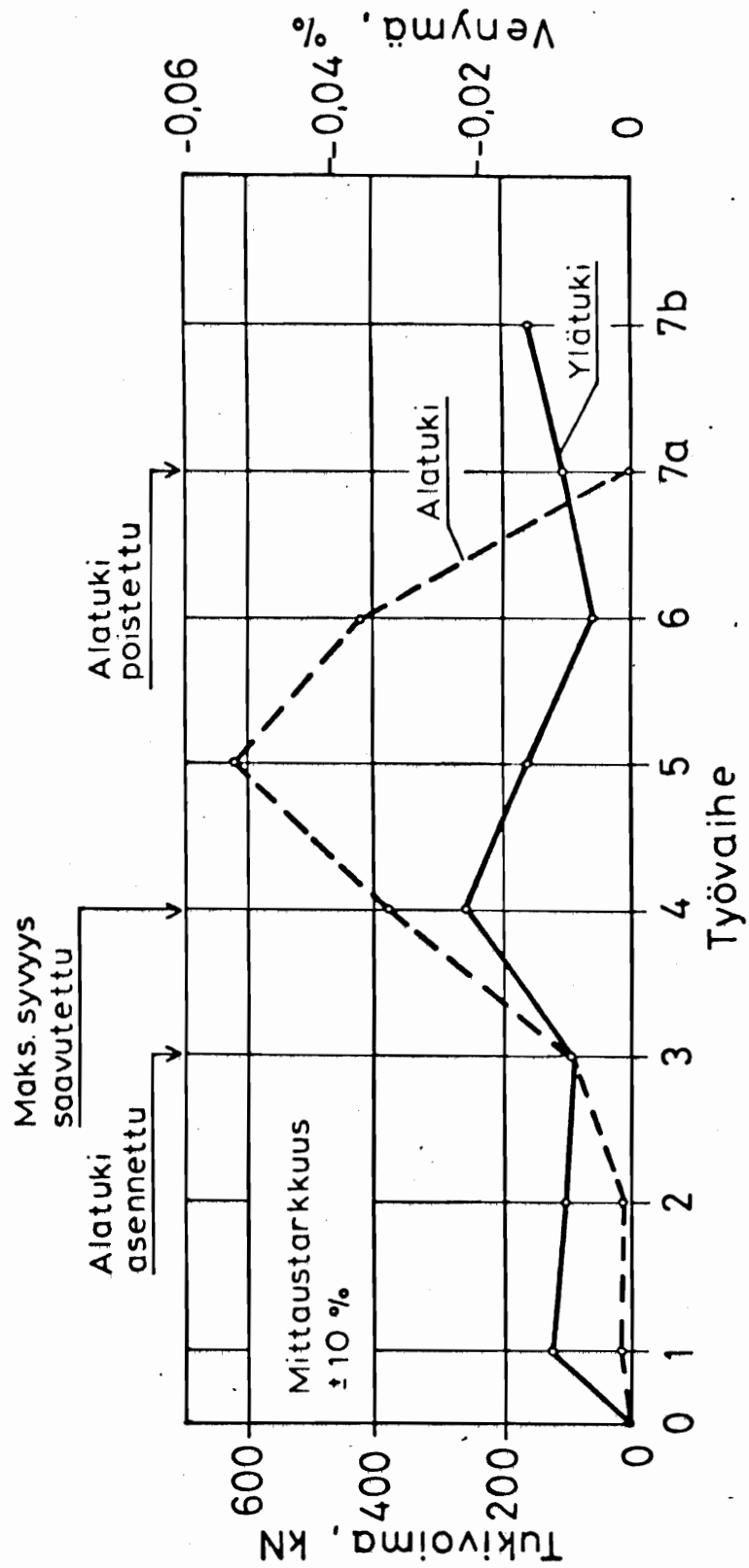
Selitys:

A = maks. kaivussyvyys

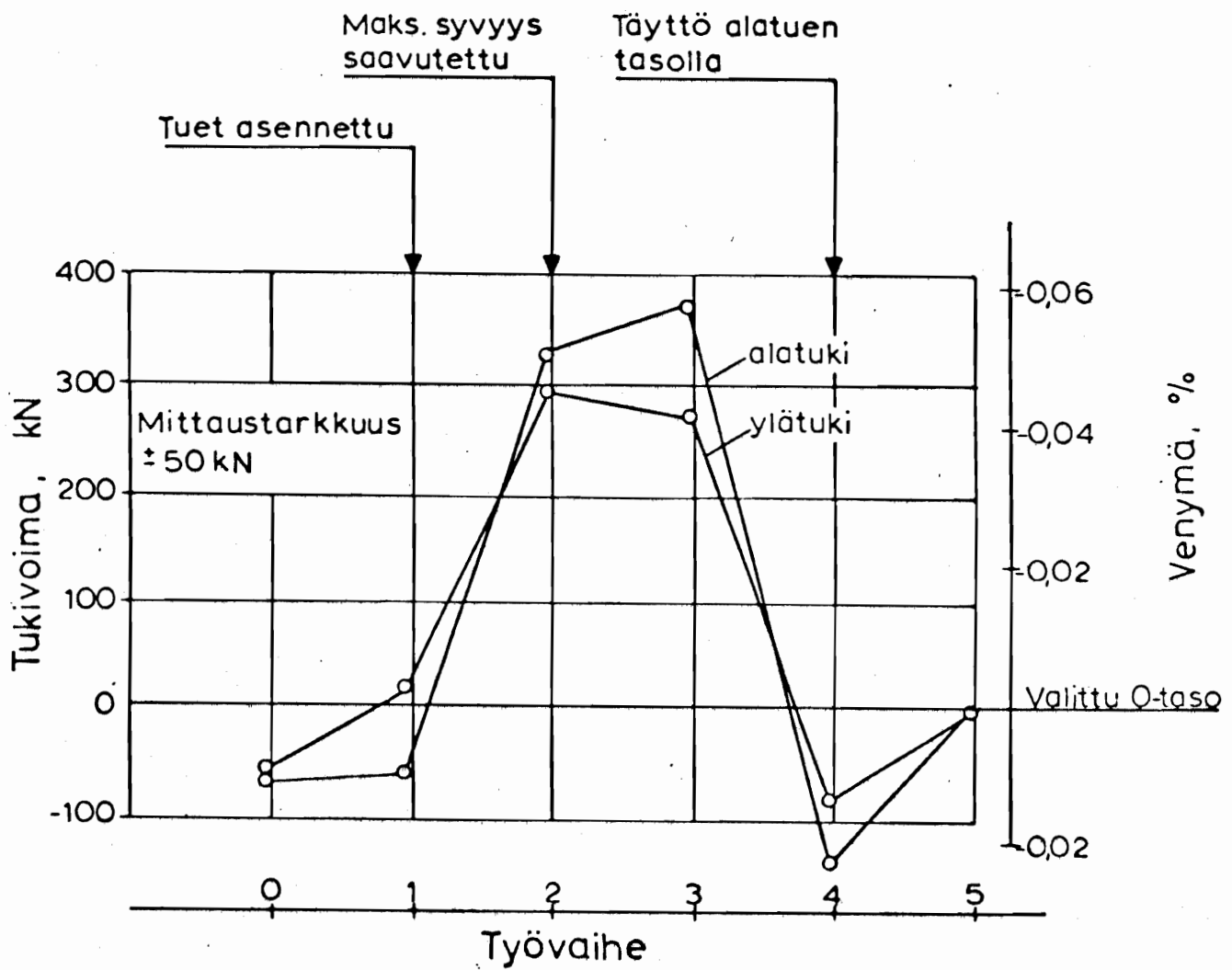
B = edeltävä työvaihe

- = tuelle tulee vetojännityksiä

Lasketut arvot poikkeavat varsin paljon mitatuista molemmissa kohteissa. Jos mitoitus suoritetaan vain lopullisessa kaivuvaiheessa, tulisi molemmilla menetelmillä ylätuki runsaasti alimitoitetuksi. Ylätuen mitoitettava työvaihe onkin 1-tukinen tapaus, kun kaivu on seuraavassa tasossa.



Kuva 44. Tukivoimien mittaustulokset. Itäkeskus. /11



Kuva 45. Tukivoimien mittaustulokset. Suutarila. /11/

4.4

Tulosten tarkastelua

Koska aineisto on näin suppea ja tulosten hajonta varsin suuri, ei aineiston perusteella liene syytä pyrkiä kehittämään täysin uutta mitoitusmenetelmää, vaikka mittaustulokset siihen ehkä antaisivat aihehtakin. Lienee parasta ensin selvittää mittausten perusteella kumpi esitetyistä laskentamenetelmistä johtaa lähempänä todellista olevaan lopputulokseen ja pyrkiä parantamaan valittua menetelmää.

Maanpaineen mittaustulosten perusteella menetelmä 2 näyttää varsin paljon ylimitoitavalta. Menetelmä 1 sensijaan antaa lopullista kaivuvaihetta lukuunottamatta hieman liian pienet maanpaineen arvot. Lopullisessa kaivuvaiheessa menetelmällä 1 saadaan melko tarkka tulos mitattuun maanpaineen nollakohtaan saakka. Molempien kohteiden tulosten perusteella voi tehdä sen havainnon, että maanpaineen nollakohta on kaivuvaiheesta riippumatta etäisyydellä 2,2 ... 2,4 m kyseessä olevan työvaiheen alimmasta tuesta. Tätä syvemmällä teräspontti siis ilmeisesti taipui niin paljon, että maanpaineen resultantti oli passiivipuolella.

Jännitysmittaukset osoittivat, että molemmilla menetelmillä saadaan huomattavasti ylimitoitava seinärakenne, kun kaikki työvaiheet huomioidaan. Matalilla kaivutasoilla teoreettisesti lasketut jännitykset ovat lähempänä todellisia kuin lopullisessa kaivuvaiheessa, jossa ylimitoitus on huomattava. Ylimitoitus johtuu varsin suuresta tukimomentista alatuella. Mittauksien mukaan suuria jännityshuippuja ei alatuella kuitenkaan ilmeisesti pontin taipumisesta johtuen ollut. Lisäksi laskentamenetelmissä oletetaan tuet pistemäisiksi, mitä ne eivät todellisuudessa ole. Teoreettiset ja mitatut jännitykset ovat lähinnä toisiaan silloin, kun alin vaakatuki on lähellä kaivannon pohjaa, koska tällöin tukimomenttia kasvattava ulokekuorma on mahdollisimman pieni.

Tukivoimien mittaustulokset poikkesivat varsin selvästi molemmilla menetelmillä lasketuista tukivoimista. Mitatut tukivoimat olivat suurempia kuin pontin jännitysmittaustulosten perusteella laskettuna saadaan. Tämä johtunee työtavasta. Kaivinkone työskenteli kaivutyön aikana aivan ponttiseinän vieressä ja tiivistä maata (sepeä) tukiseinää vastaan.

Vaikka menetelmä 1 johtaa jossain tapauksissa alimitoitettuihin seinärakenteisiin, päätettiin kuitenkin valita menetelmä 1 kohdassa 5 esitettävän mitoitusmenetelmän pohjaksi, koska se yleensä antoi mittausten

mukaan lähempänä todellista olevat tulokset kuin menetelmä 2. Lisäksi menetelmä 1 on yksinkertaisempi ja selkeämpi kuin menetelmä 2.

Menetelmän 1 mukaan laskettu maanpaine on tavallisesti kokonaisvarmuuskerroinmenetelmän mukaan laskettu siihen syvyyteen saakka, jossa kokonaisvarmuuskerroinmenetelmän mukaan laskettu varmuus pohjan nousemista vastaan = 1. Mittausten mukaan tällöin saadaan kuitenkin alimitoitettut tukirakenteet. Ilmeisesti kuitenkin syvyyttä, mihin saakka maanpaine lasketaan, täytyy jollakin kriteerillä rajoittaa, koska pontin pituuden lisääminen yli pohjan nousemisvaaran perusteella lasketun pituuden, ei luonnollisesti voi kasvattaa tukiseinän kuormitusta.

Saven murtokulma lyhytaikaisessa kuormituksessa on 45° . Kun pontin lyöntisyvyys ylittää kaivannon leveyden B, vastakkaiset tukiseinät alkavat tukea toisiaan tukiseinän välisen maan ollessa murtotilassa. Tämän perusteella voidaan syvyys, johon maanpaine huomioidaan, rajoittaa arvoon B.

Edellä esitettyjen laskelmien mukaan maanpaineen nol-lakohta oli mittauskohteissa likimäärin 2 % taipumaa vastaavalla etäisyydellä alimmasta tuesta. Näin saatu kriteeri ei ole kuitenkaan teoreettisesti perusteltavissa, koska passiivipaine on maanpaineen maksimi-arvo, eikä se näin ollen voi kasvaa taipuman lisääntyessä.

Sen ohella, että maanpaineen jakautuminen kaivutason alapuolella saattaa poiketa varsin paljon otaksutusta, mittauksilla saatiin selville muun muassa seuraavat mitoituksessa ehkä hyödylliset tulokset:

- Alin tukitaso on pyrittävä sijoittamaan mahdollisimman alas.
- Paalutus, tukiseinän maahanlyönti ja kaivutyö häiriinnyttävät perusmaata niin paljon, että leikkauslujuudelle kaivannon pohjan alapuolella on käytettävä noin 10 ... 20 % pienempiä arvoja kuin on saatu siipikairauksin ennen kaivantotyön aloittamista.
- Kuormitusajan eli eri työvaiheiden keston pidetessä tukiseinän kuormitus kasvaa.

Mittauskohteiden vähälukuisuuden ja tulosten suurehkon hajonnan takia lisämittaukset varsinkin pehmeillä savimailla ovat välttämättömiä, mikäli asia halutaan perusteellisemmin selvittää ja kehittää kokonaan uusi mitoitusmenetelmä.

5.

EHDOTUS MITOITUSMENETELMÄKSI

5.1

Varmuuskertoimet

Mitoitusmenetelmässä sovelletaan osavarmuuskerronimenetelmää. Kun kaikki työvaiheet ovat lyhytaikaisia, kesto alle 14 vrk ja kohdassa 2.2. esitetyt pohjatutkimukset tehty, kaivannon ja tukirakenteiden mitoituksessa voidaan käyttää seuraavia osavarmuuskertoimia:

Koheesio $f_c = 1,4$

Kitkakulma $f_\phi = 1,1$

Tilavuuspaino $f_\gamma = 1,0$

Rakenteiden lujuustekijät $f_f = 1,3$

Omat painot $f_g = 1,3$

Hyötykuorma $f_q = 1,3$.

Adheesiolle voidaan käyttää koheesio osavarmuuskertoiminta.

