

**RAKENNE- JA
PERUSTUSSUUNNITTELUN
RAJAPINTA**

KARI CHRISTER AVELLAN



**Konsultointi KAREG Oy
KAREG Consulting Engineers**

RAKENNE- JA PERUSTUSSUUNNITTELUN RAJAPINTA

Arvoisat läsnäolijat

Esitykseni oikeampi nimitys olisi ollut rakenne- ja geosuunnittelun rajapinta on perustusten yläpinta. Miksi näin? Suomen rakennusmääräyskokoelman osassa B3 ei ole selkeästi määritelty rakenteille hyväksyttäviä painumia ja kulmakiertymien arvoja. Sama puute on myös EC 7:ssa.

Ympäristöministeriön tuoreessa asetuksessa pohjarakenteista (465/2014), joka korvaa em. B3:n, ei ole myöskään mitään informaatiota käyttörajatilassa hyväksyttävillä painumilla ja kulmakiertymillä. Suomennettuna tämä tarkoittaa sitä, että rakennesuunnittelija joutuu käytännössä ottamaan vastuun myös puutteellisesta geoteknisestä suunnittelusta.

GEOTEKNIKOSTA RAKENNESUUNNITTELIJA RAKENNESUUNNITTELIJASTA GEOTEKNIKKO

Oma kokemukseni on, että rakennesuunnittelijasta voidaan lisäkoulutuksella tehdä geoteknikko . Geoteknikosta on huomattavasti vaikeampaa kouluttaa rakennesuunnittelijaa.

Ote ympäristöministeriön asetuksesta 465/2014.

1 § Soveltamisala

Tätä asetusta sovelletaan rakennusten pysyvien ja työnaikaisten pohjarakenteiden suunnitteluun ja toteutukseen sekä pohjarakenteiden korjaus- ja muutostyöhön.

Pohjarakenteiden suunnittelu on maan ja kallion käyttäytymisen yhteensovittamista pohjarakenteiden kanssa siten, että myös yläpuoliset rakenteet toimivat suunnitellulla tavalla ja että rakennus tai rakenne ei vaurioidu eikä tule käyttökelvottomaksi.

Ote ympäristöministeriön asetuksesta 465/2014.

Mukailee asetusta 477/2014 kantavista rakenteista

7 § Pohjarakennesuunnitelmat

Pohjarakennesuunnitelmissa esitetään suunnittelutehtävään soveltuvassa laajuudessa:

- 1) rakennejärjestelmän rakenteellista toimintaa ja jäykistämistä kuvaavat rakennemallit;
- 2) seuraamusten vakavuus, toteutusta koskevat vaatimukset tai toteutusluokka, ympäristöolosuhteiden rasitusta kuvaava luokka sekä tarvittaessa toleranssiluokka;
- 3) kuormat ja kuormien yhdistelyt;
- 4) voimasuureet;
- 5) rakennustuotteiden ominaisuuksille asetetut vaatimukset;
- 6) murtorajatila- ja käyttörajatilatarkastelut sekä kyseeseen tulevat | **painumat, kulmakiertymät** onnettomuus- mitoitustarkastelut sekä mitoitus palotilanteessa; **tukiseinien teräspalkit ankkurit**
- 7) rakenteiden ja rakenteiden toiminnallisten osien ja kiinnitysten sekä liitosten mitat sekä nostettavien elementtien paino ja painopisteen paikka;
- 8) säilyvyys- ja käyttöikä tarkastelut;
- 9) toteutuksen aikaisen ja valmiin rakenteen jäykistys- ja vakavuustarkastelu;
- 10) korjaus- ja muutostyössä säilytettävät ja purettavat rakenteet ja
- 11) uusien ja säilytettävien pohjarakenteiden käyttöön ja huoltoon vaikuttavat tiedot.

Edellä 1 momentin 2 kohdassa tarkoitettu toteutusluokka on luokiteltu kokoelma toteutukselle eriteltyjä vaatimuksia, jotka voivat koskea koko rakennuskohdetta, yksittäistä rakenneosaa tai tiettyä yksityiskohtaa.

8 § Pohjarakenteiden toteutusasiakirjat

Pohjarakennesuunnittelijan on laadittava pohjarakenteiden toteuttamiseksi tarvittavat tekniset tiedot ja vaatimukset sisältävät toteutusasiakirjat ennen kyseisen pohjarakenteen toteutusta. Toteutusasiakirjoihin kuuluvat tarvittavassa laajuudessa geotekninen suunnitteluraportti, maa- ja pohjarakenteiden suunnitelmapiirustukset, geotekniset ja rakenteelliset mitoituslaskelmat sekä työselostus. Jos suunnittelussa ja toteutuksessa käytetään eurokoodia, toteutuseritelmä katsotaan toteutusasiakirjaksi. Geoteknisessä suunnitteluraportissa esitetään geoteknisen suunnittelun lähtöoletukset, lähtötiedot, laskentamenetelmät sekä varmuuden ja käyttökelpoisuuden todentamisen tulokset. Lisäksi suunnitteluraportti sisältää pohjatutkimusraportin sekä valvonta- ja seurantasuunnitelman.

Pohjarakenteet, jotka vaativat tarkistamista rakentamisen aikana tai huoltoa rakennuksen valmistumisen jälkeen, on yksilöitävä geoteknisessä suunnitteluraportissa.

2. POHJATUTKIMUS

- tutkimusten suoritus
- tulosten esitystapa
- ymmärtäminen

Pyrin lyhyesti käsittelemään pohjatutkimuksen "antia"
käytännön pohjarakennustyön ja pohjarakennesuunnittelijan
kannalta.

1. TUTKIMUSKALUSTOA JA -OPPAITA MM.

painokaira, siipikaira, puristinkaira jne.

monitoimikairat mm. Geomachine Oy ks. kotisivut

SGY:n kairausoppaat I...VI

I = Painokairaus, tärykairaus, heijarikairaus

II = Siipikairausopas

III = Maanäytteiden ottaminen geoteknillisiä tutkimuksia varten

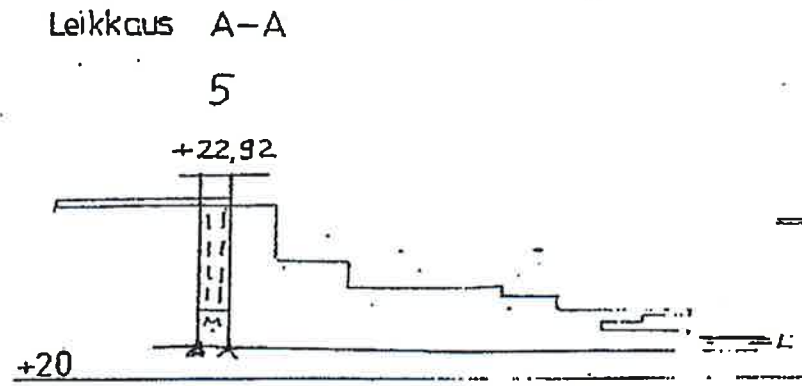
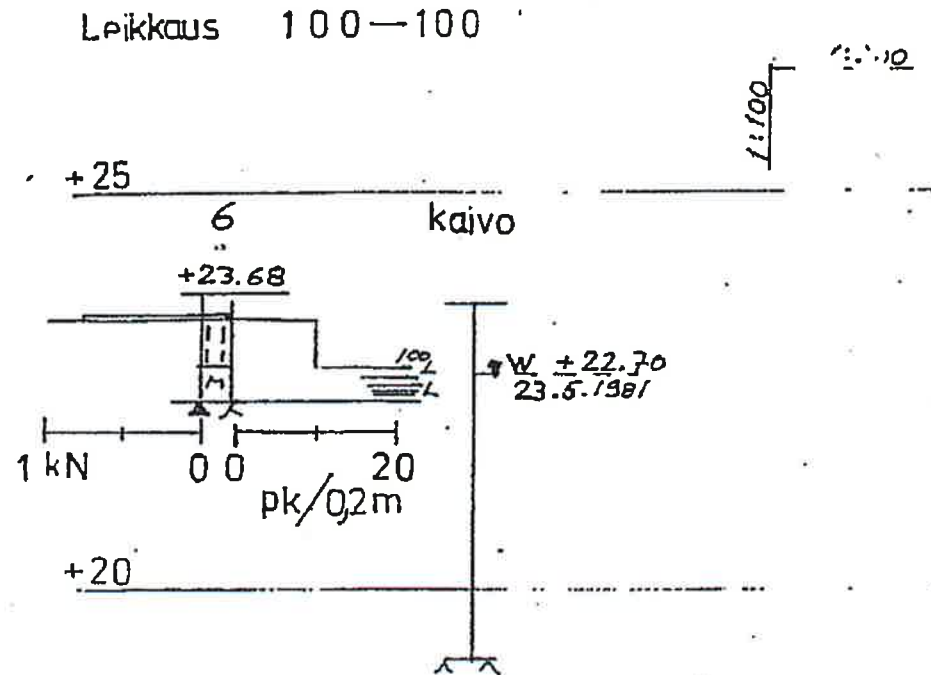
IV = Pohjavedenpinnan ja huokosvedenpaineen mittaaminen

V = Porakonekairaus

VI = CPTU/Puristinkairaus, Puristin-heijarikairaus.

