



# Paaluperustuksien huomioiminen mastopilari- rungon mitoituksessa

Jarno Pylvänen

OPINNÄYTETYÖ  
Toukokuu 2023

Rakennetekniikka YAMK

## TIIVISTELMÄ

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Rakennetekniikka

PYLVÄNEN, JARNO

Paaluperustuksien huomioiminen mastopilarirungon mitoituksessa

Opinnäytetyö 100 sivua, joista liitteitä 25 sivua

Toukokuu 2023

---

Työn tavoitteena oli tutkia epälineaarisesti mitoitettun teräsbetonirungon hyötyjä ja sen vaikutuksia perustuksien mitoitukseen. Toimeksiantajana on RI-Plan Oy, jolle tuotetaan tarpeellista tietoa rungon mitoitukseen jatkossa.

Opinnäytetyössä tutkittiin paaluperustusten joustavuuden vaikutuksia rungon suunnitteluun vertailemalla nimellisen kaarevuuden menetelmää ja yleistä menetelmää rungon mitoituksessa. Työn tavoitteena oli vahvistaa alkuoletus siitä, että yleinen menetelmä antaa perustuksille pienemmät voimasuureet. Maaperän tutkiminen on välttämätöntä oikeanlaisten voimasuureiden määrittämiseksi perustuksille. Runkojen siirtymät ovat tärkeitä hoikkien teräsbetonirunkojen mitoituksessa. Lisäksi selvitettiin tukipaalujen vaikutuksia perustuksen vaakasiirtymiin ja joustavuuteen.

Laskelmat osoittivat, että yleinen menetelmä antaa perustuksille pienemmät voimasuureet ja paalupituuden kasvattaminen vaikuttaa perustuksen siirtymiin. Paaluperustuksen joustavuus on syytä ottaa huomioon, ja normaalisti 0.1 joustolluulla saadaan tarvittava varmuus rungon joustavuuksien osalta. Maaperän huomioiminen on haastavaa, ja sivuvastuksien ääriarvoja tulisi rajoittaa niin, ettei paalujen siirtymät aiheuta haittaa rakenteille. Jatkotutkimuksia voisi tehdä paalun jäykän kiinnityksen vaikutuksista ja vaakajousien jäykkyyden pienentämisestä.

---

Asiasanat: epälineaarisuus, mastopilarirunko, perustuksen joustavuus

## **ABSTRACT**

Tampereen ammattikorkeakoulu  
Tampere University of Applied Sciences  
Structural engineering

PYLVÄNEN, JARNO

Consideration of pile foundations in the dimensioning of the rigidly connected reinforced concrete frames.

Bachelor's thesis 100 pages, appendices 25 pages  
May 2023

---

The aim of this work was to investigate the benefits and effects on foundation design of a non-linearly dimensioned reinforced concrete frame. The client for the project is RI-Plan, for whom necessary information for future frame dimensioning is provided.

The thesis investigated the effects of pile foundation flexibility on frame design by comparing the nominal curvature method and the nonlinear analysis in frame dimensioning. The aim of the work was to confirm the hypothesis that the nonlinear analysis results in smaller force magnitudes for foundations. In order to determine the correct force magnitudes for the foundations, soil investigation is necessary. Frame displacements are important in the dimensioning of slender reinforced concrete frames. Additionally, the effects of support piles on foundation horizontal displacements and flexibility were studied.

The calculations showed that the general method results in smaller force magnitudes for foundations, and increasing pile length affects foundation displacements. The flexibility of pile foundations should be taken into account, and normally, a 0.1 modulus of subgrade reaction provides the necessary safety for frame flexibilities. Accounting for soil behaviour is challenging, and extreme values of lateral resistances should be limited to avoid pile displacements that may cause harm to structures. Further research could be conducted on the effects of rigid pile attachment and reducing the stiffness of the lateral springs.

---

Keywords: non-linearity, rigidly connected column, foundation flexibility

## SISÄLLYS

1	JOHDANTO .....	7
2	TUTKIMUSASETELMA .....	9
3	PAALUJEN OMINAISUUDET .....	10
	3.1 Paalun kapasiteetti .....	10
	3.2 Paalun nurjahdusmurtokapasiteetti .....	11
	3.3 Paalujen pystysuuntaiset siirtymät .....	14
4	POIKITTAISKUORMITETUT PAALUT .....	16
	4.1 Sivuvastuksen ja sivukuormituksen ääriarvot.....	18
	4.2 Maanpaineen vaikutus paaluryhmään.....	20
	4.3 Paaluryhmä osana runkoa .....	28
	4.4 Alustaluvun määrittäminen .....	31
	4.5 Vaakasuuntaiset siirtymät .....	34
5	PAALUANTURA .....	37
6	RUNGON MITOITUSMENETELMÄT .....	39
	6.1 Mastopilarin mitoituksen lähtötiedot .....	39
	6.2 Epälineaarinen analyysi (ns. yleinen menetelmä) .....	42
	6.3 Nimellisen kaarevuuden menetelmä .....	44
	6.4 Viruman vaikutus.....	45
	6.5 Kehärakenteen siirtymät .....	48
7	PERUSTUSLIITOKSEN MITOITUS.....	49
	7.1 Paaluperustuksen vaikutus joustolukuun .....	49
	7.2 Peruspulttiliitoksen jäykkyys.....	50
8	ESIMERKKIKOHTTEEN MITOITUS.....	55
	8.1 Mitoituksen lähtötiedot .....	55
	8.2 Kuormitukset .....	56
	8.3 Maaperän ominaisuudet ja paalujen sivuvastukset.....	57
	8.4 Kehärakenteen mallinnus ja laskenta.....	61
	8.5 Laskennan tulokset .....	67
9	TULOKSET JA POHDINTA .....	71
	LÄHTEET .....	73
	LIITTEET .....	75