Perustusten ja muiden pysyvien rakenteiden mitoituksessa maaperän lujuustekijöille voidaan käyttää samoja osavarmuuskertoimia kuin kaivannon mitoituksessa. Rakenteiden lujuustekijöille on pysyvissä rakenteissa käytettävä osavarmuuskerronta 1,5 ja hyötykuormille kerrointa 1,4.

5.2

Perustusten mitoitus

5.21

Paalut

Sekä betoni- että puupaaluille käytetään mitoitusjännityksenä arvoa $7,5 \text{ MN/m}^2$. Latvaläpimitaltaan alle 6' puupaaluja ei saa käyttää.

Paaluille oletetaan tulevan samat kuormitukset kuin laatalle kohdan 5.22 mukaan. Jos perusmaan päälle tehdään yli 1 m paksuinen täyterakennus ja paalupituus on yli 10 m, kaavan 10 mukaan laskettu vaippahankaus vähennetään sallitusta paalukuormasta. Yhtäaikaaisesti vaippahankauksen kanssa huomioidaan vain pysyvät kuormat. Tien alituksissa ja vastaavissa kohdissa maan

stabiliteetti on tarkistettava laatan alle syntyvään tyhjätilaan nähden kaavalla 11. Mikäli stabiliteettia ei saavuteta on tarkistettava kaavalla 12 kestävätkö paalut toispuoleista maanpaineesta aiheutuvan taivutuksen.

Paalupituus määritetään painokairausten mukaan.

Paaluväli lasketaan jakamalla laatan kuormitus sallitulla paalukuormalla ja rinnakkaisten paalujen lukumäärällä.

5.22 Laatta

Laattaan käytettävän betonin tulee olla vähintään luokkaa BK 25. Tällöin laatan betonin mitoitusjännitys on $11,6 \text{ MN/m}^2$. Pääteräksinä käytetään $\emptyset = 10 \text{ mm}$ A 400 H harjateräksiä, joiden mitoitusjännitys on $250 \text{ MN/m}^2 / 21\%$. Muita kuin teräsbetonilaattoja ei yleensä saa käyttää.

Laatan kuormitus lasketaan kohdassa 2.42 esitetyllä tavalla. Mikäli tarkempia tietoja ei ole, pohjaveden oletetaan olevan laatan yläpinnan tasolla. Sivuhankaus lasketaan kaavalla 4 olettaen, että laatan ulkopuolisen maan painuessa syntyvät liukupinnat ulottuvat maanpintaan saakka. Jos laatta on lähes koko kaivannon levyinen, $b_1 \geq 3/4 B$, käytetään savelle kitkakulmaa 25° , muussa tapauksessa täytetään kitkakulmaa.

Liikennekuorma huomioidaan kuormaluokittain: $q = 15, 10, 5 \text{ kN/m}^2$. Liikennekuorman ei oleteta aiheuttavan lisäystä sivuhankausvoimaan.

Putkien omaa painoa ei huomioida, koska putki ja sen sisältämä neste painavat likimäärin saman verran kuin putken syrjäyttämä täytettä.

Laatta mitoitetaan tavanomaisesti yhteen suuntaan raudoitettuna laattana (ohjelmassa kimmoteorian mukaan) olettaen se paalujen kohdalla vapaasti tuetuksi. Mikäli laatan paksuus ylittää näin laskettuna $0,45 \text{ m}$, lyhennetään paaluväliä. Rinnakkaisten (ulommaisten) paalujen k/k väli on $3/5 b_1$.

5.3

Putkien mitoitus

Mitoitusmenetelmä sopii vain jäykille putkille. Putken jäykkyys voidaan tarkistaa seuraavan pelkästään putken ominaisuuksista riippuvan kaavan /8/ mukaan:

$$R_p = D^3 / E_r I \quad (\text{m}^2 / \text{MN}) \quad (28)$$

R_p = putken jäykkyys

D = putken ulkohalkaisija (m)

E_r = putkimateriaalin kimmomoduli (MN/m²)

I = hitausmomentti (m⁴/m)

Mikäli $R_p < 150$ voidaan putkea pitää jäykkänä ja kuormitus määrittää seuraavasti:

Kuormitukseksi otetaan täytetä paino, sivuhankausvoimat ja mahdollinen hyötykuorma. Kuormitus lasketaan putken laen tasolla koko laatan leveydellä vaikuttavana tasaisena kuormana vastaavasti kuin laatan kuormitus kaavoilla 2 ja 4. Kuormituksesta oletetaan kohdistuvan putkelle sen yläneljänneksen rajoittama osa.

Kuormituksen, putken halkaisijan ja tukemistavan mukaan valitaan tarvittava putken lujuusluokka esimerkiksi Betoniputkinormien /2/ taulukosta.

5.4

Tukirakenteiden mitoitus

5.4.1

Tukiseinän pituus

Tarvittava tukiseinän pituus lasketaan pohjan stabiiliteetin perusteella kaavalla:

$$\gamma_E (H+D) + q \cdot f_q - \gamma_D D - 1/B ((H+D+B)U_p / e \cdot s_a / f_c - n \alpha_a D s_u / f_c) = N_c \cdot s_u / f_c \quad (29)$$

γ_E keskim. tilavuuspaino syvyyteen $H+D$

γ_D - " - välillä $H \dots H+D$

α_a adheesiokerroin ($= s_a / s_u$)

s_u keskim. leikkauslujuus välillä $H \dots H+D+B$

N_c vakavuusluku (kuva 14).

Kaivannon syvyydeksi käsitetään pontin pituus ja tukiseinien välinen maa otaksutaan vastapainoksi. Vakavuusluku N_c saadaan kuvasta 14 suhteen $(H+D)/B$ funktiona. Paalujen adheesio otetaan huomioon syvyyteen

H+D+B saakka. Tukiseiniä adheesiokerroin α_a on 0.8 ja leikkauslujuus $s_u \geq 30$ kN ja 0.5, jos $s_u < 30$ kN /29/. Mikäli maanpinnalla on kitkamaakerros, sen leikkauslujuudeksi otetaan tietokoneohjelmassa $1/2 \gamma h \cdot \tan \phi$.

Jos kaivannon pohjan lähellä on tiivis siltti- tai kitkamaakerros, on edullista ulottaa pontti tähän kerrokseen saakka, vaikka kaavalla 29 laskettu pontin pituus ei olisikaan aivan niin suuri.

5.42

Tukirakenteiden kuormitukset

Aktiivinen maanpaine lasketaan kussakin kerroksessa kaavasta:

$$P_{ai} = h_i \left(1/2 \gamma_i h_i - 2 s_{ui} / f_c + q \cdot f_q + \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j h_j \right) \quad (30)$$

Aktiivipaine $P_a = \sum_{i=1}^N P_{ai}$ tasoitetaan kuvan 22 mukaisesti.

Mikäli erikoistoimenpitein ei huolehdi siitä, että pintakuormitusta (esimerkiksi kaivinkonekuorma) ei tule kaivannon syvyyttä H lähemmäksi kaivannon reunasta on pintakuormalle q käytettävä vähintään arvoa 10 kN/m^2 . Kun on kyse koheesiomaasta voidaan käyttää ns. märkätilavuuspainoa myös pohjavedenpinnan alapuolella.

Kaivannon pohjan alapuolinen maanpaine lasketaan 2 ... N tukisessa tapauksessa kaavasta:

$$p = \gamma H - N_c s_u / f_c + q \times f_q \quad (31)$$

N_c = vakavuusluku kuva (10).

Negatiivista maanpainetta ei huomioida. Kaavalla laskettu maanpaine otetaan huomioon vain kohdan 5.41 mukaan laskettuun pontin pituuteen saakka, mutta ei kuitenkaan syvemmälle kuin B (= kaivannon leveys) kaivannon pohjasta.

Yksitukisessa, staattisesti epämääräisessä tapauksessa passiivipuolella oleva maanpaine P_p lasketaan kaavasta (32):

$$P_p = 4 s_u / f_c - 1,6 P_a / H \quad (32)$$

Näin laskettua suorakaiteen mukaisesti jakautunutta maanpainetta huomioidaan niin syvälle, että rakenne on tasapainossa. Ko. syvyyteen on tietokonekäsittelyä varten asetettava kuviteltu tuki, jonka tukivoima on nolla. Mikäli f_f jää aktiivipuolelle, kaivussyvyyttä on pienennettävä, ja jos tasapainoa ei saavuteta kohdan 5,21 mukaan lasketulla pontin pituudella, kaivussyvyyttä on pienennettävä tai pontin pituutta lisättävä.

5.43

Tukirakenneprofiilien valinta

Maanpainepinta kuormituksena määritetään jatkuvan palkin periaatteella tukiseinän leikkausvoima- ja momenttikuviot sekä tukivoimat eri kaivuvaiheissa. Tukiseinä mitoitetaan niin, että seuraava yhtälö on voimassa:

$$\sigma_m / f_f = M/W \quad (33)$$

σ_m = teräksen myötöraja

M = maksimitaivutusmomentti

W = taivutusvastus

Tukitasot on pyrittävä valitsemaan niin, että tukimomentit ja aukkomomentit ovat samansuuruiset. Tällöin tukiseinämateriaali tulee taloudellisimmin hyväksikäytetyksi.

Mikäli ns. Larssen profiileja ei lyöä ponttiin, taivutusvastus on vain noin 30 % valmistajan taulukkoarvosta. Tämän takia on edullisempaa käyttää ns. kaanaalipontteja (esim. Krupp profiilit). Koska Larssen pontit ovat ainakin toistaiseksi yleisimpiä ja niiden käytettyjä maassamme, voidaan tukiseinän mitoituksessa tietokoneohjelmassa käyttää myös Larssen profiileja.

Juoksut mitoitetaan kaavan 33 mukaan jatkuvina palkkeina, joita kuormittaa eri työvaiheiden perusteella lasketut maksimitukivoimat. HE-teräsprofiileja käytettäessä voidaan teräksen myötörajana käyttää arvoa 220 MN/m^2 .

Vaakatuet mitoitetaan epäkeskiselle normaalivoimalle kaavalla:

$$\frac{\omega N}{A} + \alpha \frac{e N}{W} = \sigma_m / f_f \quad (34)$$

ω = nurjahdusluku (teräsrak. normit /27/)

N = normaalivoima

A = poikkileikkauksen ala

α = 0,9 ... 1,0

e = epäkeskisyys

σ_m = myötöraja (HE-profiilit: 220 MN/m²)

Epäkeskisyudeksi otaksutaan 1/4 tuen pienimmästä sivumitasta.

Jos käytetään puurakenteita, tukiseinän ja juoksujen mitoitus suoritetaan vastaavasti. Puutukien mitoitus nurjahdukselle, puurakenteiden sallitut jännitykset ja taivutusvastukset saadaan esimerkiksi Puurakenteiden normeista /20/. Tietokoneohjelma soveltuu tukiseinän ja juoksujen osalta vain teräsrakenteille. Välitukina voidaan käyttää myös normien mukaisia puuprofiileja.

5.5

Pohjaveden alentamistarve

Syvyys, jolle pohjavesi on alennettava, lasketaan kaivannon pohjan hydraulisen murtumisvaaran perusteella kaavasta:

$$h_w = 1/\gamma_w (H - h_s (\gamma - \gamma_w) - 2/B (\alpha_a s_u D + s_u T)/f_c - n/B (h_s U_p/e s_u/f_c)) \quad (35)$$

h_w = pohjaveden alennettu syvyys maanpinnasta

h_s = vettä läpäisevän kerroksen syvyys kaivannon pohjasta

T = vettä läpäisevän kerroksen syvyys pontin alapäästä

Adheesiotermit on huomioitu vastaavasti kuin pontin pituutta laskettaessa.

6.

MITOITUSMENETELMÄN TIETOKONESOVELLUTUS

6.1

Ohjelman yleiskuvaus

Tehtävänä oli laatia mahdollisimman yleispätevä ja helppokäyttöinen Basic-kielinen tietokoneohjelma graafisine tulostusmahdollisuuksineen kappaleessa 5 esitetystä pehmeikölle rakennettavien putkijohtojen perustusrakenteiden ja kaivannon mitoitusmenetelmästä.

Ohjelma tehtiin 16 kt:n Wang 2200 pienoistietokoneelle oheislaitteina levymuisti, magneettinauha-asema, lämpökirjoitin ja piirturi soveltuvaksi, mutta sitä voidaan ilman graafista tulostusta pienin muutoksin soveltaa mille tahansa keskusmuistiltaan vähintään 11 kt:n tietokoneelle, jossa on Basic-kääntäjä.

Ohjelma on tehty niin sanottua moduliperiaatetta noudattaen. Se koostuu ohjaavasta pääohjelmasta eli päämodulista ja toisistaan riippumattomista aliohjelmissa eli alimoduleista, jotka edelleen koostuvat toisistaan riippumattomista, vain tietyn tehtävän suorittavista alirutiineista.

Ohjelma toimii lineaarisesti siten, että pääohjelma ("PUTKIKAI") hakee levymuistista keskusyksikköön yhden aliohjelman kerrallaan. Kunkin aliohjelman laskentatiedot tulostetaan lämpökirjoittimella tai kuvaputkelle ja talletetaan jatkokäsittelyä varten levymuistiin. Pääohjelma lukee myös data-lauseissa annettavat alkuarvot ja tallettaa ne levymuistiin data-tiedostoiksi, mistä alimodulit ne tarvittaessa hakevat.

Ohjelmassa on seuraavat aliohjelmat:

1. "STAEH"

Ohjelma laskee tarvittavan pontin pituuden ja syvyyden, jolle pohjavesi on alennettava.

2. "KUORM"

Ohjelma laskee putkien ja laatan kuormitukset.

3. "MITOI"

Ohjelma mitoittaa paalut ja laatan. (Laskee paaluvälin, laatan paksuuden ja laatan raudoituksen).

4. "PMAPA"

Ohjelma laskee maanpaineen.

5. "NTUKI"

Ohjelma laskee tukivoimat ja tukiseinän voimasuureet.

6. "PONTIT"

Ohjelma mitoittaa tukiseinän.

7. "TUJU"

Ohjelma mitoittaa juoksut ja välituet.

8. "KUST"

Ohjelma laskee putkijohdon rakentamiskustannukset ilman putkistokustannuksia likimääräisesti.

9. "TULVA"

Ohjelmassa valitaan graafisen tulostuksen laajuus ja mittakaava.

10. "PIIR 3"

Ohjelma on piirustusohjelma, joka piirtää maastomallin.

11. "PIIR 4"

Ohjelma on piirustusali ohjelma, joka piirtää tukiseinän voimasuurekuviot (maanpaine-, leikkausvoima- ja momenttikuviot).

12. "PIIR 5"

Ohjelma piirtää tukirakenteiden ja perustusten mitoituspöytäpiirroksen.