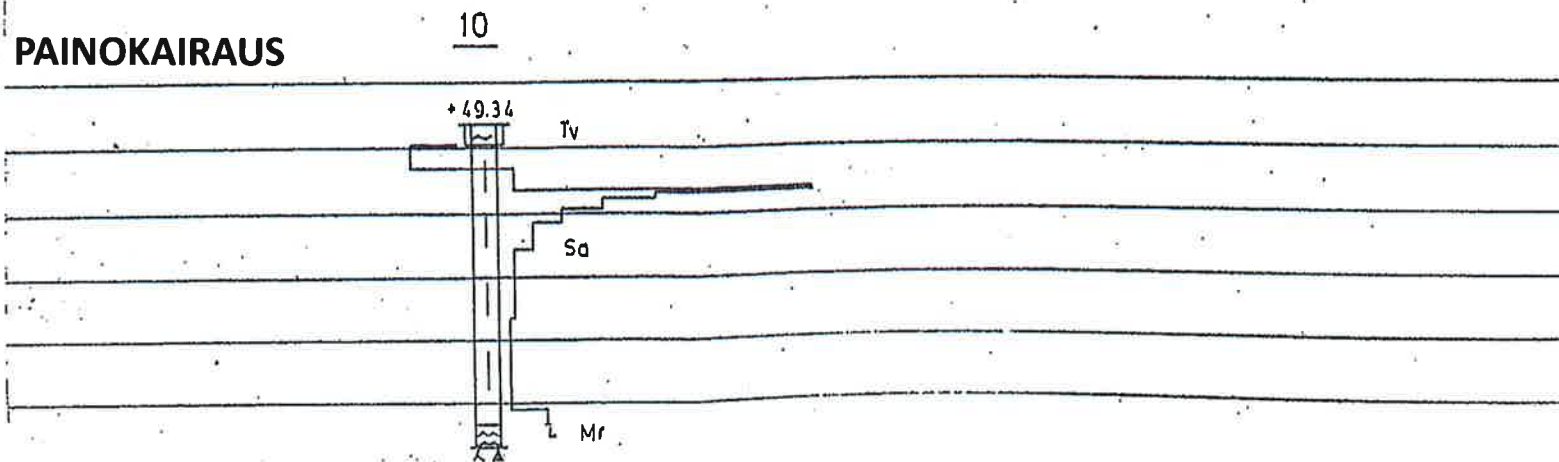
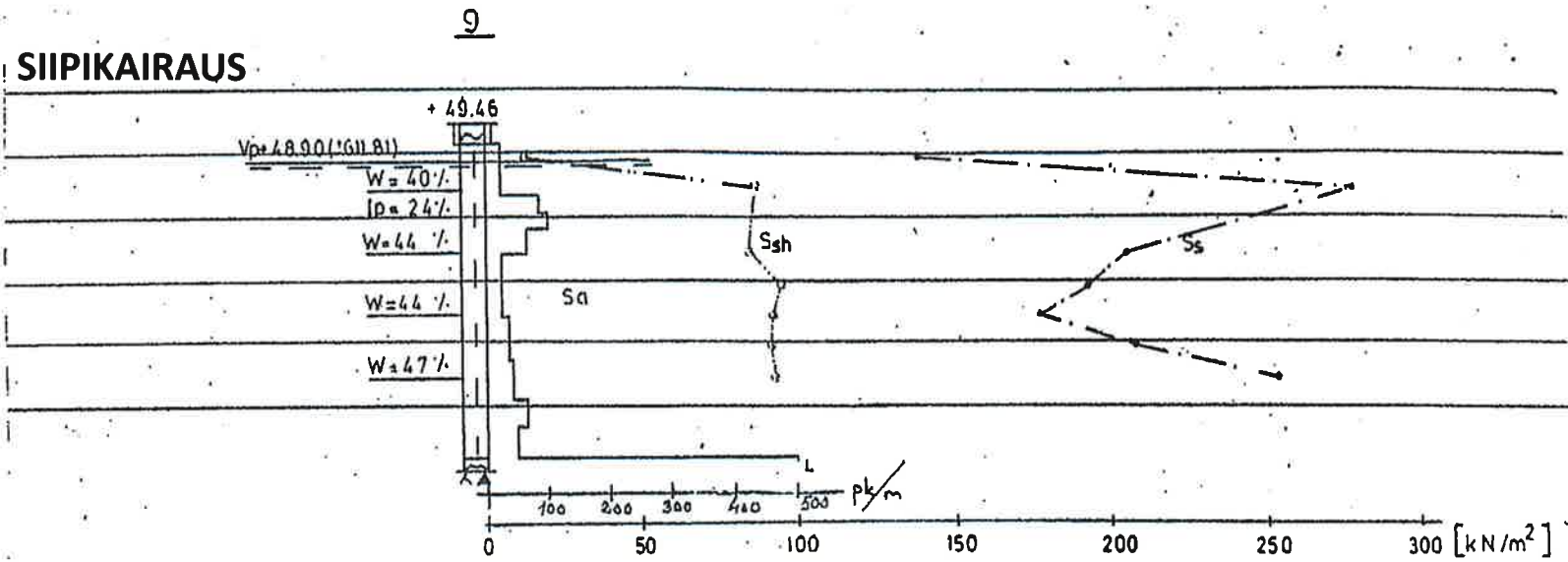
2.1 Painokairaus

Painokairaus voidaan suorittaa ja tulostaa periaatteessa kahdella tavalla



Mitataan ja tulostetaan puolikierrosten lukumäärä / 0,20 m painuma .

2.1 Painokairaus



Mitataan ja tulostetaan painuma / 25 puolikierrosta .

2.1 Painokairaus

TULKINTA

Kitkamaalajit (Hk, Sr) voidaan jakaa karkeasti painokairaustulosten mukaan seuraavasti.

Taulukko 1. Kitkamaan tiiveys painokairausten mukaan

Tiiveys	Puolikierrosten lkm / m	pk/0,2 m
hyvin löyhä	< 50 pk/m	< 10
löyhä	50...150 pk/m	10...30
keskitiivis	150...300 pk/m	30...60
tiivis	300...500 pk/m	60...100
hyvin tiivis	> 500 pk/m	> 100

Hyvin löyhän kitkamaan varaan ei voida normaalisti perustaa rakennusta anturoille ilman pohjamaan tiivistämistä tärylevyllä tai sitä järeämmällä kalustolla.

24

Taulukko 1. Förslag till indelning av sand efter relativ fasthet.

T

Relativ fasthet	q_c , MPa	*) N_{30} slag/ 0,3 m	**) N_{20} slag/ 0,2 m	hv/0,2 m	h_v/σ
Mkt löst	<2,5	>4		<10	150
Löst	2,5-5,0	4-10		10-30	50-150
Medelfast	5,0-10,0	10-30		30-60	150-300
Fast	10,0-20,0	30-50		60-100	300-500
Mkt fast	>20,0	>50		>100	500

*) Slag per 0,3 m sjunkning vid SPT-försök

**) Slag per 0,2 m sjunkning vid HfA-sondering. (Vid stora djup skall detta värde reduceras så att det endast avser spetsmotståndet.)

Taulukko 1.1.

T

Relativ fasthet	Inre friktionsvinkel ($^\circ$)	Sättningsmodul E (MPa)
Mycket löst	<30	<10
Löst	30-33	10-20
Medelfast	33-38	20-30
Fast	38-42	30-60
Mycket fast	>42	>60

Taulukko 2. Karkean siltin ja hiekan lujuus- ja muodonmuutosominaisuuksien arviointi puristin-, paino- ja heijarikairausvastuksen perusteella.