## LYHENTEET JA TERMIT

$A_c$	betonileikkauksen ala
$A_s$	raudoituksen kokonaisala
$b$	paalun tehollinen leveys.
$b_{eff}$	pilarin leveys (= puristuspuolen tehollinen pituus)
$c$	koheesio
$d$	paalun halkaisija
$d_{eff}$	paalun sivumitta
$EA$	paalun aksiaalijäykkyys
$e_{a,k}$	sivukuorma $P_a$ (kPa)
$E_{cd}$	betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
$EI$	Paalun taivutusjäykkyys
$E_p$	Paalun kimmomoduuli
$e_{p,k}$	sivuvastus $P_p$ (kPa)
$E_s$	koheesiomaan vaakasuuntainen kimmomoduuli
$E_s$	raudoituksen kimmokerroin
$F_{cr}$	nurjahdusmurtokestävyys suoralla paalulla
$F_{d;s}$	taipuneen paalun nurjahdusmurtokestävyys, kun maa murtuu
$F_{k;bs}$	paalun kärjen kuormitus käyttörajatilassa
$F_{k;s}$	paalun vaipan kuormitus käyttörajatilassa
$I_c$	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$I_p$	Paaluryhmän jäyhyysmomentti
$I_s$	raudoituksen jäyhyysmomentti betonin painopisteen suhteen
$k$	kokonaisjäykkyys
$k$	paalujen sijaintikerroin
$k_1$	ensimmäisen osatekijän jäykkyys
$k_2$	normaalivoimasta ja hoikkuudesta riippuva kerroin
$K_a$	aktiivipainekerroin Rankinen mukaan
$K_c$	halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin
$k_i$	peruskomponentin $i$ jäykkyystekijä
$K_p$	passiivipainekerroin = 1,0 (German Geotechnical Society 2013, 59)
$k_s$	alustaluku
$k_\sigma$	jännityksen ja lujuuden välinen suhde

$l$	pituus tai korkeus
$L_{cr}$	paalun nurjahduspituus
$l_{eff}$	puristuspuolen tehollinen leveys
$L_p$	Paalun pituus
$m$	kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä
$M$	koonpuristumismoduuli
$M_{0Ed}$	ensimmäisen asteen teorian mukainen murtorajatilan momentti
$M_{0Eqp}$	pitkäaikaiskuormien aiheuttama käyttörajatilan momentti
$M_{s;b}$	paalun kärjen alapuolisen maan kokoonpuristuvuusmoduuli
$n$	paalujen lukumäärä
$n_h$	alustalukukerroin
$P_a$	aktiivipaine (sivukuorma)
$p_m$	sivuvastuksen ääriarvo
$P_p$	passiivipaine (sivuvastus)
$q$	pintakuormitus
$r_m$	päätemomenttien suhde
$S_b$	paalun kärjen alapuolisen maan kokoonpuristuma (kimmainen)
$S_p$	paalun kimmainen kokoonpuristuma (kimmainen)
$S_u$	suljettu leikkauslujuus
$z$	momenttivarasi
$\alpha_h$	pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin
$\alpha_m$	rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin
$\alpha_s$	kuormitus vaipalle
$\gamma$	Tilavuuspaino
$\gamma'$	pohjavesitason alapuolella
$\gamma_r$	pohjavesitason yläpuolella
$\epsilon_{c1}$	jännityksen huippuarvon kohdalla oleva muodonmuutos
$\theta$	paaluanturan kiertymä
$\theta_0$	rakenteen vinouden perusarvo 1/200
$\lambda$	hoikkuusluku
$\xi_g$	geometrinen alkutaipuma paalulla
$\varphi_{ef}$	efektiivinen virumaluku
$\omega$	mekaaninen raudoitussuhde
$\mu$	jäykkyysuhde

## 1 JOHDANTO

Logistiikka- ja varastointikeskuksien tarve on lisääntynyt kasvavien etämyyntien myötä. Samalla rakennuksista on tullut massiivisempia ja sitä kautta myös runkojen dimensiot ovat kasvaneet. Lisää korkeutta halutaan hyllyjärjestelmille ja pilarien dimensiot pyritään minimoimaan, jotta vapaata lattiapinta-alaa jää mahdollisimman paljon. Rakenteiden stabiilius pyritään toteuttamaan mastopilarijäykisteenä, koska vinositeet ovat hyllyjärjestelmien tiellä ja sitä kautta vähentävät hyödynnettävää lattiapinta-alaa. Lisäksi rakentamiseen soveltuvat pohjaolosuhteiltaan hyvät tontit alkavat olla vähissä varsinkin pääkaupunkiseudulla, joten yhä useammin rakennetaan paalutettaville rakennusmaille.

Työn tavoitteena on tutkia epälineaarisesti mitoitettun teräsbetonirungon hyötyjä ja sen vaikutuksia perustuksien mitoittamiseen. Mastopilarirunko voidaan mitoittaa joko lineaarisesti tai epälineaarisesti. Lineaarisisä mitoituksessa (ns. nimellisen kaarevuuden menetelmä) oletetaan materiaalien käyttäytyvän lineaarisesti, kun taas epälineaarisisä mitoituksessa (ns. yleinen menetelmä) huomioidaan materiaalikohtainen käyttäytyminen. Työn oletuksena on, että epälineaarisesti mitoitettun teräsbetonirungon dimensiot ovat pienempiä kuin lineaarisesti mitoitettun. Epälineaarisen mitoituksen hyödyt tulevat esiin rakennuksen korkeuden kasvaessa.