6.2

Ohjelman osien kuvaus

6.21

Aliohjelma "STABH"

Ohjelma lisää vaiheittain tukiseinän lyöntisyvyyttä ja tarkistaa kaivannon pohjan stabiliteetin kyseisellä pontin pituudella. Kun stabiliteetti on saavutettu, ohjelma tulostaa pontin pituuden.

Ohjelma laskee myös pohjaveden alentamistarpeen ja tulostaa syvyyden, jolle pohjavesi on alennettava.

Kuvassa 46 on aliohjelman karkeahkon tason lohko-kaavio.

6.22

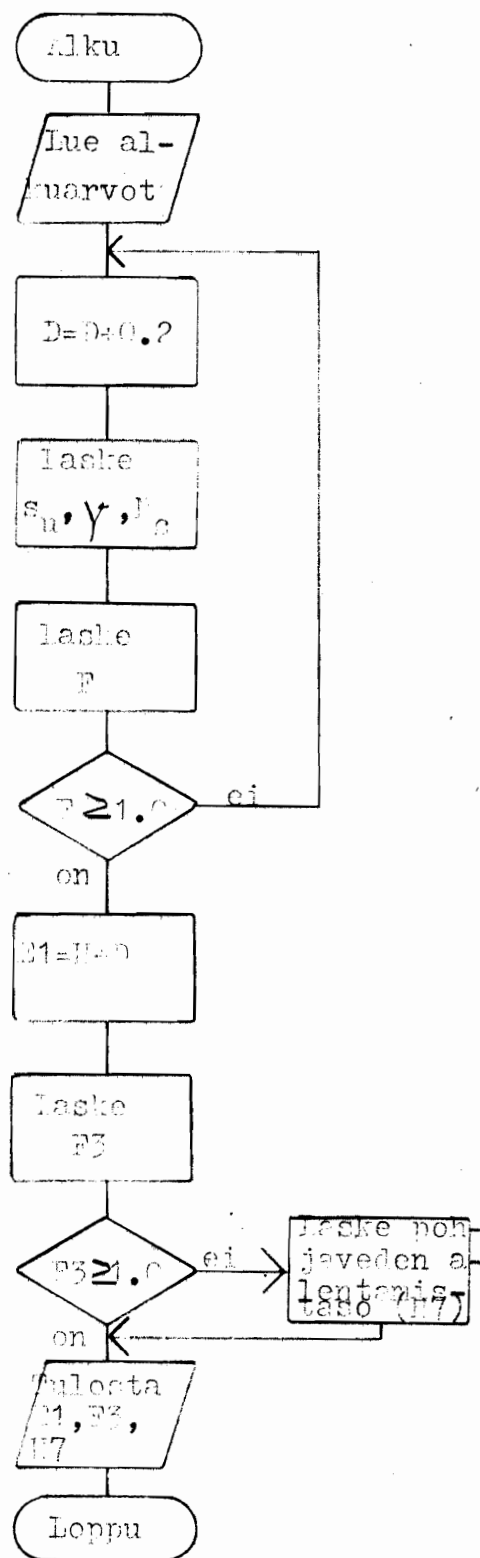
Aliohjelma "KUORM"

Täytemaakuorman laskemista varten ohjelma laskee keskimääräisen tilavuuspainon välillä maanpinta .. putken laet ja välillä maanpinta ... laatan yläpinta. Hankaussuorimista tulevan kuormituksen ohjelma laskee summaamalla eri maakerroksien maanpaineen (lepopaine) resultanttien vaakakomponentit.

Hyötykuorman ohjelma lisää näin saatuihin kuormituksiin. Laatalle lasketaan kuormitukseksi myös sen tehokas oma paino. Putkille otetaan kuormitukseksi putken yläneljänneksen rajoittama osa putken laen tasolla tasaisesti jakautuneesta kuormituksesta.

Ohjelma tulostaa lämpökirjoittimella putkien kuormituksen ylimmästä putkesta alimpaan ja laatan kuormituksen/m.

Kuvassa 47 on aliohjelman lohko-kaavio.



Kuva 46. Aliohjelman "STABH" lohkokaavio.

6.23

Aliohjelma "MITOI"

Ohjelma laskee paaluvälin (k/k) siten, että se lyhentää paaluväliä 0,1 m kerrallaan niin kauan kunnes sallitut paalukuormat eivät ylity.

Ohjelma mitoittaa laatan siten, että laatan korkeutta ja teräsmäärää lisätään vaiheittain ja laskeaan laatan betoni ja teräsjännitykset. Jos laatan korkeus ylittää 0,45 m lyhennetään paaluväliä ja lasketaan betoni ja teräsjännitykset uudelleen. Kun jännitykset ovat pienempiä kuin sallitut jännitykset, ohjelma tulostaa kirjoittimella ja tallettaa levymuistiin paaluvälin, laatan korkeuden ja teräsmäärän.

Kuvassa 48 on ohjelman lohkokaavio.

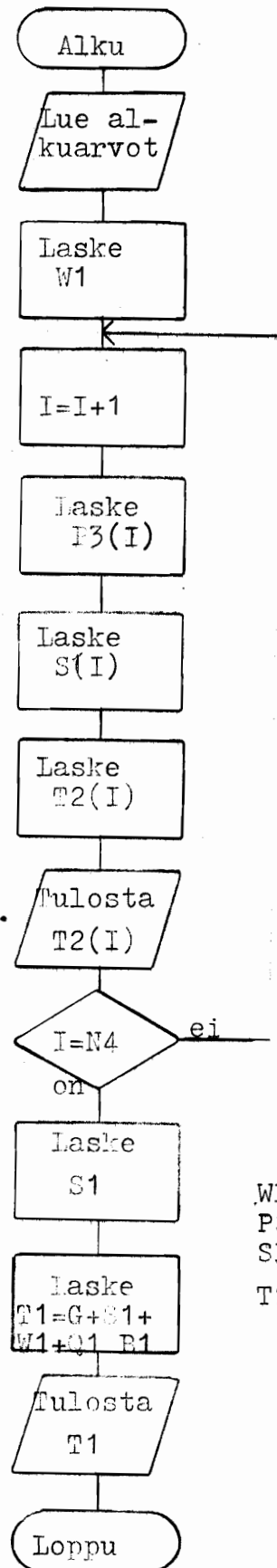
6.24

Aliohjelma "PMAPA"

Kaivannon pohjan yläpuolisen maanpaineen määrittämistä varten ohjelma laskee keskimääräisen tilavuuspainon ja leikkauslujuuden välillä maanpinta ...kaivannon pohja eri työvaiheissa. Kaivannon pohjan alapuolinen maanpaine lasketaan erikseen kussakin maakeroksessa. Yksitukisessa tapauksessa passiivipaine huomioidaan niin syvälle, että rakenne on tasapainossa.

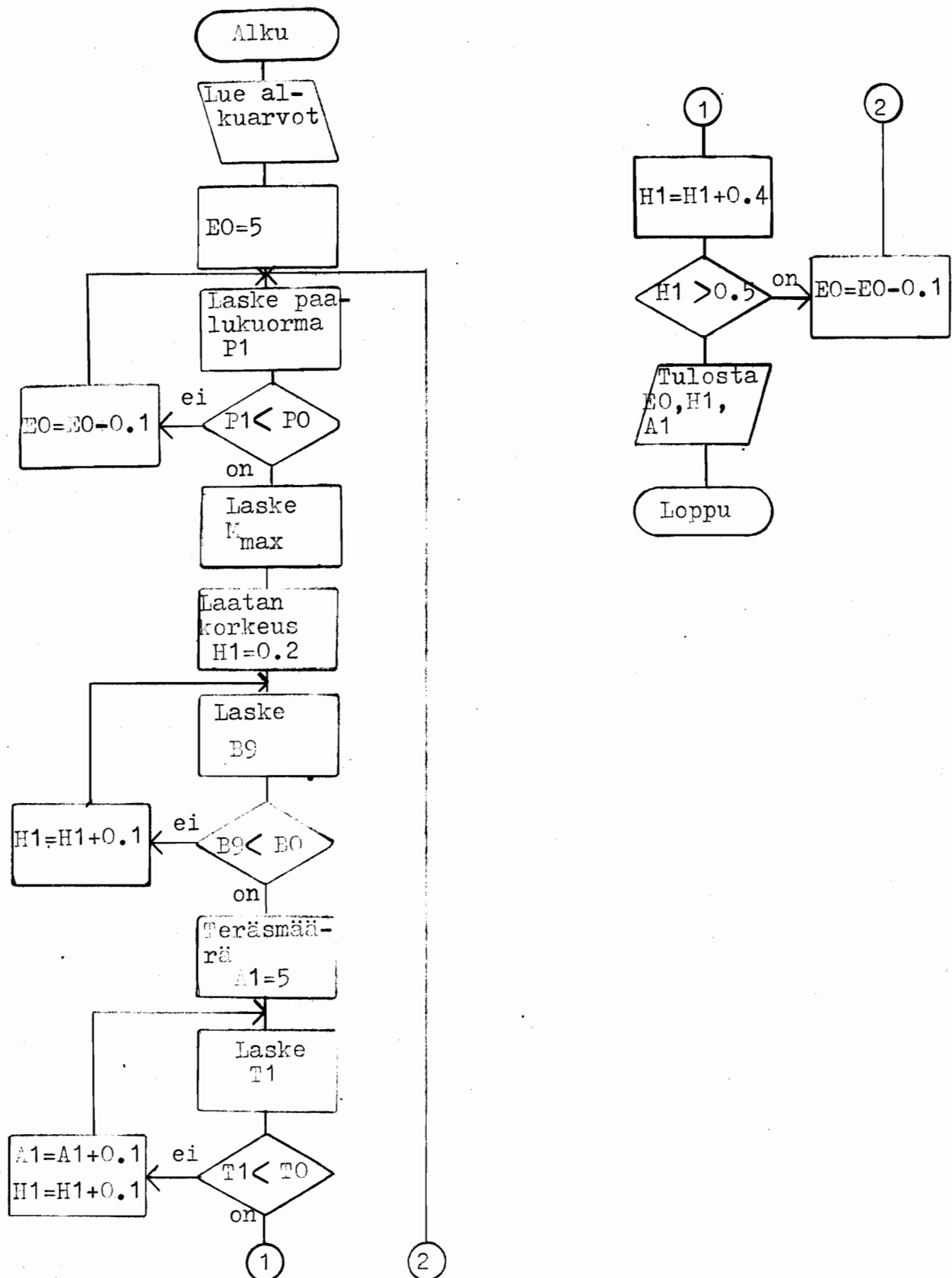
Ohjelma tulostaa kirjoittimella ja tallettaa levymuistiin maanpaineen arvon maanpaineepinnan eri kulmapisteissä.

Kuvassa 49 on esitetty aliohjelman lohkokaavio.

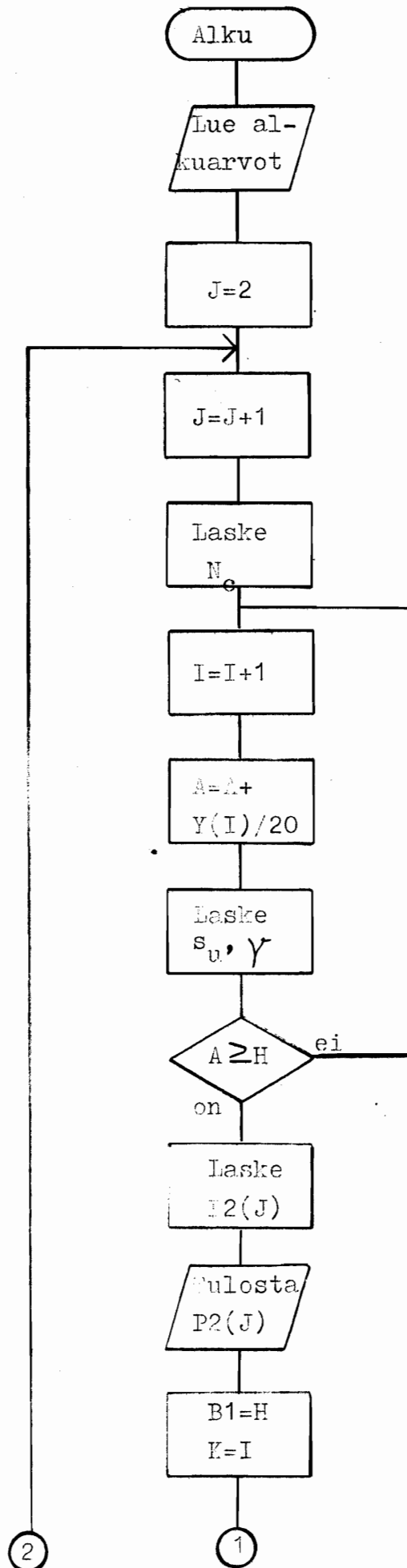


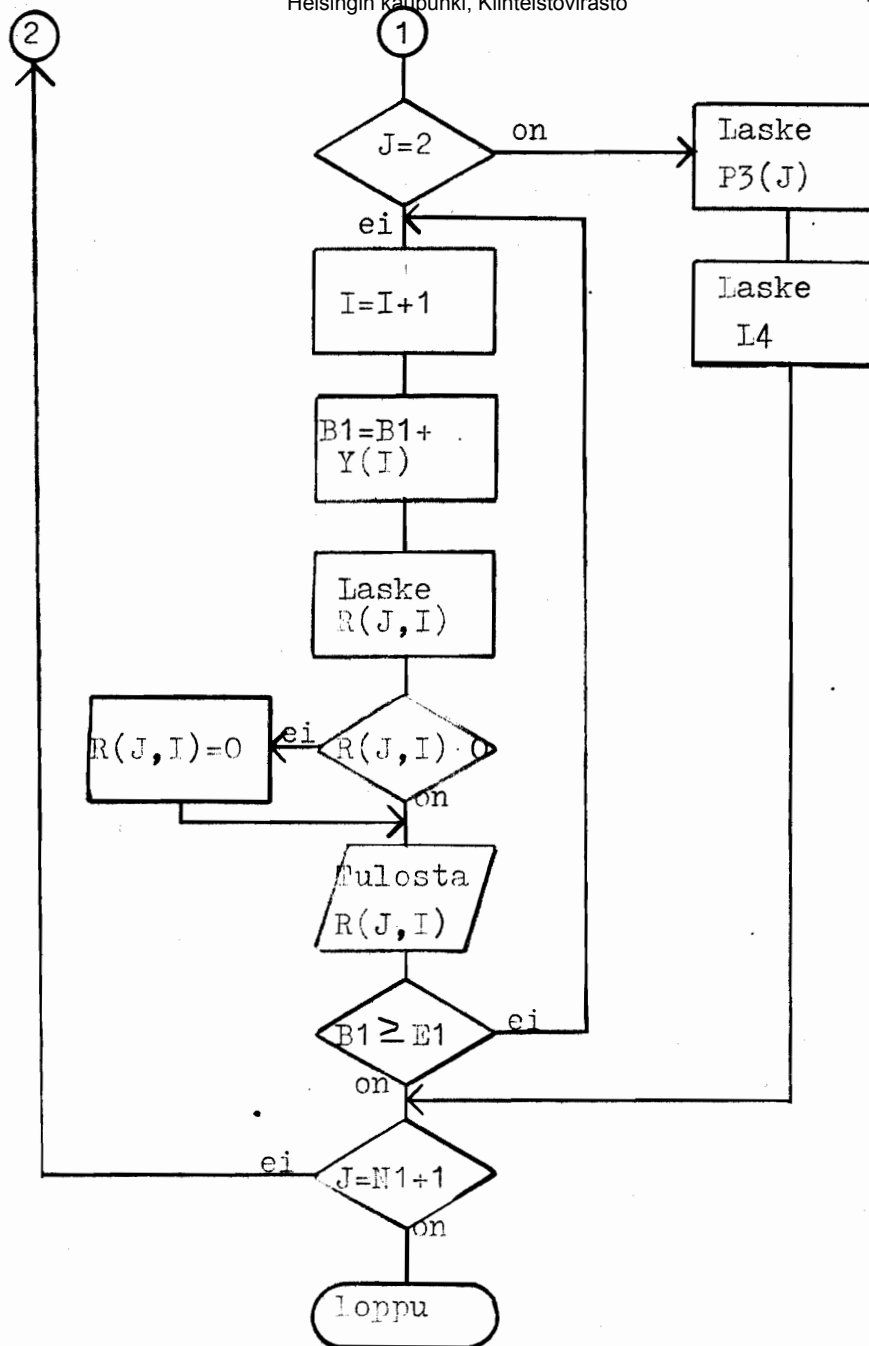
W1 täytemaakuorma laatalle
 P3() täytemaakuorma putkille
 S1() hankausvoima putkille
 $T2() = P3() + S1() + D() / 2 Q1$

Kuva 47. Aliohjelman "KUORM" lohkokaavio.