(Liikenneviraston ohjeita 11 /2012)

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohja- vedenpinnan		Kitkakul- ma (°)	Janbun yhtälön muodonmuutos- parametri		Kairausvastus		
		Yläpuo- lolla	Alapu- o- lolla		Moduuli- luku m	Jännitys- ekspon- nentti β	Puristin- kairaus q _c (MPa)	Paino- kairaus Pk/0,2 m	Heijari- kairaus L/0,2 m
Karkea siltti	Löyhä	14 ... 16	9 ...	28	30 ... 100	0,3	< 7	< 40	< 8
	Keski- tiivis			30	70 ... 150	0,3	7 ... 15	40 ... 100	8 ... 25
	Tiivis	16 ... 18	11	32	100 ... 300	0,3	> 15	> 100	> 25
Hieno hiekkä d ₁₀ <0,06	Löyhä	15 ... 17	9 ...	30	50 ... 150	0,5	< 10	20 ... 50	5 ... 15
	Keski- tiivis			33	100 ... 200	0,5	10 ... 20	50 ... 100	15 ... 30
	Tiivis	16 ... 18	11	36	150 ... 300	0,5	> 20	> 100	> 30
Hiekka d ₁₀ >0,06	Löyhä	16 ... 18	10 ...	32	150 ... 300	0,5	< 6	10 ... 30	5 ... 12
	Keski- tiivis			35	200 ... 400	0,5	6 ... 14	30 ... 60	12 ... 25
	Tiivis	18 ... 20	12	38	300 ... 600	0,5	> 14	> 60	> 25

Taulukko 3. *Kairausvastukseen perustuva lujuus- ja muodonmuutosparametrien arviointi soralla ja moreenilla.*

(Liikenneviraston ohjeita 11 /2012)

Maalaji		Tilavuuspaino (kN/m ³) pohja- vedenpinnan		Kitka- kulm a (°)	Janbun yhtälön muodonmuutos- parametri		Kairausvastus		
		Yläpuo- lella	Alapuo- lella		Moduuliluku m	Jännitys- eksponentti β	Puristin- kairaus q _c (MPa)	Painokai- -raus Pk/0,2 m	Heijarika- i-raus L/0,2 m
Sora	Löyhä	17 ... 19	10 ...	34	300 ... 600	0,5	< 5,5	10 ... 25	5 ... 10
	Keski- tiivis			37	400 ... 800	0,5	5,5 ... 12	25 ... 50	10 ... 20
	Tiivis	18 ... 20	12	40	600 ... 1200	0,5	> 12	> 50	> 20
Moree ni	Hyvin löyhä	16 ... 19	10 ... 12	... 34	(≤100) * 300 ... 600	0,5	< 10	< 40	< 20
	Löyhä	17 ... 20	10 ... 12	... 36	(100...250)* 600 ...	0,5	> 10	40 .. 100	20 ... 60
	Keski- tiivis	18 ... 21	11 ... 13	... 38	800 ...	0,5	-	> 100	60 ... 140
	Tiivis	19 ... 23	11 ... 14	... 40	1200 ..	0,5	-	Lyömäll ä	> 140

2.2 Siipikairaus

Siipikairalla voidaan määrittää savi- ja osittain silttimaalajienkin leikkauslujuus.

Leikkauslujuutta tarvitaan mm. seuraavissa geoteknisissä laskelmissa:

luiskien vakavuus

maanpaine

paalujen sivuvastus

saven konsolidaatiotilan (jännitystilän) arvioiminen, jolla on oleellinen merkitys

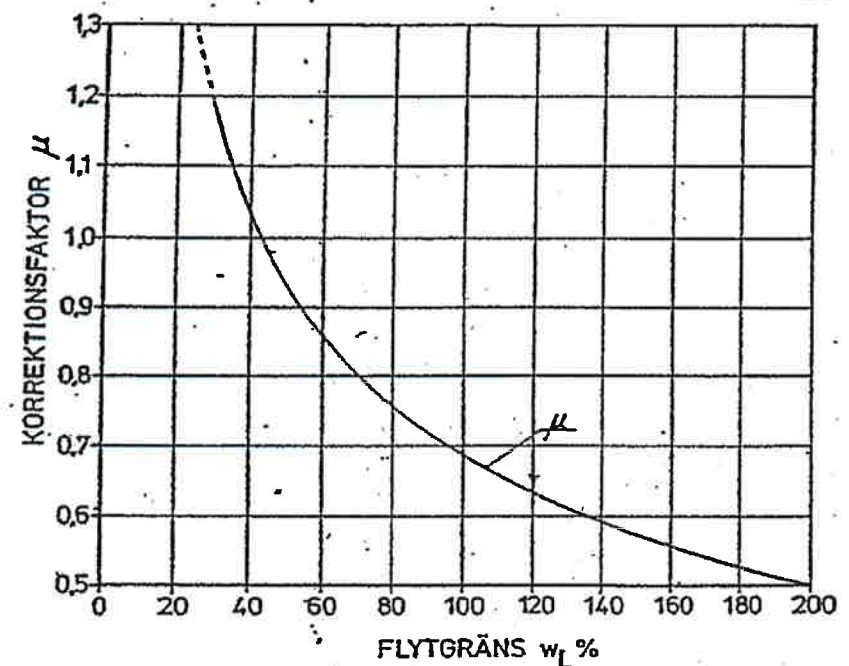
suoritettaessa pientalojen laattaperustusten painumalaskelmia

nostopaikat esim. elementtien nosto paikat, pohjan murtuminen.

Redusointi

Tutkimusasiakirjoissa on aina mainittava, että esitetty lujuus on redusoinnaton.

Pohjatutkija voi luonnollisesti käyttää omaa pientä redusioimiskerrointa, vaikka ilmoittaa, että tulokset ovat redusioimattomia. Redusointi voidaan suorittaa likimäärin kuvan 3 avulla, W_L = juoksuraja.



Kuva 3.

2.2 Siipikairaus

S_v uusi merkintä S_s vanha merkintä

Siipikairaukseen liittyvät seuraavat käsitteet:

$s_v = s_s = \max.$ leikkauslujuus, joka saadaan mittaamalla kairan vääntömomentti ja sen jälkeen siipien koon perusteella laskemalla

$s_{vr} = s_{sh}$ =häiritty leikkauslujuus (jännösleikkauslujuus)

$s_t = s_s / s_{sh}$ = sensitiivisyys eli häiriintymisherkkyys

$s_v/s_{vr} = s_s / s_{sh}$ = sensitiivisyys eli häiriintymisherkkyys

Taulukko 2. Saven häiriintymisherkkyys

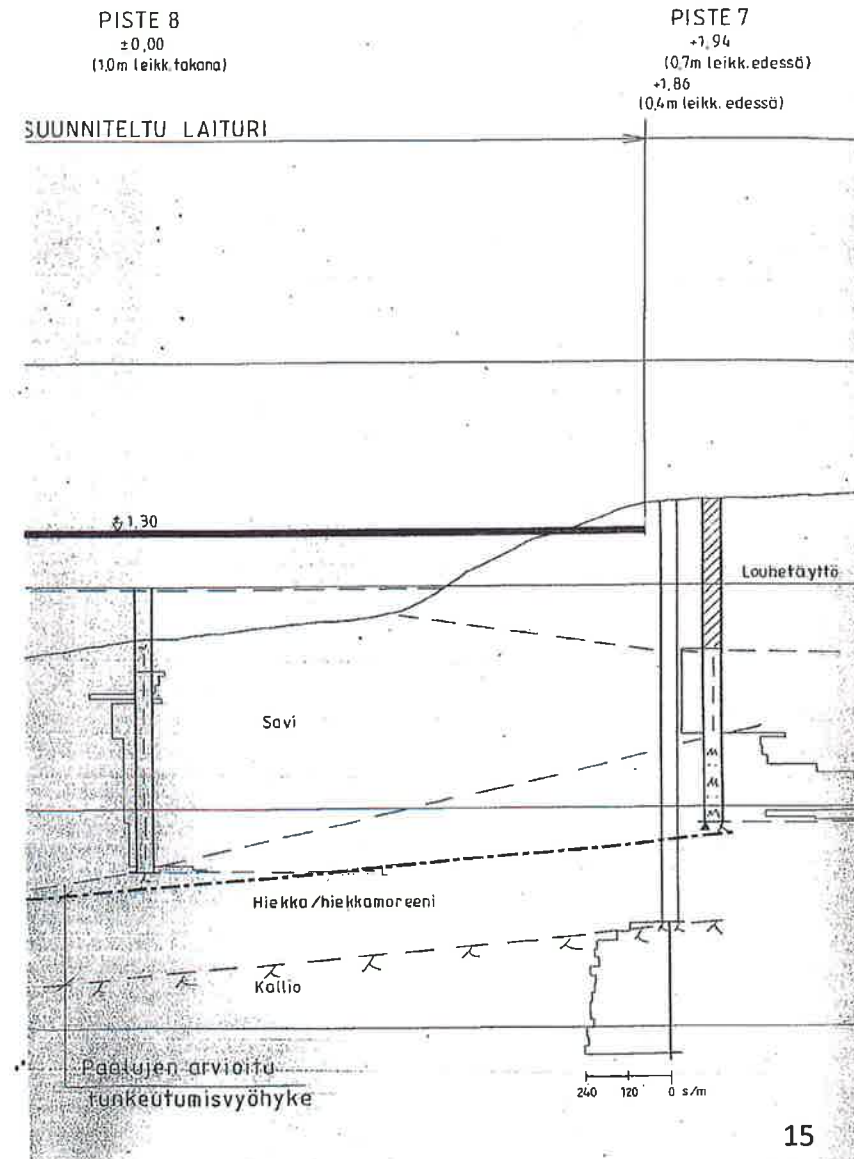
Häiriintymisherkkyys	S_t
Vähän herkkä	< 10
Kohtalaisen herkkä	10...30
Yliherkkä	>30

TAPAUS T3 HELSINKI, KUUSISAARI

LEIKKAUS 2-2

T3 s.3.1

- pohjatutkija Geosto Oy, RAK ja VRT Konsultointi KAREG Oy
- käytännön esimerkki sijainti Munkkiniemen ja Kuusisaaren sillan vasen puoli, näkö Kuusisaareen päin
- 1. rakennus
- siipikairaustulos on virheellinen johtuen louhetäytön aiheuttamasta osittaisesta kiilautumisesta tai muuten virheellisesti suoritetusta siipikairauksesta. Redusointia ei tarvittu.