Työssä rajoitutaan tutkimaan teräsbetonisten tukipaalujen varaan perustettua teräsbetonista mastopilarirunkoa. Opinnäytetyössä tutkitaan maaperän muutoksien ja paalujen pituuden vaikutuksia kehä- ja perustusmitoitukseen, koska oikeanlaisten voimasuureiden määrittäminen perustuksille vaatii rungon tutkimisen lisäksi maaperän tutkimista: haasteena on maapohjan alustaluvun määrittäminen, varsinkin kitkamaiden tiiveyden selvittäminen on epävarmaa.

Maaperän lisäksi hoikkien teräsbetonirunkojen mitoituksessa olennaisista ovat rungon siirtymät, jonka takia työn pääpaino on perustusliitoksen joustavuudessa sekä siirtymien määrittämisessä. Työssä pyritään selvittämään tukipaalujen varaan perustettun perustuksen vaakasiirtymien sekä joustavuuden vaikutuksia perustusten mitoittamiseen.

Opinnäytetyön luvut 3, 4 ja 5 käsittelevät paalujen ominaisuuksia, maaperän vaikutusta ja paaluanturoita. Luvussa 6 ja 7 keskitytään rungon ja perustusliitosten mitoitukseen ja laskentamenetelmien vertailuun. Tämän jälkeen työssä sovelletaan saatua tietoa esimerkkikohteeseen. Työssä toteutetut laskelmat perustuvat jo rakennettuun kohteeseen, joka on Tuusulassa sijaitseva logistiikkakeskus. Työn toimeksiantajana toimii RI-Plan Oy. Opinnäytetyöstä yritys saa käyttöönsä tarpeellista tietoa rungon mitoitukseen jatkossa. Työssä runko mitoitetaan FEM-laskennan avulla. Työn lopputuloksena syntyy Excel-pohjainen mitoitusohjelma mikä antaa jatkossa tarkemmat lähtötiedot FEM-laskentaan.



## 2 TUTKIMUSASETELMA

Työ tutkii miten epälineaarisesti mitoitettu teräsbetonirunko vaikuttaa perustuksien joustavuuteen sekä mitkä ovat yleisen menetelmän hyödyt verraten yksinkertaistettuun mitoitusmenetelmään. Työssä tehdään vertailevaa tutkimusta kahden eri mitoitusmenetelmän välillä vertailemalla rungon mitoituksen vaikutuksia perustussuunnitteluun. Molemmilla mitoitusmenetelmillä laskennat suoritetaan neljästi lähtötiedoilla A-D (nimellinen kaarevuuden menetelmä) ja E-H (yleinen menetelmä), jotka on esitetty kuvassa 1. Tarkoituksena on saada selville lähtötietojen muutoksien vaikutukset rungon toimintaan. Perustuksen joustavuuden selvittämiseksi työssä tutkitaan maaperän ominaisuuksien sekä paalujen pituuden vaikutukset rungon siirtymiin ja pilarin juuren momenttien suuruuksiin. Työssä selvitetään paalujen jousitukina toimivat vaakasuuntaiset alustaluvut sekä niiden vaikutukset paalujen kykyyn vastaanottaa vaakavoimia.



KUVA 1. Vertaileva tutkimus rungon mitoitukseen.

Tutkimuksen hypoteesi on, että rungon mitoituksessa yleinen menetelmä antaa tehokkaammat dimensiot. Jotta tämä voidaan todentaa, työssä tutkitaan miten nimellisen kaarevuuden menetelmällä saadut arvot eroavat epälineaarisella menetelmällä saaduista arvoista. Epälineaarisen ja nimellisen kaarevuuden menetelmien käyttöä on tutkittu rungon mitoituksessa jonkin verran (esim. Hakola 2014; Lehtonen 2021), mutta sen vaikutuksia perustuksien joustavuuteen on tutkittu verrattain vähän (esim. Yli-Pietilä 2019).

### 3 PAALUJEN OMINAISUUDET

Tässä työssä paalujen käsittely on rajattu teräsbetonisiin tukipaaluihin. Tukipaalun toiminta perustuu siihen, että paalu siirtää kärjen välityksellä kuormat kantavalle osalle (RIL-1-2016, 20). Teräsbetoninen tukipaalu asennetaan lyömällä, joten kyseessä on lyöntipaalu. Lyöntipaalu on maata syrjäyttävä paalu, joka asennetaan maahan esimerkiksi järkäleen avulla lyömällä (RIL-1-2016, 18).

#### 3.1 Paalun kapasiteetti

Paalun geoteknisen puristuskestävyyden määrittämiseen pohjatutkimuksen perusteella voidaan käyttää kahta vaihtoehtoista menetelmää, jotka ovat mallipaalumenetelmä ja vaihtoehtoinen menetelmä. Saatujen tulosten on oltava riittävällä tasolla tunnettuja ja suunnittelijan kokemus on oltava riittävä, jotta paalun geoteknistä kantavuutta voidaan arvioida. (RIL-1-2016, 59.)