Kuva 48. Aliohjelman "MITOI" lohkokaavio.





P2 () Tasoitettu aktiivinen maanpaine.

R (J, I) Maanpaine kaivannon pohjan alapuolella.

P3 () Maanpaine kaivannon pohjan alapuolella 1-tukisessa tapauksessa

L4 Kaivannon pohjan alapuolisen maanpaineen huomiointisyvyys

E1 Pontin pituus (= H+B)

Kuva 49. Aliohjelman "PMAPA" lohkokaavio.

6.25

Aliohjelma "NTUKI"

Aliohjelma on tehty DI Matti Saareلمان Helsingin kaupungin geoteknillisessä toimistossa kehittämän kirjasto-ohjelman pohjalta.

Ohjelma ratkaisee siirtymämenetelmällä puolisuunnikkaan muotoisen maanpaine kuorman kuormittaman 1 ... n tukisen ulokepalkin tukivoimat ja voimasuureet (leikkausvoimat ja taivutusmomentit) tukiseinän eri kohdissa halutulla jakovälillä. Yksitukisen tapauksen ohjelma laskee 2-tukisena siten, että tukiseinän alapäähän asetetaan kuviteltu tuki, jonka tukivoima on nolla.

Ohjelma tulostaa kirjoittimella eri kaivuvaiheissa tukivoimat ja voimasuureet ja tallettaa ne levymuistiin.

Kuvassa 50 on ohjelman lohkokaavio.

6.26

Aliohjelma "PONTIT"

Ohjelma laskee maksimimomentin perusteella pontin arviittavan taivutusvastuksen ja valitsee ja tulostaa sopivan Krupp tai Larssen profiilin.

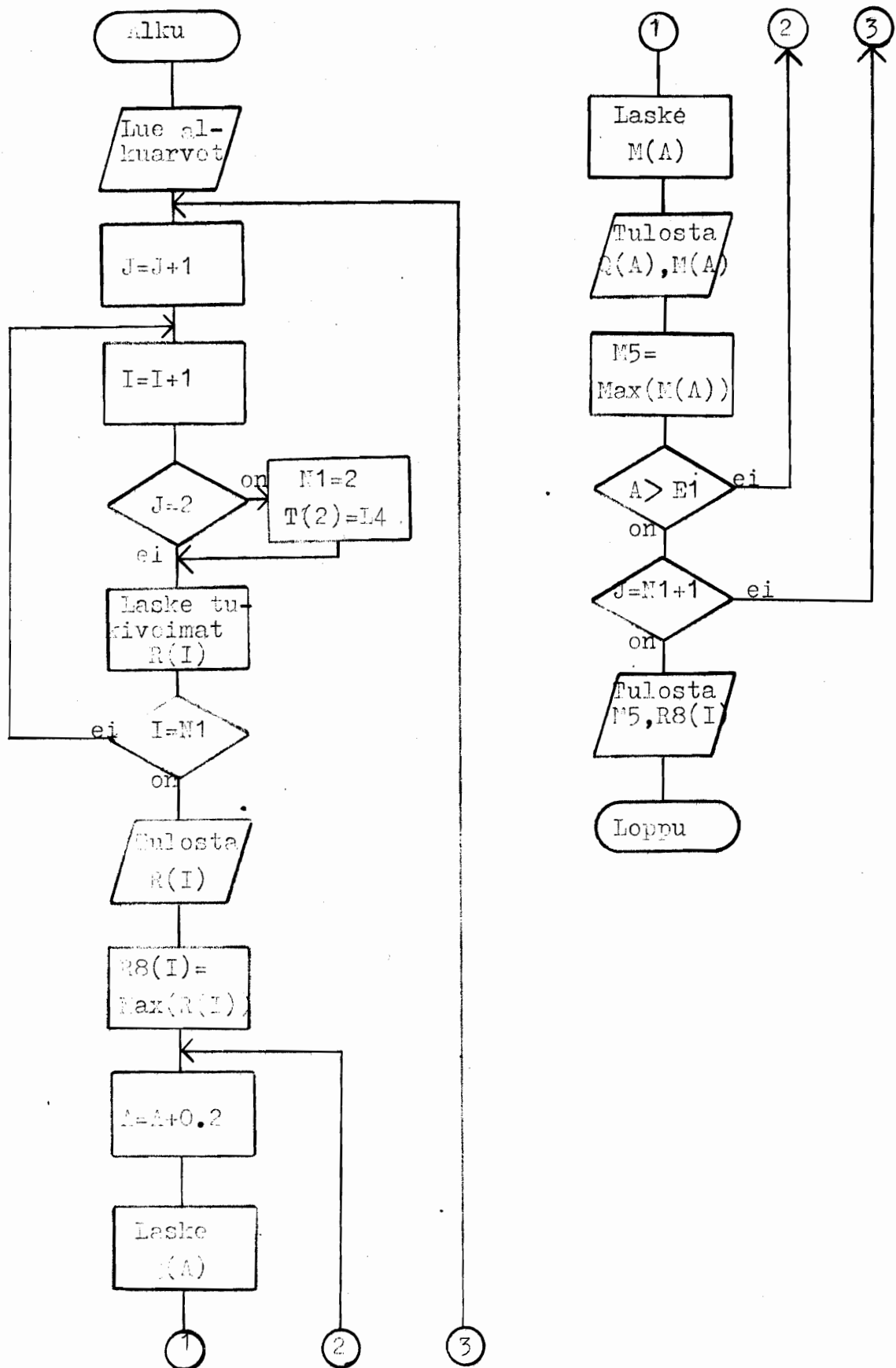
Kuvassa 51 on aliohjelman lohkokaavio.

6.27

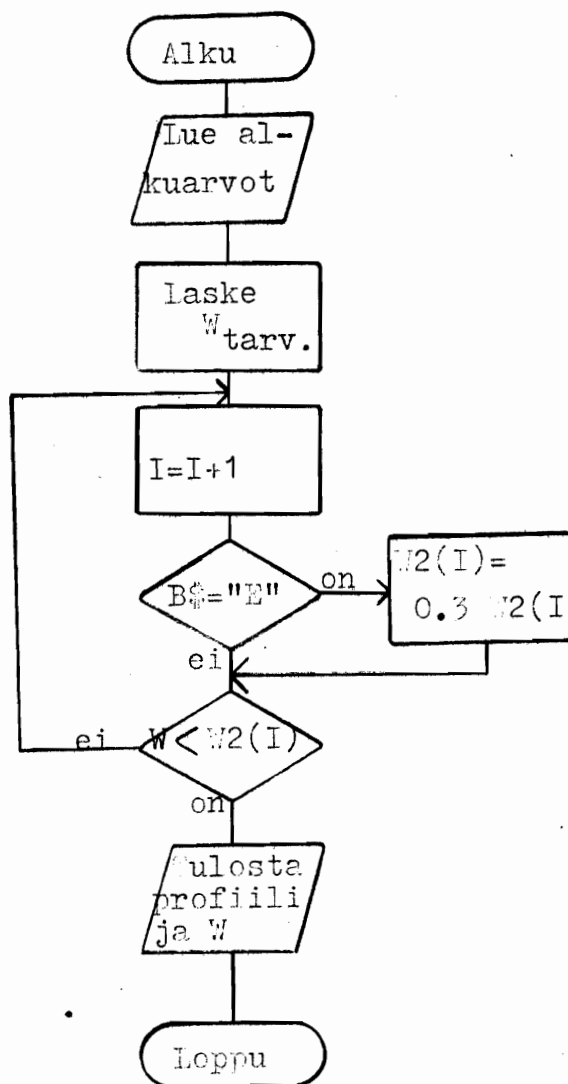
Aliohjelma "JUTU"

Ohjelman käyttäjä antaa in put-lauseella tukivälin ja ohjelma mitoittaa juoksut tällä tukivälillä maksimitaivutusmomentin perusteella. Tuet mitoitetaan nurjahdukselle sauvoina, joita kuormittaa epäkeskinen normaalivoima. Haluttaessa aliohjelman toteutus voidaan aloittaa alusta. Ohjelma tulostaa sopivat juoksu- ja tukiprofiilit (HE B) eri tukitaasoilla.

Kuvassa 52 on esitetty ohjelman lohkokaavio.



Kuva 50. Aliohjelman "NTUKI" lohkokkaavio.

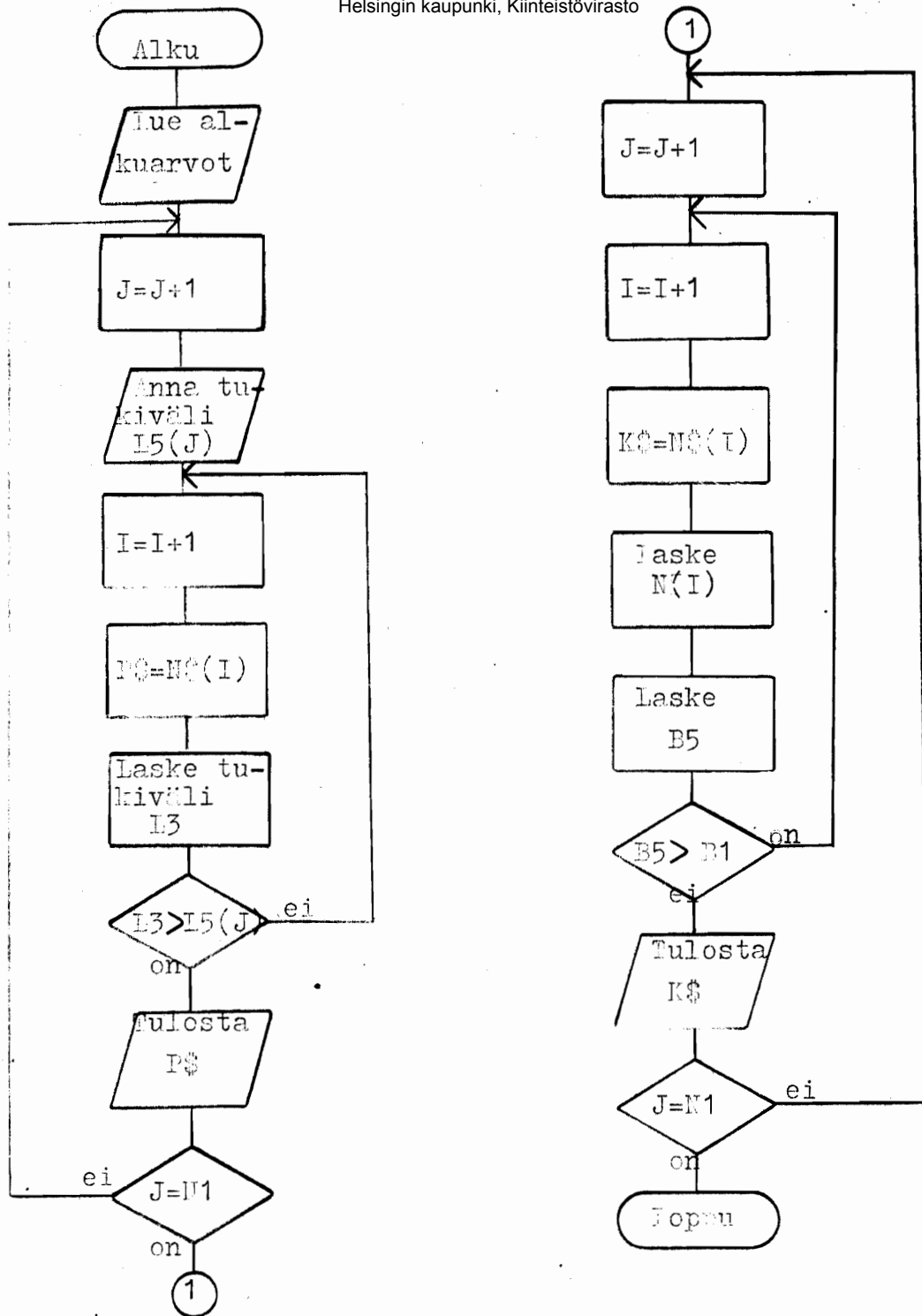


W tarvittava taivutusvastus

B ponttien lyöntitapa (esim. "EI PONTTIIN")

W2() ponttien taivutusvastukset

Kuva 51. Aliohjelman "PONTIT" lohkokaavio



$N\$ ()$ Profiilit (HE B)

$N ()$ Tukivoima

B5 Profiilin nurjahdusjännitys

B1 Sallittu nurjahdusjännitys

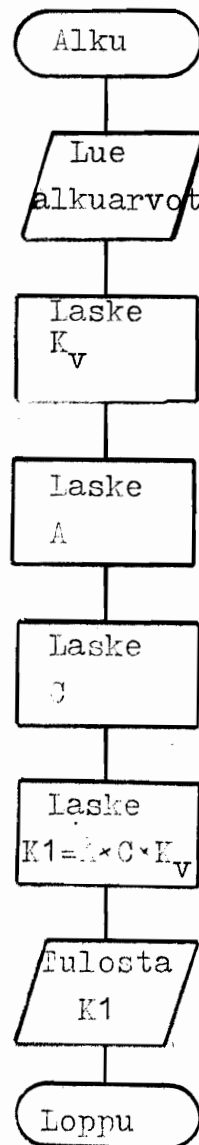
Kuva 52. Aliohjelman "JUTU" lohkokaavio.