TAPAUS T3 HELSINKI, KUUSISAARI



Kuusisaarenranta 2, Helsinki.
Laiturin ja paalutettujen rantamuurien RAKENNESUUNNITTELU.
Näinkin voi käydä. KAREG EI OLLUT GEO-SUUNNITTELIJANA.

SAVEN PAINUMISOMINAISUUDET

- yksinkertainen likimääräistapa on arvioida painuminen saven vesipitoisuuden avulla (Helenelund)
 - tarkennusta voidaan suorittaa siipikairausten (konsolidaatiojännitys) sekä savipitoisuuden avulla
- paras ja kallein menetelmä on ottaa häiriintymättömiä näytteitä, jotka tutkitaan laboratoriossa.

POHJAVEDEN PINNAN MITTAAMINEN

Pohjaveden sanotaan muodostavan vapaan eli rajoittamattoman pohjavedenpinnan, jos vedenpinnan taso on vettä läpäisevässä maakerrostumassa. Pohjaveden rajoituessa lähes läpäisemättömään hienorakeiseen maakerrostumaan vesi voi tällä rajapinnalla olla paineellista eli artesista, mikäli läpäisemättömän kerroksen reuna on ympäristön vedenpintaa alempana (salpavesi). Vapaan pohjavedenpinnan yläpuolella esiintyy joskus lähes läpäisemättömän hienorakeisen maakerroksen päällä ns. orsivettä, joka muodostaa myöskin vapaan pinnan. Tällöin käytetään usein uudempia nimityksiä ylempi ja alempi pohjavedenpinta.

POHJAVEDEN PINNAN MITTAAMINEN

Luotettava pohjavedenpinnan vaihteluvälin arviointi edellyttää

- muutamaa havainnointiputkea
- alueen topografian selvittämistä
- alueen pohjaolosuhteiden selvittämistä
- meteorologisen aineiston käyttöä.

POHJAVEDEN PUMPPAUS

- pumppauksen vaikutus (vaikutusalue) voidaan ennakoita selvittää vain ja ainoastaan koepumppauksen avulla (pohjaveden havainnointiputkijärjestelmä)
- pumppausaika 1...2 viikkoa (vaikutusalue).

KELLARIT JA POHJAVEDENPINTA

Käytännössä ainoa ja oikea tapa on rakentaa pohjavedenpinnan alapuoliset kellarit vesitiiviiksi; vedenpaine-eristykset tai vesitiivis betonirakenne varustettuna vuotovesipumpulla.

TAPAUSET T4 NESTEEN PÄÄKONTTORIN LAAJENNUS, PAIKOITUSHALLIN POHJALAATTA JA SEINÄT V. 1992..1993 / EI KAREGIN PROJEKTI

- joulumyrskyn seurauksena merivesi nousi (padottui) siten, että pohjalaatta ja betonoidut seinät muotteineen (muotteja ei oltu vielä purettu) muodostivat riittävän vesitiiviin rakenteen nosteen syntymiselle.
- pohjalaatta irtosi alapuolisista kaivinpaaluista sekä teräsbetonipaaluista ja laatta nousi ylös
- vakuutusyhtiö korvasi korjaustyöt

HENKILÖKOHTAINEN MIELIPITEENI

- pohjatutkijan (geoteknikon) olisi pitänyt pohjatutkimuslausunnossaan "perustamistapasuosituksessaan" ilmoittaa meriveden pinnan vaihteluvälit sekä lisäksi sanallisesti varoittaa asiasta
- rakennesuunnittelijan olisi myös pitänyt sisäistää em. asia
- allekirjoittaneen tiedot perustuvat silloisen rakennuttajan projektinjohtajan pitämään lyhyeseen esitelmään.

3. TERÄSBETONIPAALUJEN GEOTEKNINEN PURISTUSKESTÄVYYS

3.1 Johdanto esimerkkinä Vibrex-paalu

Kohde Vuosaaresta v. 1988

Lähde: Rakennustekniikka 1989:1.

3. VIBREX-PAALU

Vibrex-paalu on alapäästään suljetun ja maahan lyödyn työputken avulla tehty paalu, jossa yhdistyvät lyöntipaalun ja maan sisään betonoitavan suurpaalun työtavat. Paalut tehtiin tässä kohteessa työputkilla, joiden ulkoläpimitta $d = 508$ mm. Paalut sijoitettiin paaluryhmissä siten, että paalujen keskiöetäisyys on ≥ 1370 mm. Paalujen tekojärjestys tehtiin niin, että uuden paalun tekemistä ei aloitettu, jos sen keskiöetäisyys jo betonoidusta paalusta oli < 2750 mm, ennen kuin aikaisemmin tehdyn paalun betoni oli saavuttanut vähintään lujuuden 6 MN/m^2 .

Paalun pituus = työputken pituus.

3.2 Työputken upotuksen lopettaminen ja paalujen sallittu kuorma

Paalut tehdään kitkapaaluiksi noudattaen suurpaalutusohjeiden mukaisia työputken upotuslyöntivaatimuksia.

Delmag D 30-13 dieseljuntalle sovellettuna ovat lopetusehdot seuraavat, kun paalujen sallittu kuorma on 1 350 kN.

Lyöntiaika	Upotuspituus savikerroksen alapuoliseen karkearakeiseen kerrokseen
6 min	viimeisen 2 metrin matkalle
10 min	viimeisen 4 metrin matkalle

Lopetusehtona käytetään joko viimeisen 2 metrin tai 4 metrin matkalle annettua lyöntiaikavaatimusta. Vaatimukset ovat vaihtoehtoisia eikä niiden tarvitse olla voimassa samanaikaisesti.

Lyöntiajat mitataan sek/0,5 m ja lyöntiä jatketaan, kunnes jompikumpi lopetusehdoista tulee täytetyksi.

3.3 Paalujen raudoitus ja työputken pohjan tarkastus

Raudoitus kootaan hitsaamalla päätangoista 6 Ø 20 A 400 HW ja kierrehaasta Ø 6 Fe 37 B, SPS-200, nousu 150 mm. Raudoituskehikko asennetaan työputken sisälle pohjalevyn päälle. Ennen raudoituskehikon asentamista tarkastetaan, ettei työputkessa ole vettä.