Hoikkien puristussauvojen nimellisjäykkyyttä voidaan laskea kaavalla:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (1)$$

$E_{cd}$	betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
$I_c$	betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti
$E_s$	raudoituksen kimmokerroin
$I_s$	raudoituksen jäyhyysmomentti betonin painopisteen suhteen
$K_c$	halkeilun, virumisen ym. vaikutusten kerroin
$K_s$	raudoituksen vaikutuksen kerroin (SFS EN-1992-1-1, 68)

Jos geometrinen raudoitussuhde  $A_s/A_c$  on yli 0,002, voidaan käyttää seuraavia arvoja:

$$K_s = 1$$

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{(1 + \varphi_{ef})} \quad (2)$$

$A_s$	raudoituksen kokonaisala
$A_c$	betonileikkauksen ala

$\varphi_{ef}$	virumisaste
$k_1$	betonin lujuusluokasta riippuva kerroin kaavan 3 mukaan

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \text{ (MPa)} \quad (3)$$

$k_2$	normaalivoimasta ja hoikkeudesta riippuva kerroin kaavan 4 mukaan:
-------	--

$$k_2 = n * \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (4)$$

$n$	suhteellinen normaalivoima $N_{ed}/(A_c * f_{cd})$
-----	--

$\lambda$	hoikkeusluku (SFS EN-1992-1-1, 69)
-----------	------------------------------------

Raudoituksen jäyhyysmomentti  $I_s$  saadaan kaavasta 5:

$$I_s = \frac{A_s}{4} * (d - d_c)^2 \quad (5)$$

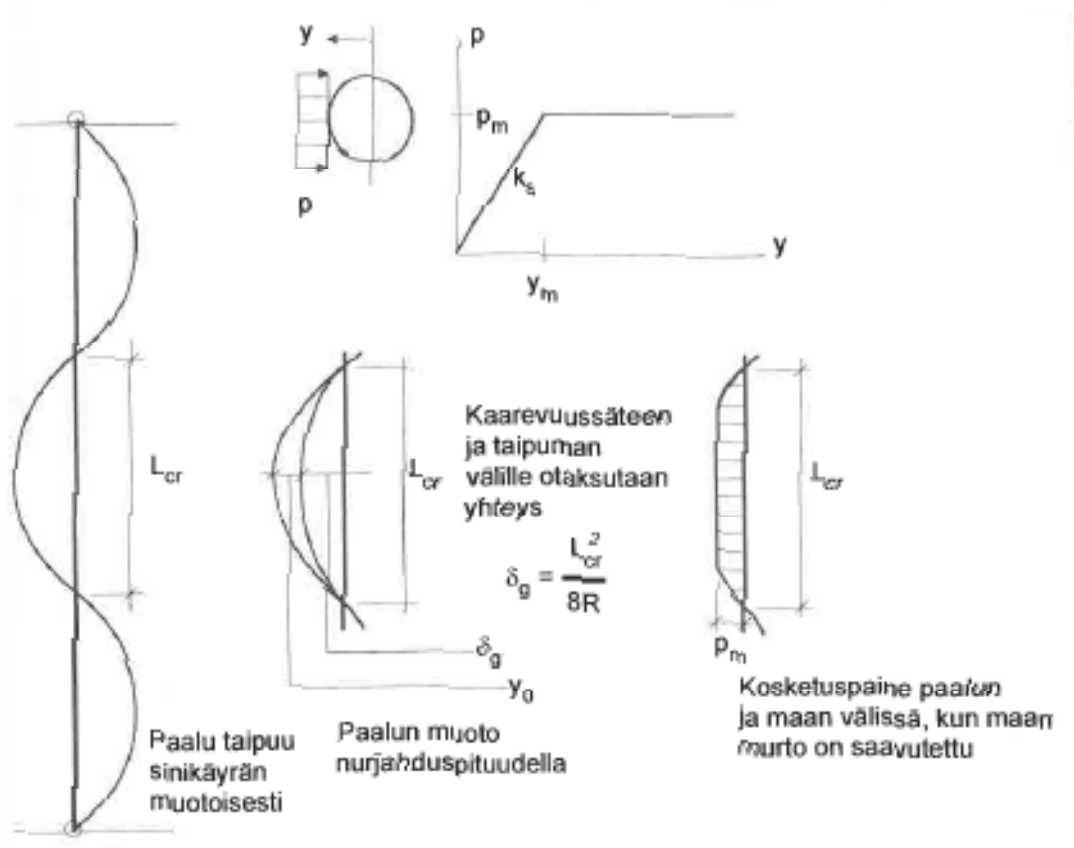
$$I_c = \frac{b * h^3}{12} \quad (6)$$

$A_s$	terästen pinta-ala
$d_c$	terästen betonipeite
$d$	terästen etäisyys ulkopinnasta
$b$	paalun sivumitta (Leskelä 2010, 12)

### 3.2 Paalun nurjahdusmurtokapasiteetti

Teräsbetonipaalujen nurjahdusmurtokestävyys tulee tarkastaa olosuhteissa, joissa maaperä ei tarjoa tarvittavaa sivutukea. Mikäli tarvittavaa sivutukea ei voida ottaa huomioon tulee paalu mitoittaa nurjahdusta vastaan raudoitettuna betonirakenteena eurokoodin mukaisesti. Tapauksissa, joissa paalua kuormittaa

normaalivoiman lisäksi taivutusmomentti, vääntömomentti tai leikkausvoima, tulee mitoitus suorittaa yhdistetyille rasituksille. Riittämättömäksi tueksi nurjahdusta vastaan katsotaan sellaiset tapaukset joissa siipikairauksella määritetty suljettu leikkauslujuus on pienempi kuin  $20 \text{ kN/m}^2$ . Paaluille ei voida ottaa maaperästä tuentaa mikäli suljettu leikkauslujuus on pienempi kuin  $5 \text{ kN/m}^2$ . Nurjahdusmurtotarkastelussa tulee ottaa huomioon asennuksen jälkeinen alkutaipuma tai käyryys. (RIL-1-2016, 106)



KUVA 2. Nurjahduskestävyys paalulle hienorakeisessa maassa. (RIL-1-2016, 107)

RIL: Paalutusohje 2016:ssa on esitetty paalun nurjahduskestävyyden käsinlaskentamenetelmä hienorakeisessa maassa. Tarkasteltaessa kuormittamattoman paalun alkukäyryyttä tulee huomioida mittapoikkeamat paalun ja jatkosten osalta, jatkosten määrä, paalun mitat, asennustavat ja pohjaolosuhteet. Taulukossa 1 on esitetty nurjahdustarkastelussa käytettäviä taulukkoarvoja alkutaipumille  $\xi_g$  kun

paalun suoruutta ei mitata. Arvot ovat määriteltä lyöntipaaluille riippumatta jatkos-tyypistä. Jatketun paalun arvoa käytetään vain jos jatkos sijoittuu pehmeälle maakerrokselle.