6.28

Aliohjelma "KUST"

In put-lauseella annetaan rakennuskustannusindeksin pisteluku (1964=100). Ohjelma laskee kaivannon mitoista riippuvan vertailukustannuksen ja saven leikkauslujuudesta ja pehmeikön paksuudesta riippuvat kertoimet ohjelmassa olevien lineaaristen kustannusfunktioiden avulla. Kokonaiskustannus saadaan vertailukustannuksen ja kertoimien tulona. Ohjelma tulostaa putkijohdon rakennuskustannukset/m ilman kiinteitä putkistokustannuksia.

Aliohjelman lohkokaavio on esitetty kuvassa 53.



A Saven leikkauslujuudesta riippuva kustannuskertoain

C Pehmeikön paksuudesta riippuva kustannuskertoain

Kuva 53. Aliohjelman "KUST" lohkokaavio.

6.29

Piirustusohjelma

Aliohjelmat "TULVA", "PIIR 3", "PIIR 4" ja "PIIR 5" muodostavat yhdessä ohjelman graafisen tulostusosan.

Ohjelmassa "TULVA" valitaan in put-lauseilla graafisen tulostuksen laajuus ja mittakaava. Piirustus-aliohjelmat koostuvat erikoisfunktioiksi määritellyistä alimoduleista, jotka muunnetaan varsinaiseksi piirustuskäskyiksi DI Matti Saareلمان kehittämän kirjastoproceduurin ("PLOT") avulla.

Piirustusaliohjelmat piirtävät maastomallin alkuarvojen perusteella, voimasuurekuviot eri kaivuvaiheissa, tukirakenteiden mitoituspiirroksen ja perustusten mitoituspiirroksen.

6.3

Käyttäjän yleisohjeet

6.31

Alkuarvot

Alkuarvot annetaan Data-lauseina pääohjelmassa. Alla luetellaan symboleineen ne alkuarvot, jotka ohjelmalle on annettava yllämainittavissa data-lauseissa.

DATA 20

C⁴ Mitoituskohteen nimi

DATA 21

B	Kaivannon leveys (m)
H	Kaivannon korkeus (m)
Q	Pintakuorma (kN/m ²)
L	Paalupituus (m)
L1	Paalun vaipan piiri (m)
W	Pohjavedenpinnan syvyys (m)
T	Vettä läpäisevä maakerroksen syvyys (m)
B1	Laatan leveys (m)
Q1	Liikennekuorma (kN/m ²)

DATA 23

N Maakerrosten lukumäärä
Y() Maakerroksen paksuus (m)
S() Maakerroksen leikkauslujuus (kN/m^2)
K() Maakerroksen tilavuuspaino (kN/m^3)
F() Maakerroksen kitkakulma (°)

Maaperätiedot annetaan yhdestä maakerroksesta ker-
rallaan.

DATA 24

N2 Täytemaakerrosten lukumäärä
Y2() Täytemaakerroksen paksuus (m)
K2() Täytemaakerroksen tilavuuspaino (kN/m^3)

Täytemaatiedot annetaan yhdestä maakerroksesta ker-
rallaan.

DATA 25

N4 Putkijohtojen lukumäärä
D() Putkijohtojen halkaisija (m)
Z() Putken laen syvyys maanpinnasta (m)

DATA 26

NØ Rinnakkaisten paalujen lukumäärä
PØ Sallittu paalukuorma (kN)
BØ Laatan sallittu betonijännitys (MN/m^2)
TØ Laatan sallittu teräsjännitys (MN/m^2)

DATA 27

N1 Tukitasojen lukumäärä
A2() Kaivutasojen syvyys maanpinnasta (m)

DATA 28

T() Tukitasojen syvyys maanpinnasta (m)

DATA 29

B\$ Ponttien lyöntitapa (esim. "ei ponttiin")

Kun alkuarvot on kirjoitettu, pääohjelma on talle-
tettava levymuistiin ennenkuin ohjelman ajo voidaan
alkaa.

6.32 Ohjelman ajo

Ohjelma haetaan levymuistista keskusmuistin komennolla:

LOAD DCF "PUTKIKAI" R (R = RETURN)

Kun alkuarvot on kirjoitettu kohdan 6.31 mukaisesti, data-lauseet talletetaan levyille komennolla:

SAVEDCF "NIMI" 20, 29 R

Tämän jälkeen voidaan ohjelman toteutus aloittaa komennolla:

RUN R

Jos tulostus halutaan rivikirjoittimelle, on ennen RUN-komentoa kirjoitettava:

SELECT PRINT 015 R

Ohjelman ajon aikana ohjelma kysyy näitä alkuarvoja. Niihin vastataan kuvaputkelle tulevan ohjeen mukaisesti ja painetaan R. Ohjelma sisältää varmuuden vuoksi yhden keskeytyksen. Keskeytyksen jälkeen ohjelman toteuttamista voidaan jatkaa komennolla CONTINUE R.

Ohjelman tarvitsevien alkuarvojen kirjoitus valmiilta alkuarvokaavakkeelta kestää operaattorilta 5 .. 10 min. Ohjelman ajo kestää pientietokoneella (Wang 2200) 5 ... 8 min ja graafinen tulostus koko laajuudessaan noin 50 ... 70 min.

Yhden leikkauksen laskentakustannuksiksi operaattorin palkkakustannuksineen tulee Helsingin kaupungin geoteknillisen toimiston laskutushintojen mukaan näin ollen noin 180 mk ja ilman graafista tulostusta noin 70 mk.

6.33 Rajoitukset

Ohjelmaa käytettäessä on huomioitava seuraavat rajoitukset:

- Ohjelma soveltuu vain pehmeikölle rakennettavien putkijohtokaivantojen mitoittamiseen. Ylin maakerros ($Y(1) < H/2$) ja alin maakerros $N-1$

olla myös kitkamaata.
$$\left(\sum_{I=1}^{N-1} Y(I) \right) H$$
 saavat

- Ohjelma ei tutki tukemattoman kaivannon stabiili-
teettia.
- Jos paaluja ei käytetä, on alkuarvoissa niiden
pituudelle ja halkaisjalle annettava arvo nolla.
Tällöin ei laattaa eikä putkia voida mitoittaa oh-
jelmalla. Aliohjelman "STABH" toteutuksen jälkeen
ohjelman ajo on keskeytettävä ja kirjoitettava käs-
ky $Z_0 = 3$, jolloin ohjelmat "KUORM" ja "MITOI" si-
vuutetaan.
- Kaivuvaiheiden lukumäärän on oltava yhtä suurempi
kuin tukitasojen lukumäärän.
- Mikäli aliohjelman "JUTU" jälkeen halutaan muut-
taa tukitasojen (samalla myös kaivutasojen) luku-
määrää tai korkeutta, on uusien alkuarvojen kirjoit-
tamisen jälkeen kirjoitettava käsky $Z_0 = 3$, jolloin
ohjelman toteutus alkaa uudelleen aliohjelman
"PMAPA" alusta.

ALKUARVOT PUTKIKAIVANTOJEN MITOITUSOHJELMAAN

DATA 20	Kohde	" YRJÖNKADUN VIEMÄRI "											
ATA 21	Kaivannon leveys	m	2.5	Syvyydet tarkoittavat etäisyyttä työnaikaisesta maanpinnasta. Putkojohtolinjan kohdalle myöhemmin rakennettavat katu- tai täyttökerrokset lisätään tasaisena kuormana liikennekuormaan. Jokaiselle alkuarvotiedolle on annettava joku arvo. Yhden maakerroksen tiedot kirjoitetaan yhteen pystysarakkeeseen. Kääntöpuolella esitetään tiedot toivotuista tukiprofiileista ja ponttityypistä sekä rakennuskustannusindeksin pisteluku (1964=100)									
	Kaivannon korkeus	m	4.5										
	Työnaik. pintakuorma	kN/m ²	15										
	Paalupituus	m	8										
	Paalun vaipan piiri	m	1.0										
	Pohjaveden syvyys	m	1.0										
	Vettäläp.maak.syv.	m	8.0										
	Laatan leveys	m	2.1										
	Liikennekuorma	kN/m ²	10										
ATA 23	Maakerrosten lukum.		5										
	- " - paksuus	m		10	10	32	2.5	4.0					
	- " - leikk.luj.	kN/m ²		30	18	10	15	30					
	- " - tilav.paino	kN/m ³		16	16	16	16	16					
	- " - kitkakulma	°		0	0	0	0	0					
ATA 24	Kanavatäytteen kerrosten lukum.		1										
	Kerrosten paksuus	m		4.1									
	- " - tilav.paino	kN/m ³		18									
ATA 25	Putkijohtojen lukum.		2										
	- " - halk.	m		1.0	0.5								
	Putken laen syvyys	m		1.8	3.3								
ATA 26	Rinnakkaisten paal.lukum.		2										
	Sallittu paalukuorma	kN	460										
	Sallittu bet.jännitys	MN/m ²	7.5										
	Sallittu teräs-jännitys	MN/m ²	250										
ATA 27	Tukitasojen lukum.		2										
	Kaivutasojen syvyys	m		1.3	3.6	4.5							
ATA 28	Tukitasojen syvyys	m		1.2	3.5								
ATA 29	Ponttien lyöntitapa		" E "										

7.

MITOITUSESIMERKKI

Esimerkkinä mitoitusmenetelmän käytöstä mitoitetaan kuvan 7 pituusleikkauksessa esitettyjen betonipaaluille ja betonilaatalle perustettavien putkijohtojen perustukset ja kaivanto.

Tarpeellinen kaivannon syvyys saadaan lisäämällä alimman putken alapinnan syvyyteen arvioitu laatan paksuus + tuennan paksuus. Liikennekuormitukseksi otetaan kuormitusnormin mukaan 10 MN/m^2 .

Putkijohtolinjalla suoritettujen pohjatutkimusten mukaan saadaan seuraavat maakerrokset:

Maalaji:	Paksuus (m):	Leikkauslujuus (kN/m^2)
Kuivakuori	1.0	30
Savi	1.0	18
Savi	3.2	10
Savi	2.5	14
Siltti	4.0	30

Kaivanto pyritään mitoittamaan 2-tukisena, teräspontein tuettuna siten, että ylempi tukitaso tulee 1.2 m syvyyteen (alkukaivu voidaan ulottaa 1.4 m syvyyteen) ja toinen tukitaso alimman putkijohdon yläpuolelle niin alas kuin mahdollista.

Ohjelman tarvitsemat alkuarvot on esitetty kuvassa 54 olevassa ohjelman alkuarvokaavakkeessa.

Seuraavassa on ohjelman tulostaus:

*****YRJONKADUN VIEMARI*****

TARVITTAVA PONTIN PITUUS 6.4

VARMUUS POHJAN HYDRAULISTA MURTUMISTA VASTAAN:

1.30

PUTKEN 1 KUORMITUS 43.5 KN/M

PUTKEN 2 KUORMITUS 36.7 KN/M

LAATAN KUORMITUS 313.4 KN/M

LAATAN MITOITUS

PAALUVALI= 2.6 M

LAATAN KORKEUS= 40 CM

TERASMAARA= 20.00 CM2

MAANPAINET

2 TYÖVAIHE. KAIVU ULOTETTU TASOON 3.6

TASOITETTU AKTIIVINEN MAANPAINET: 26.48 KN/M2

X:	Q:
0.00	0.00
0.00	0.00
0.90	26.48
0.90	26.48
3.60	26.48
3.60	-20.89
4.30	-20.89
6.40	0.00

3 TYÖVAIHE. KAIVU ULOTETTU TASOON 4.5

TASOITETTU AKTIIVINEN MAANPAINET: 41.47 KN/M2

X:	Q:
0.00	0.00
0.00	0.00
0.90	41.47
0.90	41.47
4.50	41.47
4.50	32.30
5.00	32.30
5.00	5.96
6.40	5.96
6.40	0.00

TUKIVOIMAT JA VOIMASUUREET

KAIVUVAIHE: 2 PONTIN PITUUS 6.4
 TUKIEN LKM. 1

X1	Q1	X2	Q2
0.00	+0.00	0.90	+26.48
0.90	+26.48	3.60	+26.48
3.60	-20.89	4.30	-20.89

TUKI N:0 SYVYYS TUKIREAKTIO (KN/M)
 1 1.20 +59.87

SYVYYS	LEIKK.V	MOMENTTI
0.00	+0.00	+0.00
0.50	+3.67	+0.61
0.90	+11.91	+3.57
1.00	+14.56	+4.90
1.20	+19.86	+8.34
1.20	-40.00	+8.34
1.50	-32.06	-2.46
2.00	-18.81	-15.18
2.50	-5.57	-21.28
3.00	+7.67	-20.76
3.50	+20.91	-13.61
3.60	+23.56	-11.39
4.00	+15.20	-3.63
4.30	+8.90	+0.00
4.30	+8.90	+0.00
4.30	+0.00	+0.00
4.50	+0.00	+0.00
5.00	+0.00	+0.00
5.50	+0.00	+0.00
6.00	+0.00	+0.00

KAIYUVAIHE: 3 PONTIN PITUUS 6.4
TUKIEN LKM. 2

X1	Q1	X2	Q2
0.00	+0.00	0.90	+41.47
0.90	+41.47	4.50	+41.47
4.50	+32.30	5.00	+32.30
5.00	+5.96	6.40	+5.96

TUKI N:0	SYVYYS	TUKIREAKTIO (KN/M)
1	1.20	+58.70
2	3.50	+133.76

SYVYYS	LEIKK.V	MOMENTTI
0.00	+0.00	+0.00
0.50	+5.76	+0.96
0.90	+18.66	+5.59
1.00	+22.81	+7.67
1.20	+31.10	+13.06
1.20	-27.60	+13.06
1.50	-15.15	+6.65
2.00	+5.57	+4.25
2.50	+26.31	+12.23
3.00	+47.05	+30.57
3.50	+67.79	+59.28
3.50	-65.97	+59.28
4.00	-45.23	+31.48
4.50	-24.49	+14.05
5.00	-8.34	+5.84
5.50	-5.36	+2.41
6.00	-2.38	+0.47

MAKSIMIMOMENTTI= 59.28 KNM/M

MAKSIMITUKIVOIMAT (KN/M) :

**** TUKIRAKENTEIDEN MITOITUS ****

TARVITTAVA SEINAN TAIVUTUSVASTUS 423 CM3
SOPIVA PONTTI ESIM.LARSSEN IIN

JUOKSUPROFIILI TUKITASOLLA 1:HE 160 B
JUOKSUPROFIILI TUKITASOLLA 2:HE 220 B

TUKIPROFIILI TUKITASOLLA 1 HE:120 BK/K 2500
TUKIPROFIILI TUKITASOLLA 2 HE:180 BK/K 2500

\$\$ ALUSTAVA KUSTANNUSARVIO \$\$

KAIVANNON RAKENTAMISKUSTANNUKSET ILMAN PUTKISTOKUSTANNUKSIA (MAT
ERIAALI+TYÖ): 4352 MK/M

Graafinen tulostus liitteenä 3.