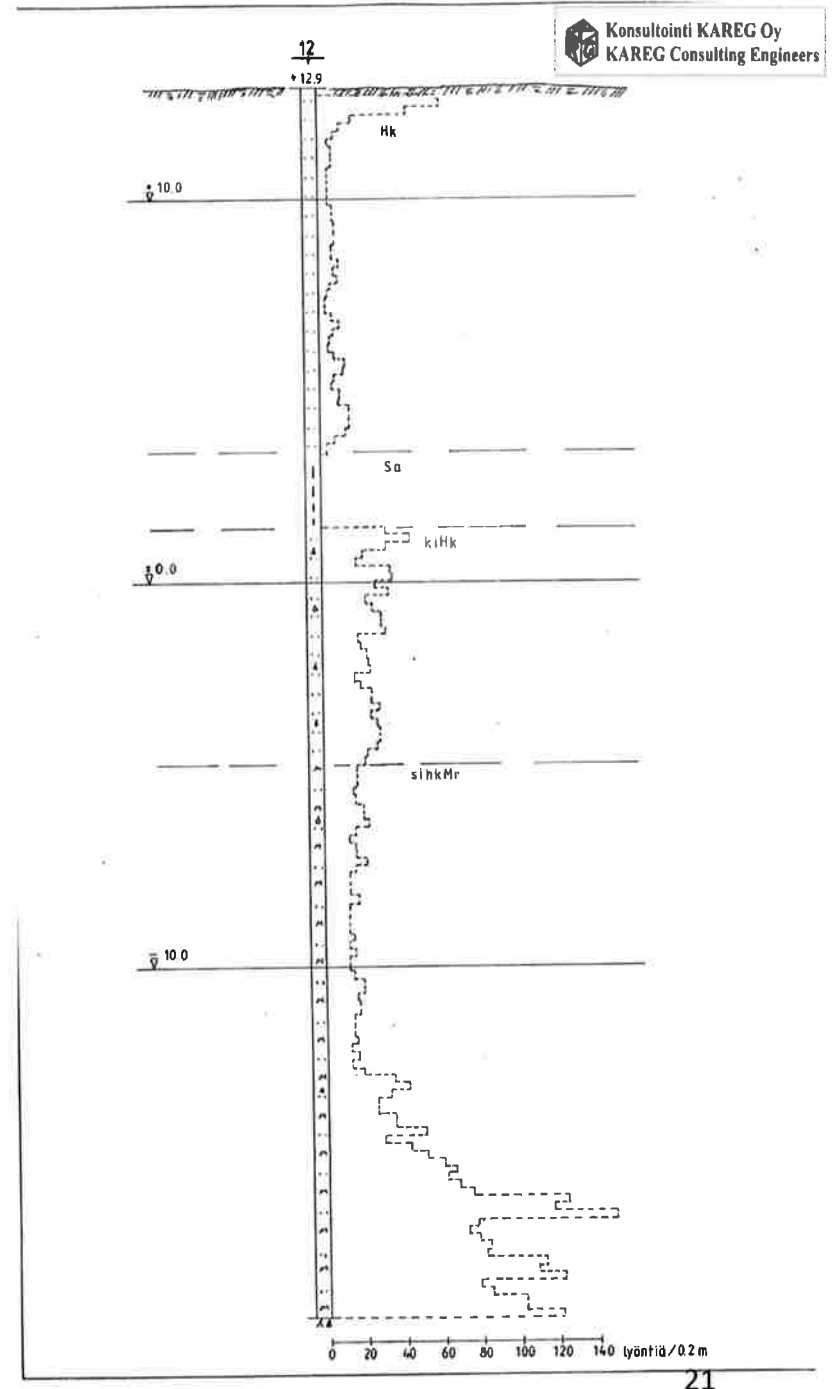
3.4 Paalujen betonointi

Paalut betonoidaan käyttäen SPO-78:n kohdan 5.761a mukaista työtapaa (kuva 3). Betonin tulee täyttää seuraavat vaatimukset:

- lujuusluokka K 30
- raekoko \leq 32 mm
- notkeus 1...2 sVB.

Yli 10 m pituisten paalujen betonointi tehdään kahdessa osassa.

Putkeen ei kiinnitetä erillistä tärytintä, koska paalutus-koneessa Fundex-F12 on hydrauliset laitteet, joilla työputkea voidaan noston yhteydessä täryttää. Työputken alapäässä oleva pohjalevy jää maahan paalun kärjeksi ja työputkea nostettaessa putkessa oleva vetelä betonimassa pusertuu ulos putken avoimesta alapäästä maata vasten.



Kuva 1. Heijarikairaus pisteessä 12

4. STAATTISET KANTAVUUSKAAVAT

Vibrex-paaluille laskettiin staattisilla kantavuuskaavoilla suunnittelukuormien mukaiset paalujen alapäiden minimitasot. Laskettuja minimitasoja käytettiin edellä esitettyjen Vibrex-paalun loppulyöntiohjeiden rinnalla paalujen kärkitason määrittämiseen työn aikana.

Rakennuspaikan pohjatutkimuksista saatujen heijarikairaus- ja painokairaukset kauden kautta määritettiin kantavuuskaavoja varten tarvittavat parametrit /1/ /2/. Savikerroksen alapuolisen maakerroksen keskimääräiseksi kitkakulmaksi saatiin $\phi_s = 37,5^\circ$ ja edelleen vaippavastuskertoimeksi $k_s \cdot \tan \phi'_s = 1,50$.

Paalujen staattinen kantavuus määritettiin parilla erilaisella alkuehdolla vaippavastuksen jakauman ja maksimi-arvon sekä kärkivastuksen maksimi-arvon arvioimiseksi /3/ /4/. Savikerroksen alapuoliselle paalun osalle määritetyt vaippavastus P_s ja kärkivastus P_t olivat seuraavat:

- $P_s = 1,50$ MN
- $P_t = 1,45$ MN.

Paalujen käyttötilan sallitut paalukuormat ($P_{sall} = 1,35$ MN) saatiin em. murtokuormista käyttämällä varmuuskertoimena vaippavastukselle $\mu_s = 1,3$ ja kärkivastukselle $\mu_t = 4,0$:

- $P_{sall} = 1,50 \text{ MN} / 1,3 + 1,45 \text{ MN} / 4 = 1,51$ MN
- paalun yläpäähän siirtymäksi kuormituksella $P = 1,35$ MN laskettiin lähteiden /3/ /6/ avulla $s = 9$ mm.

Sallittu paalukuorma tarkistettiin lisäksi käyttämällä kärki- ja vaippavastukselle kokonaisvarmuuskerrointa $\mu' = 2,2$:

- $P_{sall} = (1,50 \text{ MN} + 1,45 \text{ MN}) / 2,2 = 1,34$ MN.

Suurpaaluja koskeissa suomalaisissa ohjeissa (Suurpaaluohjeet 1978, Pohjarakennusohjeet 1988 ja Lyöntipaaluohjeet 1987 koskien $\phi \geq 500$ lyöntipaaluja) on annettu ohjeet kitkapaalujen sallitun kuorman määrittämiseksi kokonaisvarmuusmenetelmällä käyttämällä ainoastaan yhtä varmuuskerrointa $\mu' = 2,2$ yhteenlasketuille vaippa- ja kärkivastuksille, ks. edellä. Kuitenkin suuriläpimittaisissa kitkapaaluissa edellyttää kärkivastuksen kehittyminen murtoarvoonsa noin 10 kertaa suurempia siirtymiä verrattuna vaippavastuksen murtosiirtymään. Vaippavastuksen murtosiirtymä on yleensä suuruusluokkaa 5...15 mm /5/. Näin ollen edellä esitetty menetelmä, jossa käytetään erisuuria varmuuskertoimia vaippa- ja kärkivastuksille vastaa paremmin suuriläpimittaisten kitkapaalujen todellista toimintatapaa. Kuvassa 4 on esitetty vaippa- ja kärkivastuksen kehittyminen paalun painuman funktiona.

3.1 Johdanto esimerkkinä Vibrex-paalu

PAA- LU :	KOKO PAALU, P [MN]		SAVIKERROKSEN ALAPUOLINEN PAALUN OSA, CAPWAPC-ANALYYSI			PAALUN PYSYVÄ PAINUMA mm/LYÖNTI
	N:0	CASE	CAPWAPC	P [MN] = (P _s + P _t)	VAIPPA P _s	
V26	3.03	—	—	—	—	1.5... 2.5
V42	3.00	3.00	1.90	1.67	0.23	~2.0
V49	3.63	3.93	2.52	2.19	0.33	1.5... 2.0
V69	3.80	—	—	—	—	~1.0

HUOM: P_s ≈ P_{s,u} (VAIPPAVASTUKSEN MURTOARVO)
P_t << P_{t,u} (KÄRKIVASTUKSEN MURTOARVO)

Taulukko 1 Dynaamiset koekuormitukset

3.1 Johdanto esimerkkinä Vibrex-paalu

VIBREX-PAALU V42

PAALUN MURTOKUORMAN JAKAUTUMINEN (CAPWAPC)