TAULUKKO 1. Paalun nurjahdustarkastelun geometrinen alkutaipuma (RIL-1-2016, 106.)

	Jatkamaton paalu	Jatkettu paalu
<b>Alkutaipuma <math>\delta_g</math> [m] (taipuma tarkastettavissa, esim. avoin profiili)</b>	L <sub>cr</sub> /300-L <sub>cr</sub> /600	L <sub>cr</sub> /200-L <sub>cr</sub> /400
<b>Alkutaipuma <math>\delta_g</math> [m] (taipumaa ei voida tarkastaa, esim. umpiprofiili)</b>	L <sub>cr</sub> /300	L <sub>cr</sub> /150

Taulukossa 1 tarvittava nurjahduspituus voidaan määrittää kaavan 7 avulla:

$$L_{cr} = \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{k_{s*}d_{eff}}} \quad (7)$$

EI	Paalun taivutusjäykkyys kohdan 3.1 mukaisesti
k <sub>s</sub>	alustaluku maalle
d <sub>eff</sub>	paalun sivumitta

Paalua kuormitettaessa se taipuu, ja näin maahan syntyy samansuuruinen poikittainen muodonmuutos. Tämä muodonmuutos kohdistuu maan alustaluvun avulla määritettyjen jousien varaan. Aksiaalisesti kuormitetun paalun nurjahdusmurtokestävyyden määrittää sivupaineen ylittäessä sivuvastuksen murtoarvon P<sub>m</sub> tai kun poikkileikkauksen taivutusmurtokestävyys ylittyy. Paalun taipumasta aiheutuva sivuvastuksen murtoarvon ylitys voidaan määrittää kaavalla 8:

$$F_{d;s} = \frac{F_{cr}}{1 + \frac{k_s \xi_g}{p_m}} \quad (8)$$

F <sub>d;s</sub>	taipuneen paalun nurjahdusmurtokestävyys, kun maa murtuu
------------------	--

$F_{cr}$	nurjahdusmurtokestävyys suoralla paalulla
$\xi_g$	geometrinen alkutaipuma paalulla
$p_m$	sivuvastuksen ääriarvo (RIL-1-2016, 108)

Nurjahdusmurtokestävyys suoralle paalulle maan murtuessa saadaan kaavan 9 avulla: (RIL-1-2016, 109)

$$F_{cr} = 2 * \sqrt{k_s * d_{eff} * EI} \quad (9)$$

### 3.3 Paalujen pystysuuntaiset siirtymät

Yleensä kallioon tukeutuville tukipaaluille pystysuuntaisia siirtymiä ei tarvitse erikseen tarkastella, mikäli paalujen murtorajatilatarkastelut on tehty. Kuitenkin pitkällä paaluilla kimmainen kokoonpuristuma voi tulla mitoittavaksi tekijäksi. Tämän vuoksi esimerkiksi perustusten vahvistuskohteissa paalut usein esikuormitetaan. (RIL-1-2016, 59.)

Tukipaalun kokonaispainumaa kallioon tukeutuessa voidaan arvioida kaavalla 10:

$$S_o = S_p + S_b = (F_{k;b} + \alpha_s * F_{k;s}) * \frac{D}{E * A} + \frac{4}{\pi} * \frac{F_{k;b}}{M_{s;b} * d} \quad (10)$$

$S_p$	paalun kimmainen kokoonpuristuma (kimmainen)
$S_b$	paalun kärjen alapuolisen maan kokoonpuristuma (kimmainen)
$F_{k;bs}$	paalun kärjen kuormitus käyttörajatilassa
$F_{k;s}$	paalun vaipan kuormitus käyttörajatilassa
$\alpha_s$	0,5 tasaisesti jakautunut kuormitus vaipalle
	0,66 kolmiomaisesti jakautunut kuormitus vaipalle
$D$	paalun kärjen syvyys maanpinnasta
$E * A$	paalun aksiaalijäykkyys
$M_{s;b}$	paalun kärjen alapuolisen maan kokoonpuristuvuusmoduuli
$d$	paalun halkaisija (RIL-1-2016, 87)

Paalun tukeutuessa kallioon oletetaan paalun kärjen alapuolisen kimmoisen koonpuristuman olevan niin pieni, että sitä ei tarvitse ottaa yleensä huomioon. (RIL-1-2016, 87)

#### 4 POIKITTAISKUORMITETUT PAALUT

Paaluperustukselle tulee myös poikittaista kuormitusta. Yleensä poikittainen kuormitus otetaan kiinni vinopaaluilla. Mikäli vinopaaluja ei käytetä, tulee paalut mitoittaa pystykuormien lisäksi myös poikittaiskuormitettuna. Poikittaiskuormitetun paalun tai paaluryhmän geotekninen kestävyys lasketaan kuormien, maan vastuksen ja siirtymien vaikutusten perusteella. Lisäksi sen analysoinnissa on otettava huomioon paalun maassa olevan osan rakenteen murtumisen mahdollisuus. (RIL 254-1-2016, 90.)