Tulokseksi saatu mitoitus on varsin epätaloudellinen tukirakenteiden osalta, koska alatuen sijainnista johtuen taivutusmomentti alatuella on suhteellisen suuri. Taloudellisempi taivutusmomentin jakautuminen saadaan, mikäli tukitasoja lisätään tai alatuki siirretään alemmaksi. Tällöin kaivantotyön suoritus kuitenkin jossain määrin hankaloituu.

Esimerkkinä pontin alapäässä olevan kitkamaakerroksen vaikutuksesta tukirakenteiden mitoitukseen korvataan neljäs maakerros vastaavan paksuisella kitkamaakerroksella, jonka tilavuuspaino on 20 KN/m^3 ja kitkakulma 35° . Pohjan stabiliteetin perusteella laskettu tarvittava pontin pituus on tällöin vain 5,1 m, mutta käytetään tässä kuitenkin 5,5 m ponttia. Tällöin saadaan tulokseksi seuraava mitoitus:

TARVITTAVA PONTIN PITUUS 5.5

POHJAVESI ALENNETTAVA SYVYYDELLE: 2.52

PUTKEN 1 KUORMITUS 43.5 KN/M

PUTKEN 2 KUORMITUS 36.7 KN/M

LAATAN KUORMITUS 309.6 KN/M

LAATAN MITOITUS

PAALUVALI= 2.6 M

LAATAN KORKEUS= 40 CM

TERASMAARA= 19.50 CM2

MAANPAINE

2 TYÖVAIHE. KAIVU ULOTETTU TASOON 3.6

TASOITETTU AKTIIVINEN MAANPAINE: 26.48 KN/M2

X:	Q:
0.00	0.00
0.00	0.00
0.90	26.48
0.90	26.48
3.60	26.48
3.60	-58.93
3.86	-58.93
5.50	0.00

3 TYÖVAIHE. KAIVU ULOTETTU TASOON 4.5

TASOITETTU AKTIIVINEN MAANPAINE: 41.47 KN/M2

X:	Q:
0.00	0.00
0.00	0.00
0.90	41.47
0.90	41.47
4.50	41.47
4.50	32.30
5.00	32.30
5.00	-24.31
5.50	-24.31
5.50	0.00

KAIYUVAIHE: 2 PONTIN PITUUS 5.5
TUKIEN LKM. 1

X1	Q1	X2	Q2
0.00	+0.00	0.90	+26.48
0.90	+26.48	3.60	+26.48
3.60	-22.74	4.25	-22.74

TUKI N:0 SYVYYS TUKIREAKTIO (KN/M)
1 1.20 +59.58

SYVYYS	LEIKK.V	MOMENTTI
0.00	+0.00	+0.00
0.50	+3.67	+0.61
0.90	+11.91	+3.57
1.00	+14.56	+4.90
1.20	+19.86	+8.34
1.20	-39.72	+8.34
1.50	-31.77	-2.38
2.00	-18.53	-14.95
2.50	-5.28	-20.91
3.00	+7.95	-20.24
3.50	+21.20	-12.95
3.60	+23.84	-10.70
4.00	+14.75	-2.98
4.25	+9.04	-0.00
4.25	+9.04	-0.00
4.25	-0.00	-0.00
4.50	-0.00	-0.00
5.00	-0.00	-0.00
5.50	-0.00	-0.00

KAIYUVAIHE: 3 PONTIN PITUUS 5.5
TUKIEN LKM. 2

X1	Q1	X2	Q2
0.00	+0.00	0.90	+41.47
0.90	+41.47	4.50	+41.47
4.50	+32.30	5.00	+32.30
5.00	-24.31	5.50	-24.31

TUKI N:0 SYVYYS TUKIREAKTIO (KN/M)
1 1.20 +75.94
2 3.50 +96.02

SYVYYS	LEIKK.V	MOMENTTI
0.00	+0.00	+0.00
0.50	+5.76	+0.96
0.90	+18.66	+5.59
1.00	+22.81	+7.67
1.20	+31.10	+13.06
1.20	-44.83	+13.06
1.50	-32.39	+1.48
2.00	-11.65	-9.53
2.50	+9.08	-10.17
3.00	+29.82	-0.44
3.50	+50.55	+19.64
3.50	-45.46	+19.64
4.00	-24.72	+2.09
4.50	-3.99	-5.08
5.00	+12.15	-3.03
5.50	+0.00	+0.00

MAKSIMIMOMENTTI= 20.91 KNM/M

MAKSIMITUKIVOIMAT (KN/M) :

75 96

**** TUKIRAKENTEIDEN MITOITUS ****

TARVITTAVA SEINAN TAIVUTUSVASTUS 149 CM3
SOPIVA PONTTI ESIM. KRUPP KD VI L

JUOKSUPROFIILI TUKITASOLLA: 1 HE 180 B
JUOKSUPROFIILI TUKITASOLLA: 2 HE 180 B

TUKIPROFIILI TUKITASOLLA: 1 HE 160 BK/K 2500
TUKIPROFIILI TUKITASOLLA: 2 HE 180 BK/K 2500

\$\$ ALUSTAVA KUSTANNUSARVIO \$\$

KAIVANNON RAKENTAMISKUSTANNUKSET ILMAN PUTKISTOKUSTANNUKSIA (MATERIAALI+TYÖ): 2065 MK/M

Tulokseksi saatiin huomattavasti edullisempi mitoitus. Maksimiauukko- ja tukimomentit ovat nyt likimain yhtäsuuret, jolloin tukiseinän ja juoksu-
jen osalta päästiin hieman kevyempiin profiileihin. Alustava kustannusarvio on kitkamaatapauksessa noin 20 % pienempi kuin tehtäessä vastaava kaivanto syvälle savikolle.

Voimasuurekuviot lopullisessa tilanteessa ja tukirakenteiden mitoituspiirros liitteessä 4.

8.

SUOSITUS SUUNNITTELU- JA VALVONTAKÄYTÄNNÖKSI

Ellei putkijohdon linjaus ole ennalta esimerkiksi asemakaavassa määritetty, eri linjavaihtoehtojen perusteella valitaan ensin edullisin reitti putkijohdoille. Mahdollisuus kustannussäästöihin pumppaamoja tai routaeristyksiä tekemällä on myös tutkittava.

Esisuunnitteluvaiheessa on erityisen tärkeää, että putkijohdon suunnittelija ja pohjarakennussuunnittelija ovat yhteistyössä keskenään, koska rakentamiskustannukset määräytyvät suurimmaksi osaksi jo tällöin.

Kun putkijohdon linjaus on valittu ja pohjatutkimukset tehty, linja jaetaan perustamisolosuhteiltaan samanlaisiin osiin ja suunnitellaan niille perustus ja kaivannot. Kaivannon tuenta on luonnollisesti suunniteltava valittuun perustamistapaan soveltuvaksi. Koska paalutus lisää kustannuksia huomattavasti sen tarpeellisuus on rajatapauksissa painumalaskelmin tutkittava. Perustusrakenteiden ja kaivannon tuennan suunnittelu voidaan suorittaa esimerkiksi edellä esitetyllä tietokoneohjelmalla, joka edellyttää tietyn työjärjestyksen noudattamista.

Suosittelava suunnittelukäytäntö on, että joko rakennuttaja tai urakoitsija suunnittelee koko rakennustyön. Nykyisin yleinen käytäntö, jonka mukaan rakentaja suunnittelee putkijohdon perustukset ja urakoitsija kaivannon tuennan, ei ole suositeltava. Tällöin esimerkiksi vauriotapauksissa syntyy helposti vaikeita syyllisyys- ja vastuukysymyksiä.

Paalutus suoritetaan maanpinnalta ennen kaivannon tekemistä. Kaivannon tukeminen ja kaivu on suoritettava vaiheittain yhtäjaksoisesti siten, että kunkin tukitason tuet asennetaan heti, kun kaivu on edennyt kyseiselle tasolle. Ylimmäistä tukitasoa ei saa asentaa alemmaksi kuin vakavuuslaskelmin tarkistettu tukemattoman kaivannon stabiliteetti sallii.

Tarvittava pohjaveden alentaminen on aloitettava riittävän ajoissa ennen kaivun ulottamista pohjata-

solle. Kaivannon ollessa matala ja vettä läpäisevä maakerros riittävän lähellä, pohjaveden alennus voidaan suorittaa ennakoon kaivannon ulkopuolelta. Jos kaivanto on syvä tai pohjavettä läpäisevä kerros laitteiston kapasiteettiin nähden syvällä, pohjaveden alennus voidaan tehdä vaiheittain kunkin tukitason asentamiseen liittyen.

Ilman pohjanrakennustyön valvontaa jää hyväkin pohjarakennussuunnitelma usein ilman toivottua tulosta. Putkijohdon kelpoisuus lopputarkastuksessa ei vielä todista, että putkijohdon rakentaminen on tehty ja valvottu kunnollisesti, koska painumat ja muut vauriot syntyvät yleensä vasta pitkän ajan kuluttua putkijohdon rakentamisesta. Valvonta olisi erityisesti kohdistettava seuraaviin seikkoihin:

- Valvotaan, että tukiseinä-lankut ovat tarpeeksi pitkiä ja että profiili on suunnitelmien mukainen.
- Valvotaan, että kaivu suoritetaan oikeista paikoista ja että tarpeetonta pintakuormitusta kaivannon reunalla ei ole.
- Seurataan kaivannon pohjan liikkeitä. Jos merkittävää pohjanousua tapahtuu, on pintakuormitusta pienennettävä, esimerkiksi suorittamalla kaivu kaivannon päästä ennenkuin laatta voidaan valaa.
- Valvotaan, että juoksuina ja välitukina käytetään suunnitelmien mukaisia suoria profiileja ja että tuet asennetaan suunnitelluille tasoille.
- Valvotaan, että tukitäytöt tiivistetään kunnollisesti. Erityisesti kohteissa, joissa putkia ei kiinnitetä laattaan betonituennalla, täyttö putkien vieressä on tiivistettävä hyvin. Tarvittaessa voidaan täytteessä tehdä tiiveyskokeita.

Kunnollisesti suunniteltu ja rakennettu putkijohto kestää ilman merkittäviä vuotoja normaaliolosuhteissa huollotta 15 ... 20 vuotta. Kunnossapitotoimenpitein, esimerkiksi saumoja putken sisäpuolelta injektoimalla, putkijohdon käyttöikä voidaan lisätä kuitenkin huomattavasti.

9.

YHTEENVETO

Selkeiden suunnitteluohjeiden puutteen takia putkijohtojen pohjarakennussuunnittelun taso on ollut maassamme näihin päiviin saakka matala. Viemäriverkostoon putkien rikkoutumisen seurauksena vuotavat vedet lisäävät jätevedenpuhdistamojen kuormitusta ja aikaansaavat usein myös pohjaveden alenemista. Tästä saattaa aiheutua ympäristöhaittoja, esimerkiksi lähellä olevien rakennusten painumista tai puiden kuolemisia. Työssä on pyritty kehittämään yhtenäinen ja mahdollisimman yksinkertainen mitoitusmenetelmä tietokonesovellutuksineen pehmeikölle rakennettavien putkijohtojen perustusten ja kaivantojen suunnittelun avuksi.

Kappaleessa 2 on kirjallisuuteen perustuen esitetty lyhyesti tärkeimmät suunnitteluperusteet ja samalla selvitetty nykyistä hajanaista suunnittelukäytäntöä pääpainon ollessa kaivannon stabiliteetin ja kuormitusten määrittämisen tarkasteluissa. Aiheen laajuuden takia on kirjallisuusosa varsin lyhyt, osin pintapuolinenkin, vain tärkeimpiin ja yleisimmin tunnettuihin lähdeteoksiin perustuva. Siihen on kuitenkin pyritty keräämään niin paljon tietoa kuin välttämättä vaaditaan luotettavahkon mitoitusmenetelmän kehittämisen pohjaksi.

Maanpaineen suuruutta ja jakautumista kaivannon pohjan alapuolella on tutkittu varsin vähän. Lisäksi kirjallisuuslähteet antavat toisistaan poikkeavia ohjeita siitä, miten maanpaine tukiseinän alapäässä tulisi määrittää. Tämän takia suoritettiin yhteistyössä VTT:n geotekniikan laboratorion kanssa kenttämittauksia kaivannon pohjan alapuolisen maanpaineen, tukiseinän jännitysten ja tukivoimien mittaamiseksi. Mittaukset ja mittaustulokset on selostettu kappaleissa 3 ja 4.

Kirjallisuuden ja mittaustulosten perusteella kehitetty mitoitusmenetelmä on esitetty kappaleessa 5. Ensin määritetään tarvittava pontin pituus kaivannon pohjan stabiliteetin perusteella. Tämän jälkeen lasketaan laatan ja putkien kuormitukset ja mitoitetaan laatta ja paalut. Kenttämittausten

tulosten perusteella päädyttiin siihen, että maanpaine määritetään Pohjarakennus käsikirjassa esitetyn menetelmän mukaan sillä muutoksella, että kaivannon pohjan alapuolinen maanpaine huomioidaan siihen syvyyteen, mikä on kaivannon pohjan stabiliteetin perusteella laskettu pontin pituus, mutta ei kuitenkaan syvemmälle kuin kaivannon leveys + kaivannon syvyys. Näin laskettu maanpainepinta kuormituksena mitoitetaan normaalisti lujuusopin mukaan tukisinä, juoksut ja välituet.

Kehitetyn mitoitusmenetelmän käyttökelpoisuuden lisäämiseksi on siitä tehty pääasiassa Helsingin kaupungin käyttöön myös Basic-kielinen tietokone-ohjelma graafisine tulostusmahdollisuuksineen. Ohjelmisto on mitoitus-esimerkkeineen esitetty kappaleissa 6 ja 7. Ohjelmisto on ensimmäinen geotekniikan tietokoneohjelma maassamme, joka suoraan alkuarvoista mitoittaa rakennekokonaisuuden ja piirtää valmiit rakennepiirustukset. Sen käytöstä ei ole vielä toistaiseksi saatu palautetta. Ohjelmaa ei näin ollen voida pitää vielä täysin valmiina, vaan ohjelmistoa tultaneen kehittämään ja parantamaan edelleen sen käytöstä saatavien kokemusten mukaan.