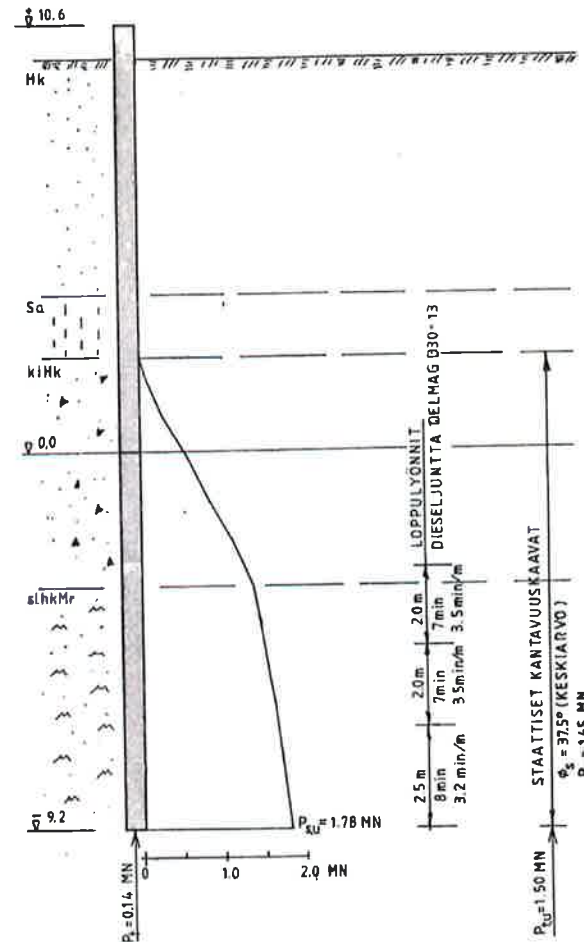
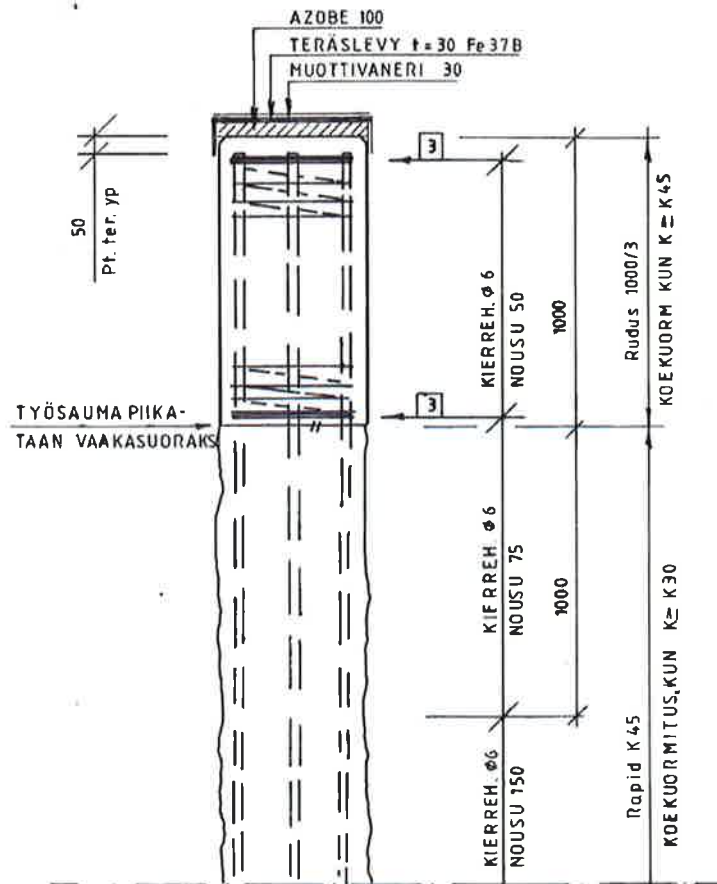
- VAIPPAVASTUKSEN SUHMAKÄYRÄ SAVIKERROKSEN ALAPUOLISELTA OSALTA

- KÄRKIVASTUS

PAALUN TYÖPUTKEN LOPPULYÖNNIT

STAATTISTEN KANTAVUUSKAARVOJEN ARVOT

KOEUORMITETTAVAN VIBREX-PAALUN YLÄPÄÄ



Kuva 5. Koekuormitettavan Vibrex-paalun yläpäähän vahvistaminen

Kuva 6. Vibrex-paalun V42 lasketut sekä koekuormituksella saadut kantavuudet

3. TERÄSBETONIPAALUJEN GEOTEKNINEN PURISTUSKESTÄVYYS

3.2 Suorat teräsbetonipaalut

- Tukipaalut
- - LP-87, LPO-2005
- RIL-254-2011 Paalutusohje 2011

3.3 Suorat kitkapaalut

Kuten johdanto osassa todettiin, kitkapaalujen osalta muodostuu paalun puristuskestävyys käyttörajatilassa vaippakitkasta.

Pohjarakennesuunnittelija (geotekninen suunnittelija) määrittää ne paalut joiden tunkeuma /10 lyöntiä mitataan esim. viimeisen metrin matkalla. Näistä paaluista mitoitetaan myös jousto viimeisellä iskusarjalla. Paalujen murtokestävyys voidaan tarkastaa tunnetuilla dynaamisilla paalutuskaavoilla, staattisilla kaavoilla tai PDA-mittauksilla.

Esimerkki Mutterimaja, Korvenrannantie, Tuusula

Paalut 300 x 300 kitkapaaluina

Junttapojat Oy:n toimittamista paalujen lyöntityöseurausten pöytäkirjojen perusteella valitsemani "huonot" paalut no 7 ja 30 täyttävät LPO-2005:ssa määritetyn

kokonaisvarmuuskerroinvaatimuksen $\gamma \geq 2,0$

Paalu no 7 $\gamma > 2,3 > 2,0$

Paalu no 30 $\gamma > 2,5 > 2,0$

Paalutus täyttää asetetun geoteknisen kantavuusvaatimuksen

LIITTEET

Teräsbetonipaalujen PDA-mittaus, Suomen IP-Tekniikka Oy, työnumero 17154, 7 sivua.

4. RAKENNUSTEN KOKONAISVAKAVUUS SIVUKUORMIA VASTAAN, SIVUVASTUSTUS JA VINOT PAALUT

Elementtirakentamisen myötä on mm. asuinrakennusten oma paino oleellisesti pienentynyt (ontelolaatat ja pitkät jännevälit). Rakennusten painon pienentyminen ja teräsbetonipaalujen samanaikaisen sallitun paalukuorman korottaminen vähentävät merkittävästi rakennusten alle tarvittavien paalujen lukumäärää. Vaakakuormat (tuulikuorma, maanpaine, jarrukuorma jne.) saattavat tällöin edellyttää vaakavoimien siirtämistä vinoille paaluille.

Asuintalojen osalta voidaan vinojen paalujen tarpeellisuus tuulikuorman kannalta alustavasti arvioida taulukon 1 mukaan. Rakennuksen ollessa max. Kerroslukua korkeampi on vinojen paalujen tarve ilmeinen.

Paalujen pituuden ja yläpäiden kiinnitysten vaikutus paalujen yläpäiden siirtymiin ja siten sallittuihin sivuvastuskuormiin voidaan määrittää ammattikirjallisuuden perusteella, jolloin edellytetään maan leikkauslujuuden tuntemista. Pohjatutkimuksissa siis pitäisi määrittää myös maalajien leikkauslujuudet ainakin pintakerroksissa.

4. RAKENNUSTEN KOKONAISVAKAVUUS SIVUKUORMIA VASTAAN SIVUVASTUSTUS JA VINOT PAALUT

Ote artikkelista Talonrakennuksen pohjarakenteiden suunnittelusta. Rakennusvalvontautiset 1/1983.

Taulukko 1. Maan leikkauslujuuden vaikutus vinojen paalujen tarpeeseen rakennuksen korkeuden mukaan.

Maan suljettu leikkauslujuus	Max. kerrosluku	Laskentalähtökohdat
10 kN/m ² (painokairan paino 15 tai 25 kg)	2-3	- paalut 250 x 250 mm ² - paalujen yläpäät jäykästi kiinnitetty anturaan - -
20 kN/m ² (painokairan paino 100 kg) ja kairaa joudutaan juuri ja juuri kiertämään	5-6	- paalujen pituus $L \geq 5.0$ m

Esitetyt saven leikkauslujuuksien ja painokairaustulosten vastaavuudet ovat suuntaa-antavia.

Paalujen määrään vaikuttavat lisätekijät

- vähentävää
 - hyvä kuivakuori
 - paalujen koon kasvattaminen esim. 250 x 250 → 300 x 300 mm²
- lisäävää
 - maanpaine
 - suuri täyttö (maan painuminen)

5. TUKIPAALU KITKAPAALUNA VAI KITKAPAALU TUKIPAALUNA?

Käytännön paalutustyössä voi käydä niin, että kitkapaalun loppulyönnit täyttävät tukipaalun loppulyöntivaatimukset. Tyypillinen tapaus voi olla esim. naapuritontin rajalle rakennettavat perustukset, jolloin ensin rakennetun rakennuksen paalutusluokka on II ja myöhemmin rakennettavan rakennuksen perustusten paalutusluokka oli myös II (LPO-2005). Oheisena esimerkki Vantaalla sijaitsevasta kohteesta.

- painokairauspisteet 1 ja 4 ovat kaukana
- painokairauspisteet 2 ja 3 ovat vieressä

Liitteet L1 ja L2.

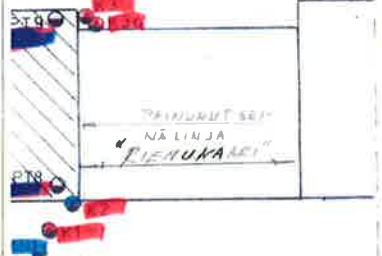
Rakennusvalvonta poisti asukkaat osasta ensimmäisessä vaiheessa rakennettavaa rakennusta. Syynä tähän oli paalujen painumisen aiheuttamat halkeamat kantavissa rakenteissa.

Juupas-jaapas väittely koskien mm. ensimmäisessä vaiheessa lyötyjen paalujen loppulyöntejä sekä roudan vaikutusta päättyi lopullisesti ”paalujen loppulyönnit täyttivät tukipaalujen vaatimukset, mutta paalut toimivat kitkapaaluina.” Toisen rakennuksen omistaja sopi korvauksen suorittamisesta ensin rakennetun rakennuksen omistajalle.