Riittävä varmuus paalulle saavutetaan poikittaisen mitoituskormituksen suhteen seuraavan epäyhtälön toteutumisella kaikilla murtorajatilan kuormitustapauksilla ja kuormitusyhdistelmillä: (Mt.)

$$F_{tr; d} \leq R_{tr; d} \quad (11)$$

Poikittain kuormitettujen paalujen kestävyyttä arvioitaessa tulee ottaa huomioon ryhmävaikutus. Paaluryhmään kohdistuva poikittaissuuntainen kuormitus aiheuttaa yksittäiseen paaluun veto-, puristus- ja poikittaisten kuormien yhdistelmän. Poikittaiskuormitettujen paalujen voimasuureet suositellaan laskettavaksi käyttäen rakennemallia, joka ottaa huomioon sekä paalun että maan muodonmuutosominaisuudet. (Mt.)

Maan jäykkyys voidaan huomioida paaluja tukevien jousien avulla. Jousen jäykkyys määräytyy maan jäykkyyden mukaan. Tämän lisäksi määritetään maan vaakasuuntaisen kantokestävyuden raja eli sivuvastuksen ääriarvo, jonka jälkeen jousen voima ei enää kasva. Poikittaiskuormitetun paalun tai paaluryhmän geoteknisen kestävyuden laskennassa tulee huomioida kuormitus, maan vastus ja siirtymät. Pitkän ja hoikan poikittaiskuormitetun paalun geoteknistä kestävyyttä laskettaessa voidaan hyödyntää teoriaa päästä kuormitetulle palkille, jota tukee deformatiivinen väliaine. Väliaineena toimii maan vaakasuuntainen alustaluku. Paalujen kiertymävapausasteen määrä tulee ottaa huomioon anturan ja paalun liittymäkohdassa määritettäessä geoteknistä kestävyyttä. (Mt.)



Paalun käyttäytyminen riippuu maan ja paalun suhteellisesta jäykkyydestä sekä paalun kiinnityksestä anturaan. Käyttäytymistä voidaan arvioida hienorakeisessa maassa parametrilla  $R$  ja karkearakeisessa maassa parametrilla  $T$ . (Mt.)

$$R = \sqrt[4]{\frac{EI}{E_s}} \quad (12)$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (13)$$

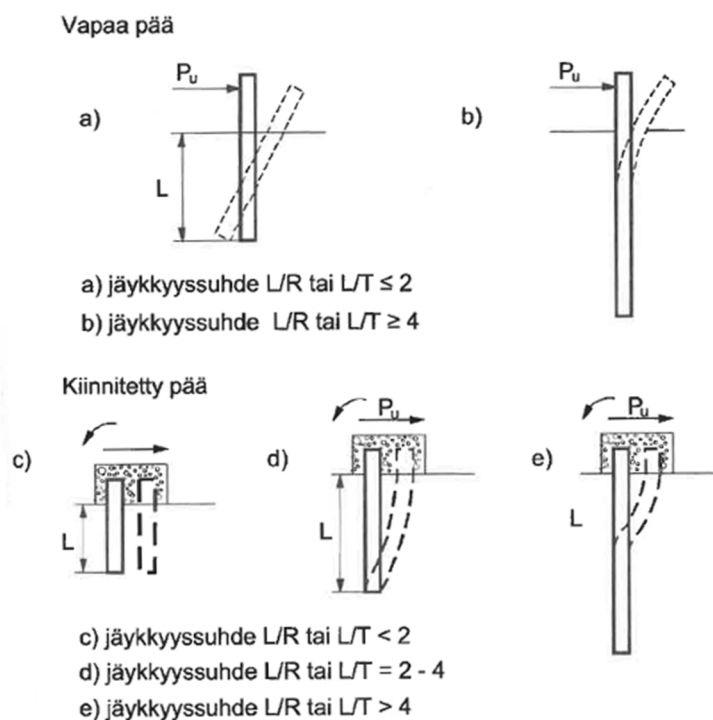
$EI$  Paalun taivutusjäykkyys

$E_s$  koheesiomaan vaakasuuntainen kimmomoduuli

$n_h$  vaakasuuntainen alustalukukerroin karkearakeisessa maassa

Teräsbetonipaaluilla käytetään halkeilleen tilan taivutusjäykkyyttä.

Paalun upotussyvyyden ja parametrien suhteen eli jäykkyyssuhteen ( $D/R$  tai  $D/T$ ) ollessa enintään kaksi, käsitellään paalua maassa kiertyvänä jäykkänä kappaletena, jolloin paalun muodonmuutoksia ei tarvitse ottaa huomioon (kuva 3).



KUVA 3. Jäykkyyssuhteen vaikutus paalun murtomekanismiin.  $L$  on paalun upotussyvyys. (Mt.)

Momenttitasapainoehtojen perusteella määritetään kiertokeskuksen paikka. Homogeenisessä maassa kiertokeskuksen oletetaan olevan n. 70% paalun asennussyvyydestä. Maan oletetaan murtuvan ennen paalun murtumista. Jäykkyys-suhteen ollessa neljä, voidaan olettaa paalun olevan ääriarvossaan pituuden suhteen. Tällöin asennussyvyyden lisääminen ei vaikuta paalun toimintaan. Näin ollen paalu murtuu ennen maan murtumista. Jäykkyys-suhteen väliarvot interpoloidaan. (Mt.)