ENGLISH SUMMARY

This work is done for to develop a dimensioning method for pile foundations and braced cuts built in the cohesive soils. The method is also applied in practical form to the computer of Geotechnical Office of Helsinki. This planning method has been mainly developed according to literature resources and field measurements. The primary objects have been the stability of the excavation and the earth pressures on the sheeting. The shared factors of safety have been applied as widely as possible.

It has been supposed that the pipe conduits and its foundation structure are loaded by their own weights, earth fill, traffic loads and side friction due to the settlement of the soil outside the foundation. The plate and the piles are normally dimensioned according to the standards of the concrete or wooden structures.

The necessary length of the sheet piles is determined according to the heave danger of the excavation bottom.

The distribution and the quantity of the earth pressure, especially beneath the bottom of the excavation, have not been examined earlier in Finland. Besides literary sources give very different instructions how to determine the earth pressure in the lower part of the sheeting in cohesive soils. For this reason field investigation was made together with the Geotechnical Laboratory of the Technical Research Centre of Finland. The purpose of these measurements was to find out the earth pressure beneath the bottom of the cut, the bending moments of the sheet piles and strut loads in two pipe line cuts built in clay areas.

The results of the measurements gave the conclusion that the earth pressure can be determined approximately according to the method recommended in the Pohjarakennus käsikirja (RIL 95). However the earth pressure deeper than the width of the cut from the bottom is not needed to take into account.

The supports are normally dimensioned in such a way that they can take the total earth pressure as well as the maximum load that can occur in each strut.

A computed program with drawing output has been done at Geotechnical Office of Helsinki City for to increase the usefullness of the method. The program calculates straight from the given data the dimensions of structures of the piled foundation and the supported excavation. The output can be made numerically or grafically. The output drawings consists of given data, figures of earth pressures, shear forces and bending moments of sheet piles in each stage of excavation and structures of foundation and excavation. In this way the dimensioning system is totally integrated from the data to the foundation engineering construction drawings.

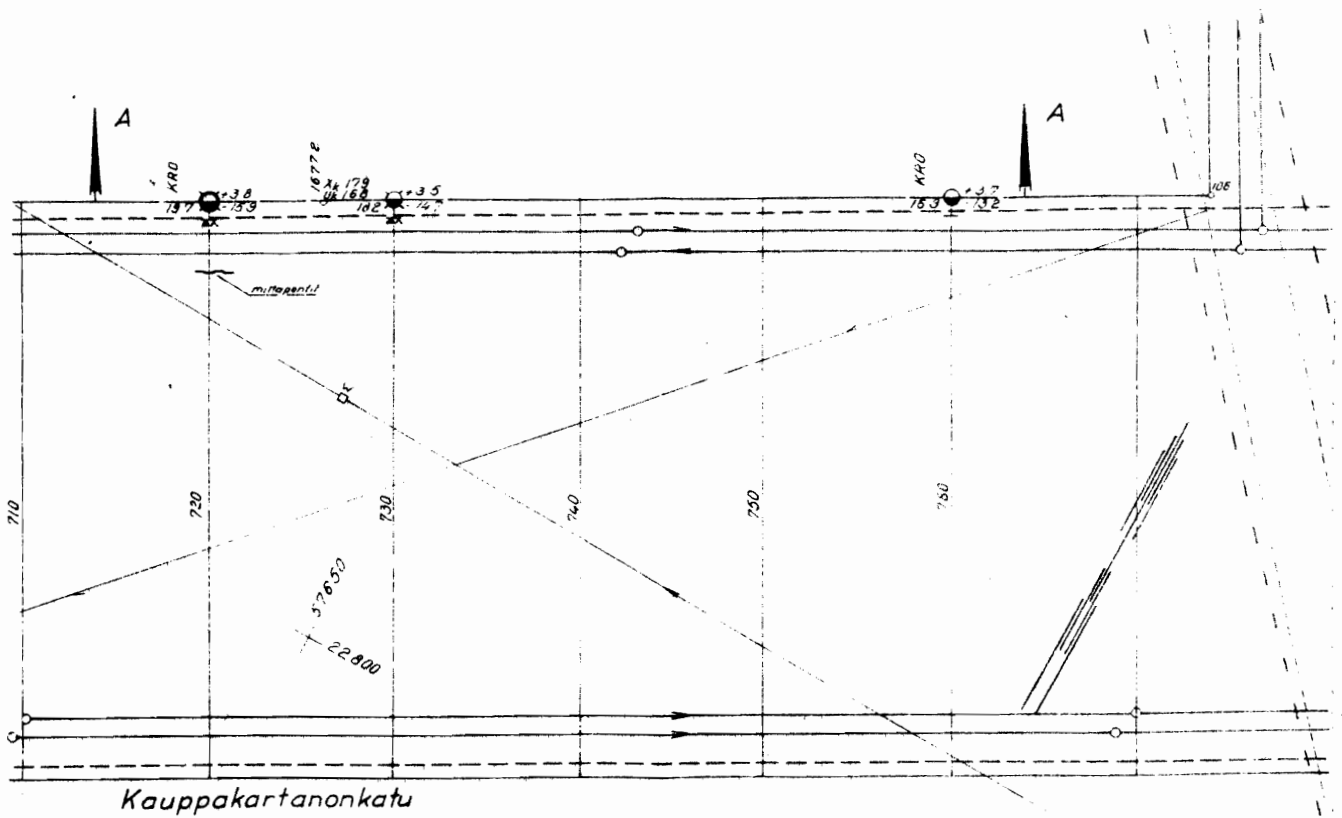
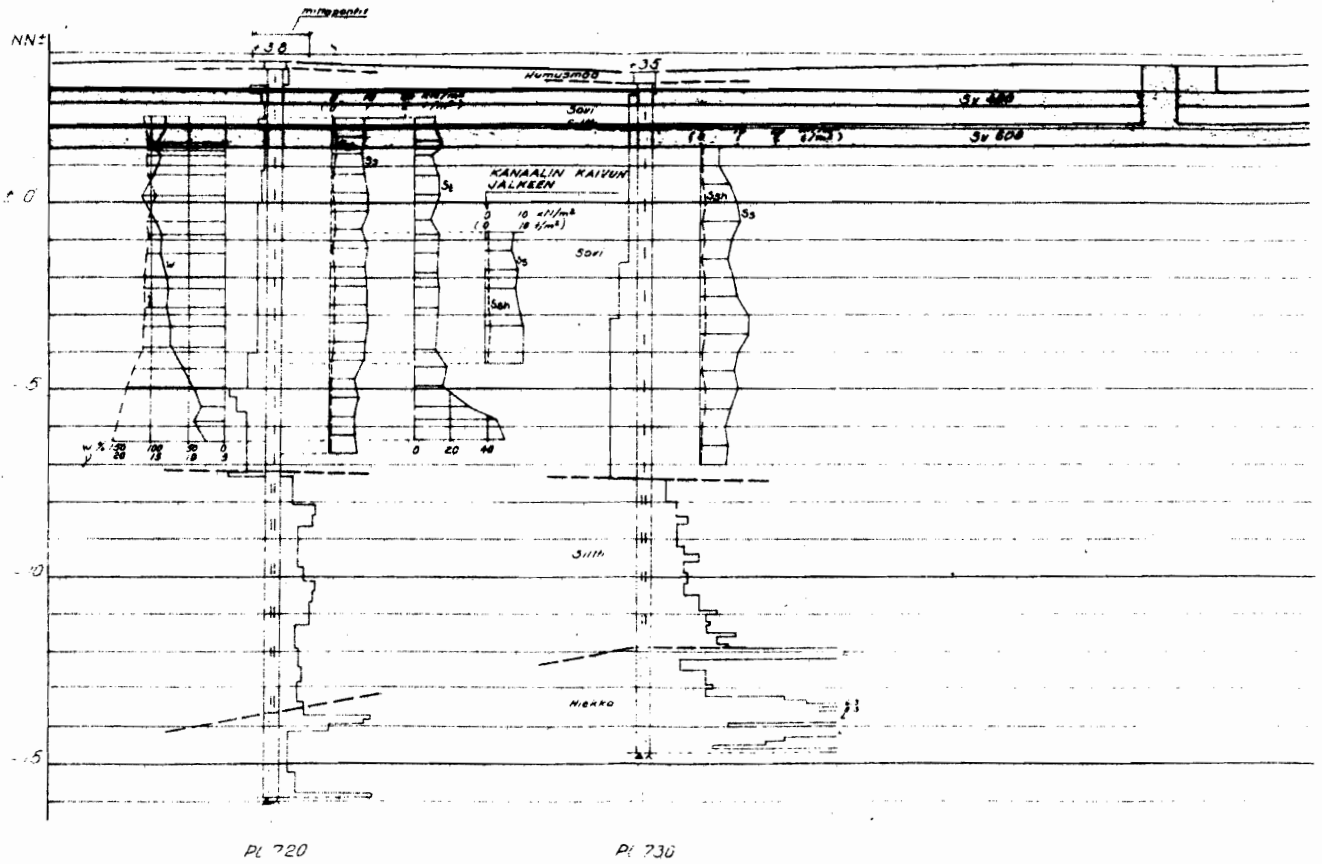
KIRJALLISUUSLUETTELO

1. Anvisningar för spont i ledningsgrav.
Svenska teknologföreningen.
Stockholm 1976.
2. Betoniputkinormit 1973 (1971).
Suomen kunnallisteknillinen yhdistys,
julkaisu No 1, Helsinki 1973.
3. BROMS, B.:
Spontväggar, jordtryckteorier och
dimensioneringsmetoder.
STF-ALI, kurs: Spontningsarbeten.
Stockholm 1970.
4. FLAATE, K. and PECK, R.B.:
Braced Cuts in Sand and Clay.
Norges Geotekniske Institutt,
publikasjon Nr 96, Oslo 1973.
5. HARTIKAINEN, J.:
Putkijohtojen pohjarakennus savialueilla.
Rakennustaito 1975:9, ss.32 ... 39.
6. HELENELUND, K.V.:
Maanrakennusmekaniikka I.
TKY:n moniste No 137. Otaniemi 1974.
7. HULT, G.:
Schackt i ledningsgrav.
STF-STI kurs: Grundläggning- och skyddsarbeten -
markförlagda va-ledningar.
Stockholm 1976.
8. JANBU, N., BJERRUM, L. og KJAERNSLI, B.:
Vejledning ved losning av fundamenteringsoppgaver.
Norges Geotekniske Institutt, (NGI),
Publikasjon Nr 16.
9. JIMENEZ SALAS, J.A., URIEL, S. and SERRANO, A.A.:
Behaviour under horizontal forces of two cast-
in place walls diaphragm in loose layered soil.
Fifth European conference on Soil mechanics
and Foundation engineering.
Madrid 1972.
10. JÄÄSKELÄINEN, H.:
Taipuisiin putkijohtoihin kohdistuva maanpaine.
VTT, Geotekniikan laboratorio, tiedonanto No 5.
Espoo 1973.

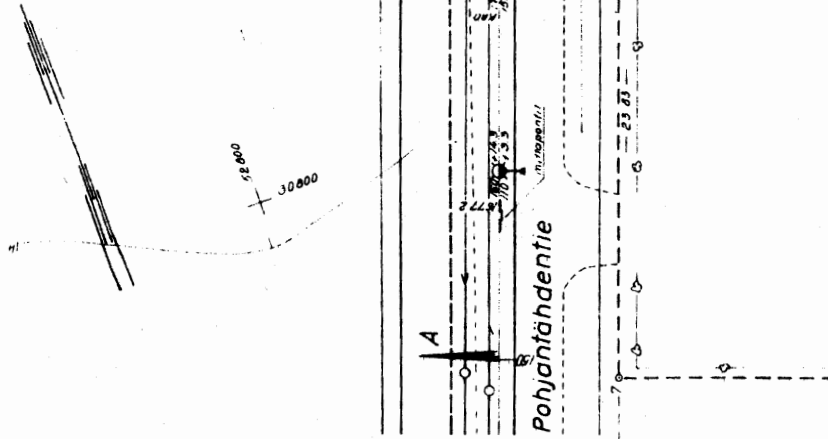
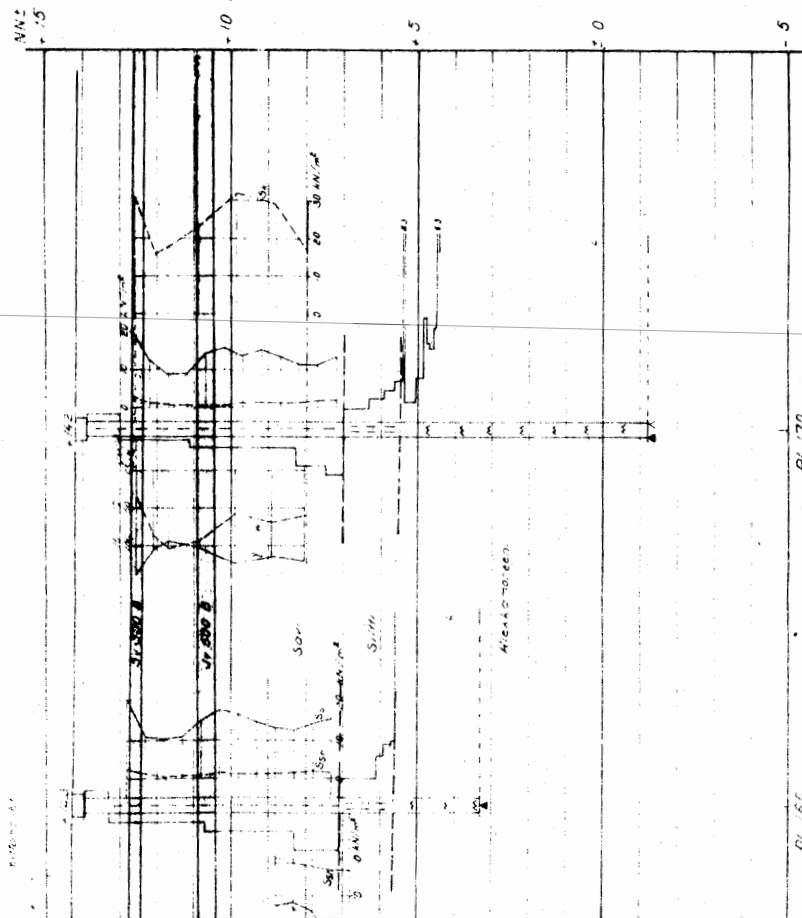
11. Kaivantojen tukemisohjeiden kehittäminen, kenttäkokeet.
VTT, Geotekniikan laboratorio, luonnos.
Espoo 1976.
12. KORHONEN, K-H.:
Pienten putkijohtojen kuormituksista.
VTT, julkaisu 78. Helsinki 1965.
13. Kunnallisteknisten putkistojen rakentamiskustannukset pehmeiköllä kaavasuunnittelua varten.
VTT, Geotekniikan laboratorio, selvitys.
Espoo 1976.
14. Larssen Handbuch.
Dortmund 1960.
15. MAGNUSSON, O.:
Deformationer i en schaktbotten av lera.
Bygghörskrningen, rapport R 21:1975.
Stockholm 1975.
16. MARSTON, A.:
The teory of external loads on clased conduits in the late of latest experiments.
Ames.1930. Iowa Eng.
Experiment Station, Bulletin 96.
17. Measurements at a strutted excavation in Oslo subway, Vaterland.
Norges Geotekniske Institutt,
technical raport No 6, Oslo 1962.
18. Pohjarakennus. Suomen Rakennusinsinöörien liitto, julkaisu RIL 95.
Helsinki 1974.
19. Puistolan kokoojaviemärin vauriot kaivovälillä 13 ... 14. Lausunto vaurioiden syistä.
Helsingin kaupungin geoteknillinen toimisto,
Helsinki 1976.
20. Puurakenteiden normit. Suomen Rakennusinsinöörien liitto, julkaisu RIL 63 c.
Helsinki 1973.
21. Rajatilamitoitusohjeet 1975.
Suomen Rakennusinsinöörien liitto,
julkaisu RIL 53 d. Helsinki 1975.
22. Rakennustekniikan käsikirja, osa 4.
Konstruktio tekniikka. Helsinki 1972.