11

RJSTUS 1:200
 PISTEIDEN SIJAINTI

Po2

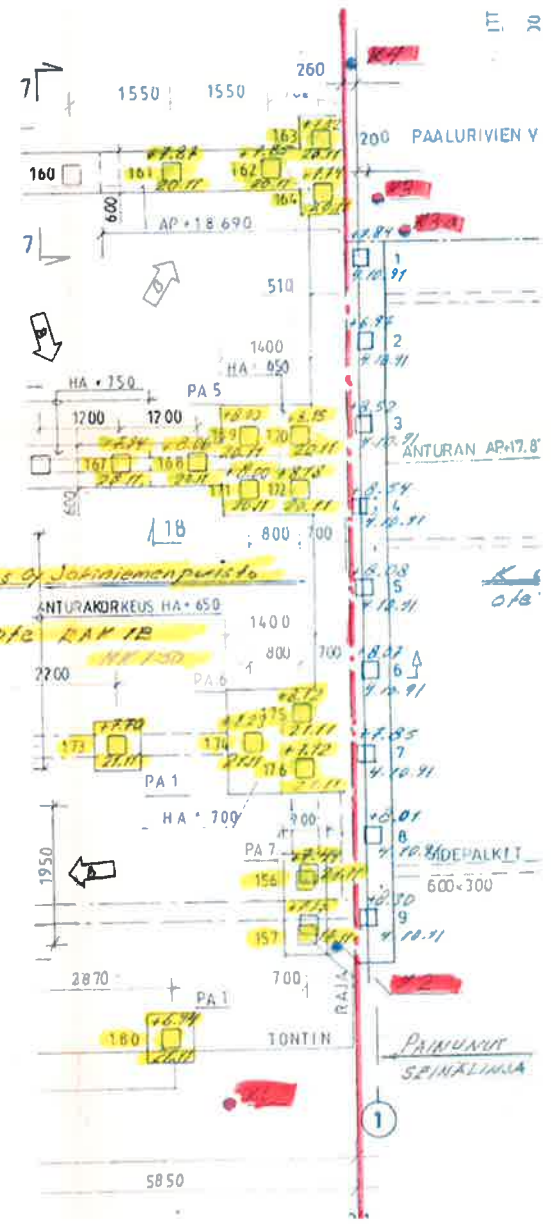


K. OY JOKINIEMENTALO

Po1

KINNAMÄT:
 KAREG OYIN PAINEKAIRAUKSEN
 JANTAN KAUPUNGIN PAINOKAIRAUKSEN
 OHJATEKNIIKKA OYIN PAINOKAIRAUKSEN
 S&B MAP OYIN PARAKOKEKAIRAUKSEN

Konsultti

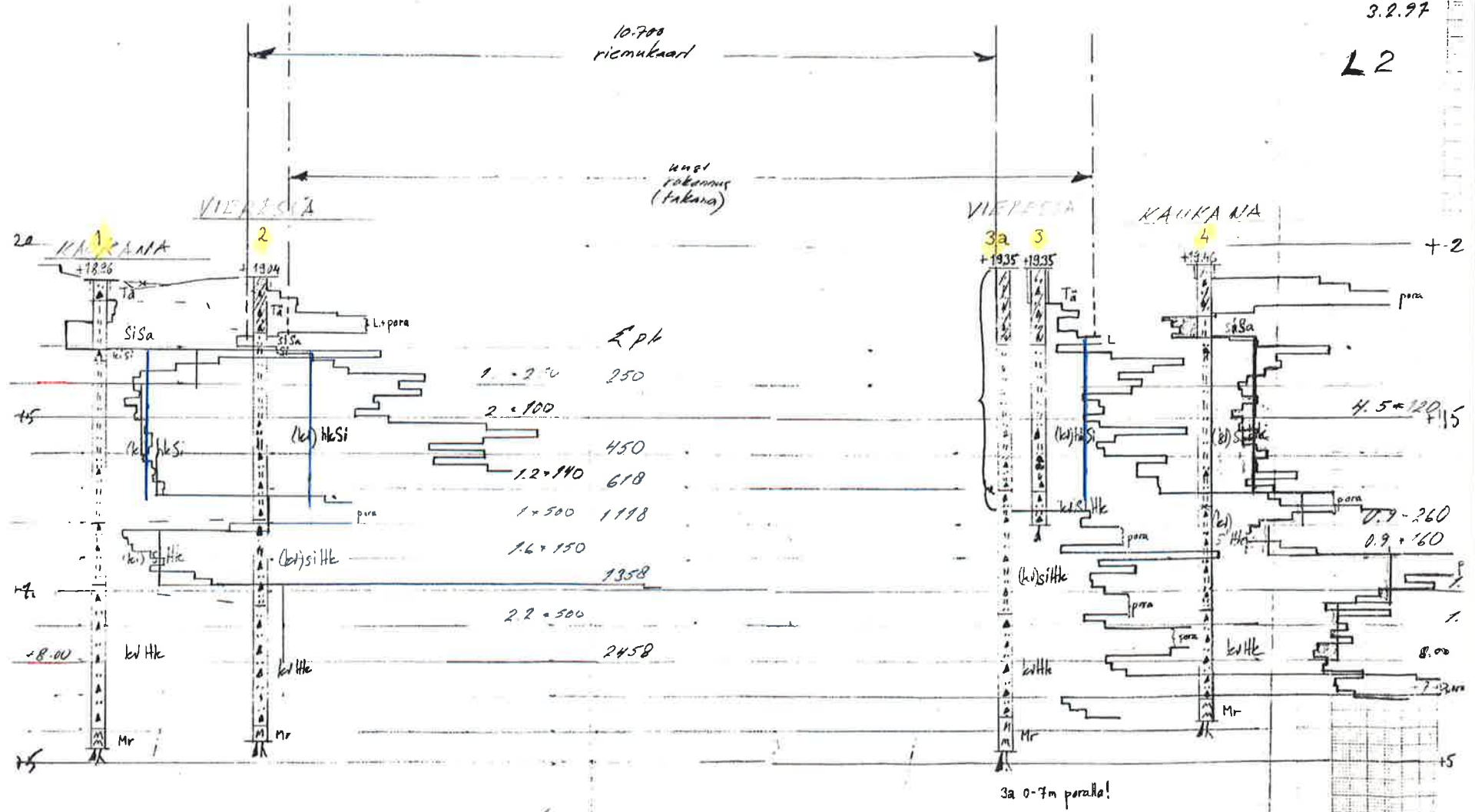


ITT 30

1

S 2a
3.2.97

L 2



- painokairauspisteet 1 ja 4 ovat kaukana
- painokairauspisteet 2 ja 3 ovat vieressä.

3a 0-7m poralla!

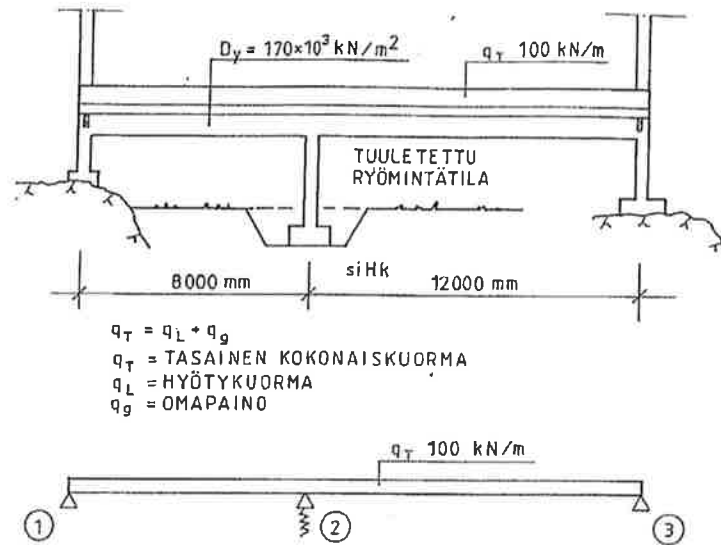
6. PAINUVIEN JA PAINUMATTOMIEN TUKIEN VAIKUTUS

Oheisena laskuesimerkki sovellettuna paalutukseen. Tuet ① ja ③ ovat kalliolla, tuki ② on puutteellisesti mitoitettu kitkapaalu, jonka todelliseksi painumaksi rakennuksen harjannostajaisten ja seinäelementtien irvistämisen jälkeen todettiin 26 mm.



Esimerkki . Kaksiaukkoinen jatkuva palkki

- Toisena esimerkkinä käsitellään kaksiaukkoista jatkuvaa palkkia, jonka kallion varaan perustetut reunatuet toimivat samalla runkorakenteen osina ja keskituki kannattaa palkin kautta vain alapohjaa. Keskituki on perustettu silttisen hiekan varaan (kuva 65).