#### **4.1 Sivuvastuksen ja sivukuormituksen ääriarvot**

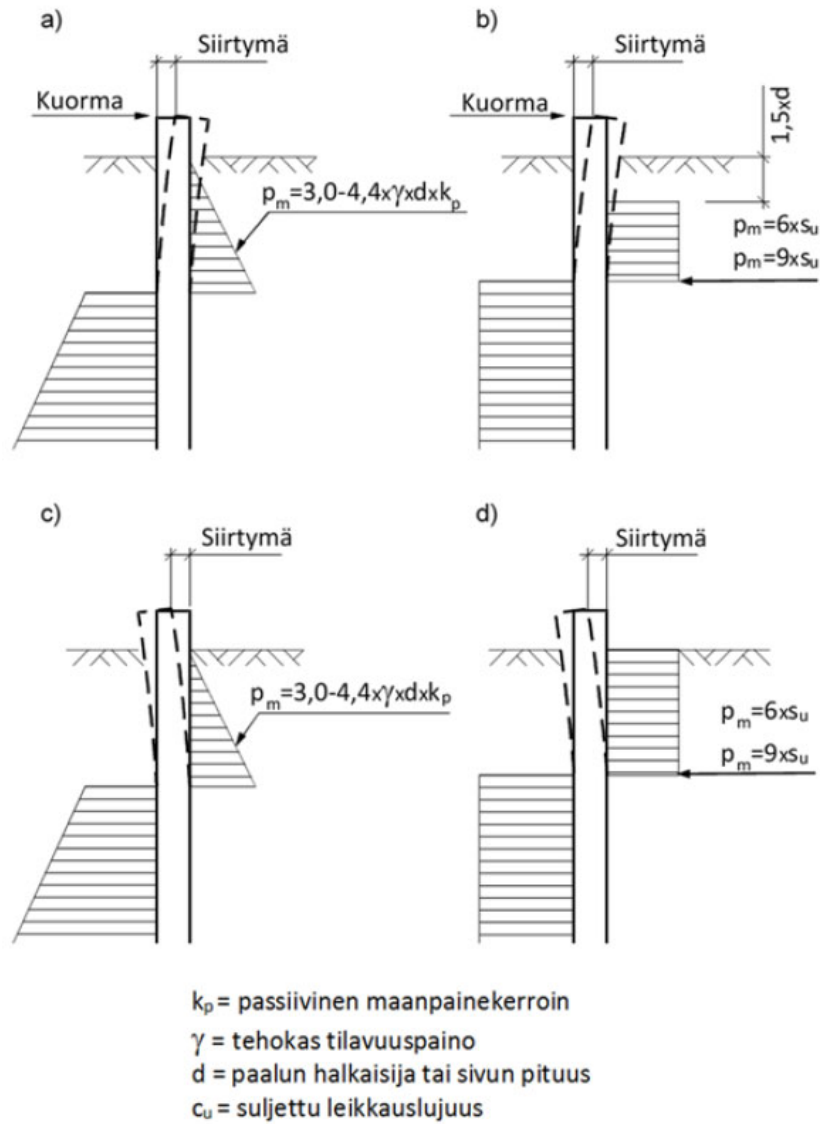
Sivuvastuksen ja sivukuormituksen ääriarvojen määrittäminen suoritetaan maanpaine-teoriaan perustuen. Sivuvastuksen ääriarvoa määritettäessä menetelmät eroavat karkearakenteisen ja hienorakenteisen maalajien suhteen. Karkearakenteisen maan ääriarvon oletetaan kasvavan lineaarisesti syvemmälle mentäessä ja hienorakei-sen maan ääriarvot oletetaan pysyvän vakiona syvyydestä riippumatta.

Kuvassa 4 on esitetty sivuvastuksien ääriarvot jäykälle paalulle:

- a.) karkearakeiselle maalle
- b.) hienorakeiselle maalle

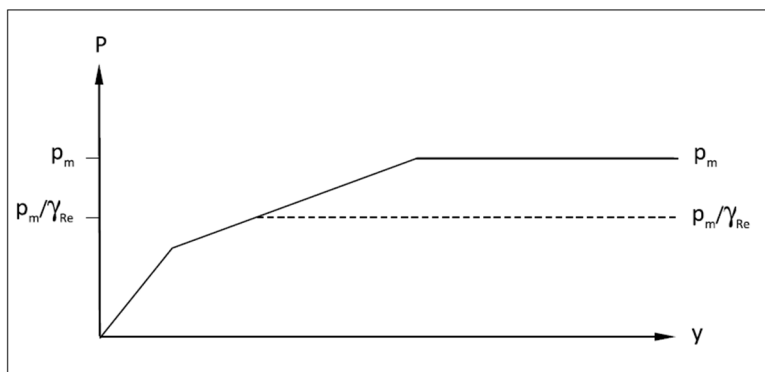
sekä sivuvastuksen murtoarvot jäykälle paalulle:

- c.) karkearakeisessa maassa
- d.) hienorakeisessa maassa



KUVA 4. Sivuvastuksen ääriarvot ja sivukuormituksen murtoarvot (Liikennevirasto. 2017, 60).

Maan toimiessa tukena murtorajatilassa on sivuvastuksen ääriarvolle huomioitava varmuuskerroin  $\gamma_{Re}$  (Kuva 5).



KUVA 5. Osavarmuusluvut maan kestävyydelle (Liikennevirasto. 2017, 64).

Maan toimiessa kuormana sekä murto- että käyttörajatilassa käytetään sivuvastuksen ääriarvon mukaista joustaa (Liikennevirasto 2017, 64).