23. Rakenteiden kuormitusnormit (1969, 1970) 1971.
Suomen Rakennusinsinöörien liitto,
julkaisu RIL 59 c. Helsinki 1971.
24. SAARELMA, M.:
Paalujen sivuvastuksesta koheesiomaassa.
Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu,
rakennusinsinööriosasto. Helsinki 1975.
25. SIMONEN, K.:
Kadun ja siinä olevien putkijohtojen perustamisesta pehmeikköalueella painumakysymyksiä silmällä pitäen.
Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu,
rakennusinsinööriosasto, Helsinki 1967.
26. SLUNGA, E.:
Talonrakennuksen maa- ja kalliotyöt III.
Kaivannon tukeminen.
VTT, Geotekniikan laboratorio,
tiedonanto No 19, Espoo 1975.
27. Teräsrakenteiden suunnitteluohteet 1974:
Suomen Rakennusinsinöörien liitto,
julkaisu RIL 90. Helsinki 1974.
28. Vejledning ved gravning og avstivning av grøter.
Norges Geotekniske Institutt (NGI),
Oslo 1969.
29. Vejledning ved pelefundamentering.
Den Norske Pelekomité.
Oslo 1973.
30. Yleisten vesijohtojen ja viemäreiden aines- ja työselitys.
Kaupunkiliiton toimiston julkaisu B 44.
Helsinki 1966.

Leikkaus A-A

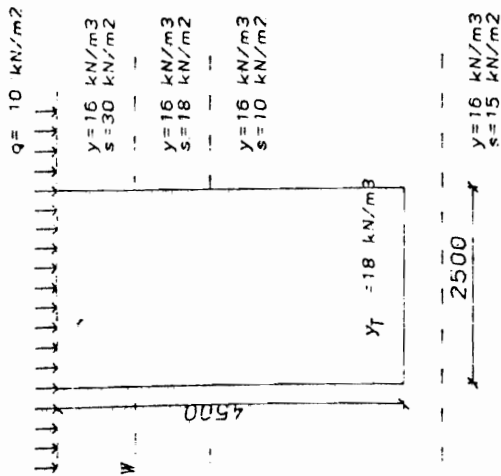


KAUPPAKARTANONKADUN PUTKI- KAIVANNON TUKIRAKENTEIDEN MAANPAIN- JA JANNITYSMITTAUKSET		TILAAJA Rak. - ja Ma. Rak. Os.	
Pohjaluokimus		ALUE KORTTELI 10MTT1	
		SUUNDE LEIKKAUS 1:100 KO. 110 i 200	
TARKASTUKSET		HELSINKIN KAUPUNGIN KUNTI- ja TOIMISTO	
SUUNNITELMAT		GEOTEKNILLINEN TOIMISTO	
PROJEKTI 21.9.76	LAATINUT J. J. J.	HELSINKI 21.9.76	NO 1677/201
KÄSITTELY 21.9.76	TOIMITTanut		

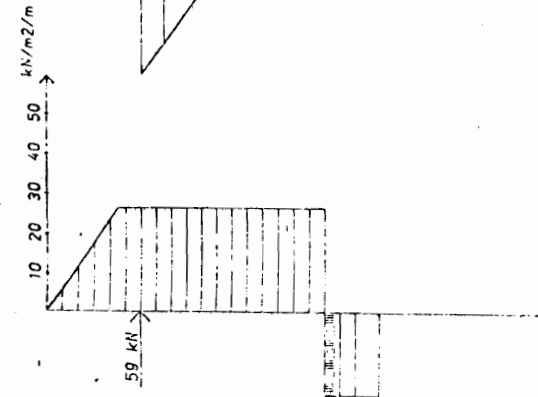


POHJANTAKENTEIDEN PUTKIKAAVANNON TUKUJÄSENTEN MAANPAINE - JA JÄNNITYSHITITUKSET	TILAAJA RK. M. J. 1924-05	ALUE KORTTELI SUUNTE	TONTTI 6640,5 10710	SUUNNITELMAT LUOSTI K. 1924 TARKASTUS 1924	TILITUKSET KÄYTTÖKASSA KASSA KASSA KASSA	HELSINKIN KAUPUNKIN KUNNISTUSTOIMISTO GEOTEKNILLINEN TOIMISTO	HELSINKI	NO 1677 202
---	------------------------------	----------------------------	---------------------------	--	--	--	----------	-------------

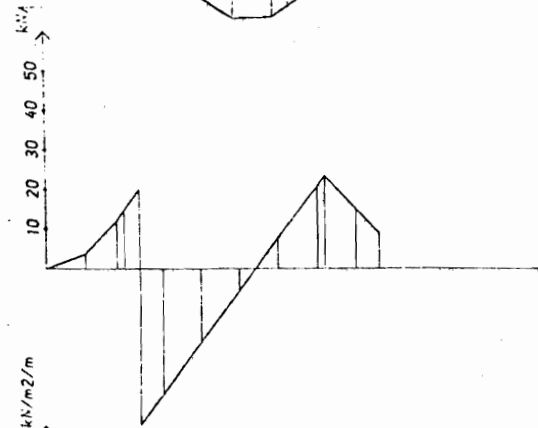
ALKUARVOT



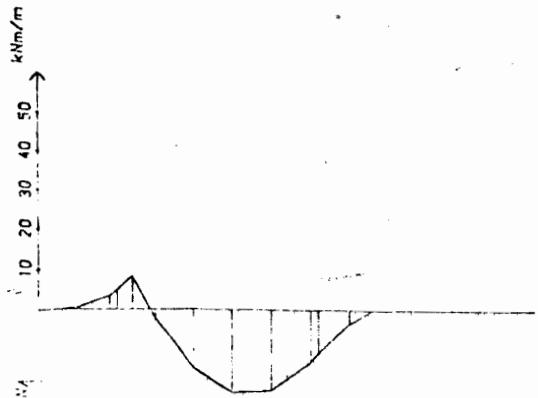
MAANPÄINE 2. KAIVUVAIHE



LEIKKAUSVOIMA 2. KAIVUVAIHE



MOMENTTI 2. KAIVUVAIHE



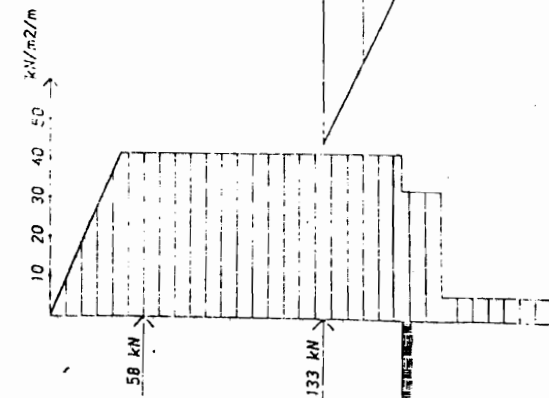
LIITE 3

piennetty

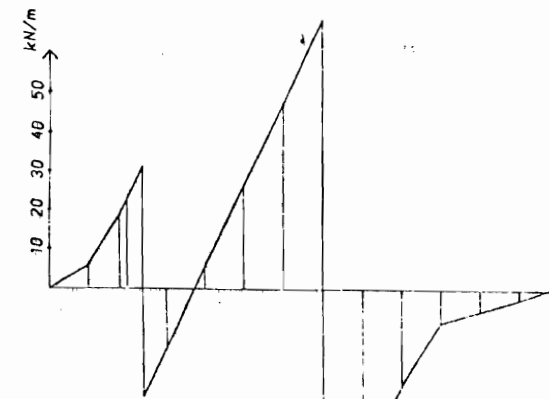
TUKIRAKENTEIDEN MITOITUS

PERUSTUSTEN MITOITUS

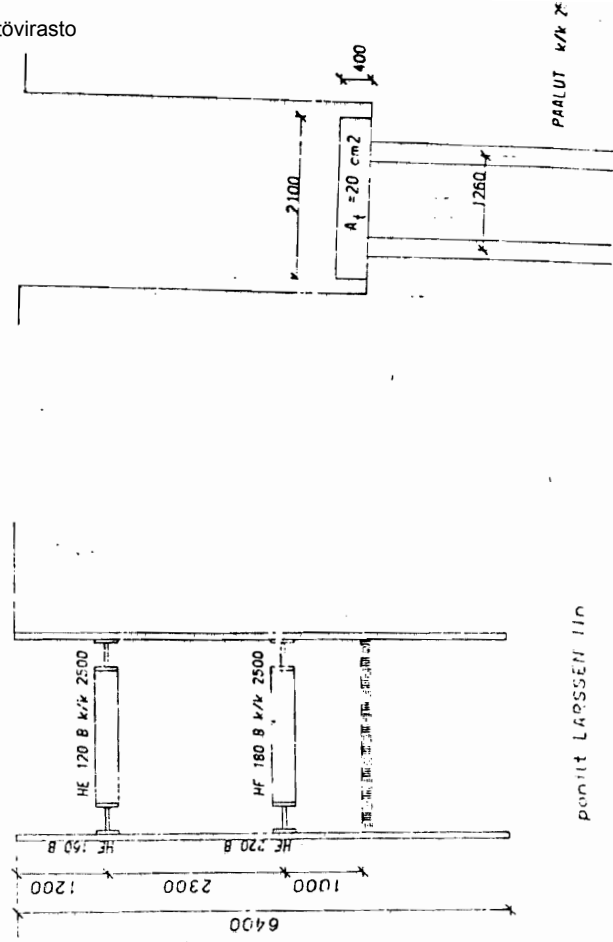
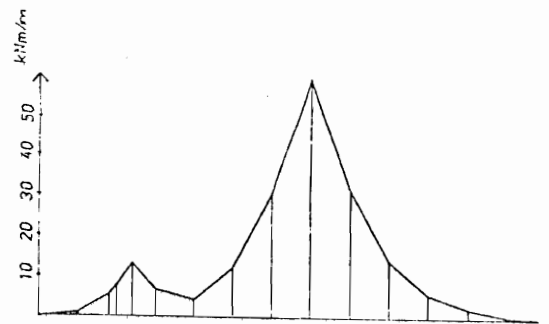
MAANPÄINE 3. KAIVUVAIHE



LEIKKAUSVOIMA 3. KAIVUVAIHE

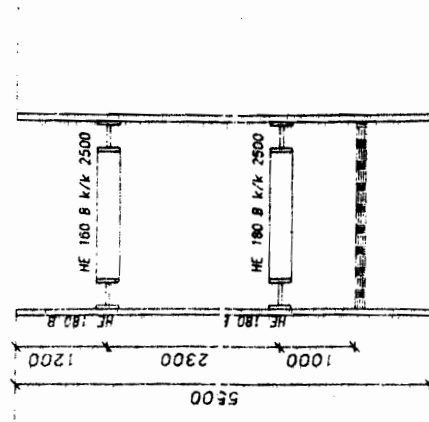
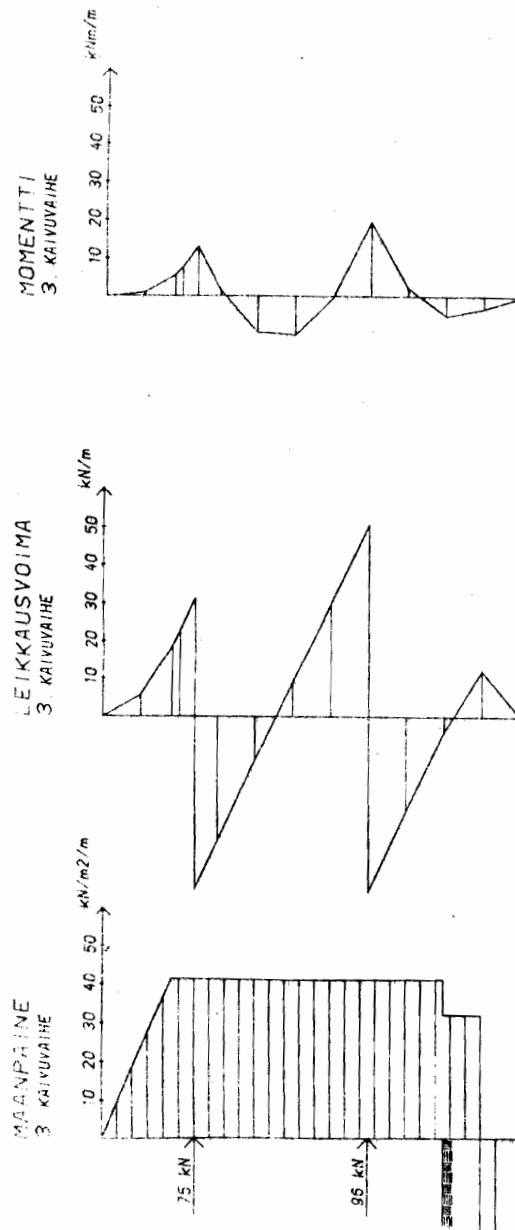


MOMENTTI 3. KAIVUVAIHE



LIITE 4
piennennetty

TUKIRAKENTEIDEN MITOITUS



pienn. KRUPP KD VI L