Kuva 65. Esimerkkinä käsitelty kaksiaukkoinen jatkuva palkki. Alustaluku.

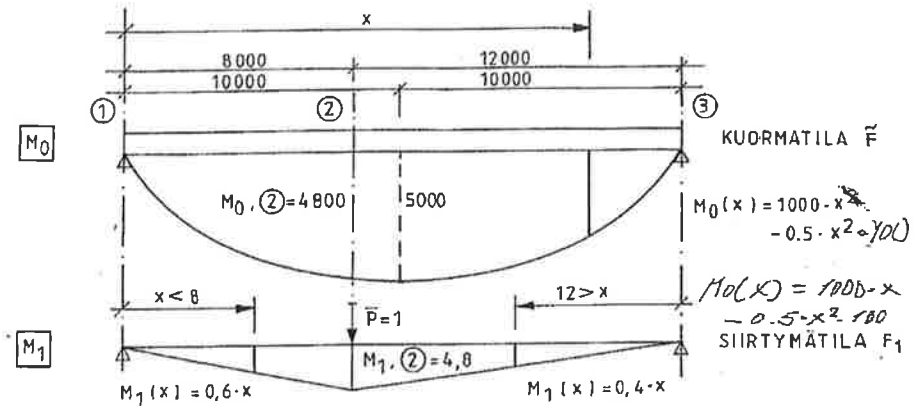
Rakennesuunnittelija on ilmoittanut geotekniselle suunnittelijalle tuen ② tukireaktion olevan käyttötilassa $R_{②} \approx 1250 \text{ kN}$. Geotekninen suunnittelija ilmoittaa rakennesuunnittelijalle, että sallitun pohjapaineen arvolla $q_{adm} = 200 \text{ kN/m}^2$ ja anturan koon ollessa 2,5 m x 2,5 m tulee anturan numero ② painuman suuruudeksi 26 mm.

Yhtälöstä (177)

$$k_s = \frac{D}{s} = \frac{200 \text{ kN/m}^2}{0,026 \text{ m}} = 7700 \text{ kN/m}^3$$

E 1.2

Staattinen käsittely voidaan suorittaa esimerkiksi voimamenetelmän avulla (kuva 66).



Kuva 66. Esimerkkinä käsitelty kaksiaukkoinen palkki. Momenttikuvat.

Jäljempänä käytetään seuraavia merkintöjä:

- ① tuen numero, sijaintikoordinaattialaindeksi
 \bar{F}_0 alaindeksi nolla, esimerkiksi M_0 tarkoittaa vapaasti tuetun yksiaukoisen palkin taivutusmomenttia
 \bar{F}_1 alaindeksi yksi, esimerkiksi M_1 tarkoittaa virtuaalisen kuorman $\bar{P} = 1$ aiheuttaman ns. siirtymätilan taivutusmomenttia

Alaindeksiyhdistelmät:

- $S_{0,②}$ pisteen ② painuma ilman tukea 2
 $S_{1,②}$ pisteen ② "kuviteltu" painuma

Pisteen ② painumille saadaan yllä olevan mukaan:

$$S_{0,②} = \frac{1}{EI} \int M_0 \bar{M}_1 dx \text{ pisteen ② painuma ilman tukea 2}$$

$$S_{1,②} = \frac{1}{EI} \int \bar{M}_1 \bar{M}_1 dx \text{ pisteen ② kuviteltu painuma}$$

Painumaton tuki

$$S_{0,②} - R_{②} \cdot S_{1,②} = 0 \quad (181)$$

$$R_{②} = \frac{S_{0,②}}{S_{1,②}} = \frac{\frac{1}{D_y} \int_0^{20} M_0 \bar{M}_1 dx}{\frac{1}{D_y} \int_0^{20} M_1 \bar{M}_1 dx} = \frac{198\,400}{153,60} = 1291,7 \text{ kN} \quad (182)$$

jossa

$$\int M_0 \bar{M}_1 = \int_0^8 (600x^2 - 30x^3) dx + \int_0^{12} (400x^2 - 20x^3) dx = 198\,400$$

ja

$$\int M_1 \bar{M}_1 = \int_0^8 0,36x^2 dx + \int_0^{12} 0,16x^2 dx = 153,60$$

$$M_{②} = M_{0,②} + R_{②} \cdot M_{1,②} = 4800 - 1291,7 \cdot 4,8 = 1400,2 \text{ kNm} \quad (183)$$

E1.4

Kimmoinen tuki

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{0,②} - R_{②} \cdot S_{1,②} = S \\ R_{②} \cdot S_{1,②} + S = S_{0,②} \\ S = R_{②} \cdot \frac{1}{A \cdot k_g} \\ R_{②} (S_{1,②} + \frac{1}{A \cdot k_g}) = S_{0,②} \end{array} \right. \quad (184)$$

ja edelleen

$$R_{②} = \frac{S_{0,②}}{S_{1,②}} = \frac{\frac{1}{D_y} \int_0^{20} M_0 \bar{M}_1 dx}{\frac{1}{D_y} \int_0^{20} M_1 \bar{M}_1 dx + \frac{1}{A \cdot k_g}} = \frac{\int_0^{20} M_0 \bar{M}_1 dx}{\int_0^{20} M_1 \bar{M}_1 dx + \frac{D_y}{A \cdot k_g}} \quad (185)$$

Numeroarvoilla määritettynä

$$R_{②} = \frac{198\,400}{153,6 + \frac{170\,000}{48077}} = \frac{198\,400}{153,6 + 3,54} = 1262,6 \text{ kN}$$

joten

$$M_{②} = M_{0,②} + R_{②} \cdot M_{1,②} = 4800 - 1262,6 \cdot 4,8 = 1260,5 \text{ kNm} \quad (186)$$

E1.5

Yhteenveto

E 1.6

Kun kimmoisen tuen tapaukselle määritettyjä voimasuureita pidetään oikeina, saadaan seuraavat eroavuusprosentit:

- tukireaktio R ②

$$\frac{1291,7 - 1262,6}{1262,6} \cdot 100 = 2,2 \%$$

- tukimomentti M ②

$$\frac{1400,2 - 1260,5}{1260,5} \cdot 100 = 11,1 \%$$

Voimasuureiden eroilla ei käytännössä ole merkitystä kantavien rakenteiden suunnittelun ja toiminnan kannalta. Tuen ② painuma aiheuttaa ongelmia ns. ei-kantaviin rakenteisiin jäljempänä osoitettavalla tavalla.

Sauvan $L_{2,1}$ sauvakiertymä on $26/8000 = 0,00325$ ja sauvan $L_{2,3}$ sauvakiertymä on $26/12000 = 0,00217$.

Ulkoseinäelementit

Mikäli rakennuksen julkisivut ovat elementtirakenteisia (korkeus 2800 mm · pituus 8000 mm sekä korkeus 2800 mm · pituus 12000 mm), saavat elementtien ylänurkat siirtymät Δ_{21} ja Δ_{23} . Talonrakennuksessa on elementtien sauma normaalisti toleransseineen 15 mm ± 5 mm. Siten

$$\Delta_{21} + \Delta_{23} = \frac{26}{8000} \cdot 2800 + \frac{26}{12000} \cdot 2800 = 15,2 \text{ mm} > 10 \text{ mm}$$

joten olemassa on vaurioriski.

E 1.7

Tiilijulkisivu (verhомуураus)

Mikäli tiiliseinissä ei ole elastisia votsisaumoja, syntyy seinään halkeamia. *Sauvan alaosan halk.*

→

Harkittaessa rakenteen käyttökelpoisuuden edellyttämiä painumaeroja (epätasaisia painumia) on aina otettava huomioon myös ei-kantavien rakennusosien korkeus, materiaali jne., vaikka varsinaiset kantavat rakenteet voivat toimia vähemmän jäykkänä rakenteina niiden käyttökelpoisuuden edellyttämässä rajoissa.

→ voidaan rajoittaa raudoittamalla 4x joka toinen sauma albaanilla luterien $A_{sa} = 4 \cdot (1+1) / 76$.

Esim. 1:n 4-kiertymät

$$4_{1,2} = 25/8000 = 1/320$$

$$4_{3,2} = 25/12000 = 1/480$$

Esimerkin anti mm:

- lyhyet jännevälit, ongelma
- tieto tulevasta rak. - materiaaleista?
- rakennesjärj. paikat, jorala, teräs, elem.?

∴ yksinkertaisinta olisi si määrittää käyttötilan kulmakiertymille yksi arvo esim. $1/500$ A-14.

E 1.8

Tästä arvosta ylöspäin
esim. 1/300 edellyttäisi
AA-IA. suunnittelijaa.

KIITOS!



Konsultointi KAREG Oy
KAREG Consulting Engineers

KARI CHRISTER AVELLAN
Email: kari.avellan@kareg.com
Phone: +358 9 493 411