#### 4.2 Maanpaineen vaikutus paaluryhmään

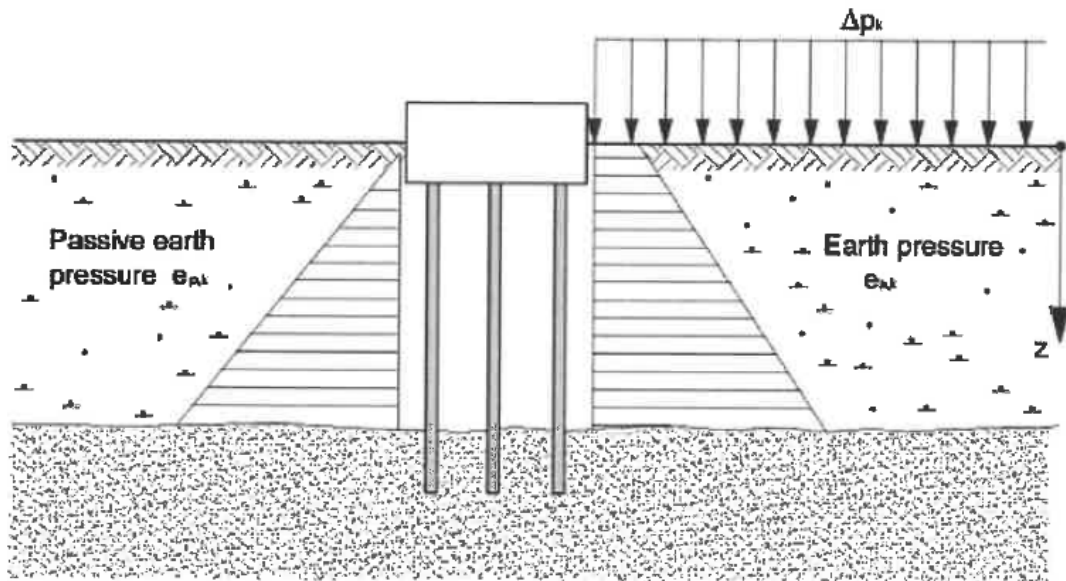
Paaluperustuksiin kohdistuu usein maanpainetta rakennuksen reunalinjoilla. Sokkeliin kohdistuva maanpaine mitoitetaan yleensä lepopainetta käyttäen, koska rakenteen tulee olla siirtymätön. Aktiivipaineen muodostumiselle riittää hyvin vähäinen rakenteen siirtyminen. Esimerkiksi tiiviissä maassa riittää 0,1 - 0,2 % liike seinän korkeudesta maanpaineen mobilisoitumiseksi (liite 1). Maanpaine-seinän toisella puolella passiivisen maanpaineen kehittymiseen tarvittava siirtymä on huomattavasti suurempi kuin aktiivisen maanpaineen puolella. Liitteessä 1 on esitelty suuruusluokkia passiivisen maanpaineen mobilisoitumiseksi (su- luissa puolen raja-arvon mobilisoitumiseksi). (Liikennevirasto 2017)

Paaluanturan paaluihin kohdistuu esimerkiksi toispuoleisen täytön seurauksena maanpainetta (Kuva 6), voidaan paalun sivukuorma laskea maanpainetta aiheut- tavan aktiivisen maanpaineen ja passiivisen paaluja tukevan maanpaineen ero- tuksena (German Geotechnical Society 2013, 58).

$$\Delta e_k = e_{a,k} - e_{p,k} \quad (14)$$

$e_{a,k}$  sivukuorma  $P_a$  (kPa)

$e_{p,k}$  sivuvastus  $P_p$  (kPa)



KUVA 6. Paaluihin kohdistuva maanpaine. (German Geotechnical Society. 2013, 59)

Aktiivinen maanpaine määrittään lopputilanteen arvoille<sup>1</sup>.

$$P_a = (\gamma \cdot z + q) \cdot K_a - 2 \cdot S_u, \text{ jos } S_u \text{ käytössä} \quad (15)$$

$$P_a = (\gamma \cdot z + q) \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (16)$$

$P_a$	aktiivipaine (sivukuorma)
$\gamma$	Tilavuuspaino, jolloin kyllästetyn maaperän $\gamma$ :n sijaan otetaan $\gamma_r$ ja $\gamma'$ pohjavesitasen alapuolella;
$\gamma_r$	pohjavesitasen yläpuolella
$\gamma'$	pohjavesitasen alapuolella
$z$	korkeus
$q$	pintakuormitus
$K_a$	aktiivipainekerroin Rankinen mukaan
$c$	koheesio
$S_u$	suljettu leikkauslujuus (German Geotechnical Society 2013, 59)

<sup>1</sup> Tässä työssä ei ole huomioitu kuormituksesta johtuvaa konsolidoitumisastetta.

Aktiivipainekerroin määritetään:

$$K_a = \tan^{\alpha} \left( 45^{\circ} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (17)$$

Passiivinen maanpaine, joka tässä työssä oletetaan olevan vaakasuora:

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot K_p \quad (18)$$

$P_p$	passiivipaine (sivuvastus)
$\gamma$	Pehmeän maan tilavuuspaino, jolloin kyllästetyn maaperän $\gamma$ :n sijaan otetaan $\gamma_r$ ja $\gamma'$ pohjavesitason alapuolella;
$\gamma_r$	pohjavesitason yläpuolella
$\gamma'$	pohjavesitason alapuolella
$z$	korkeus
$K_p$	passiivipainekerroin = 1,0 (German Geotechnical Society 2013, 59)

Liikenneviraston ohjeen mukaan passiivipaineen kertoimena olisi suositeltavaa käyttää liitteen 2 kuvaajien mukaisia arvoja, koska yleisesti käytetyn Coulombin maanpaineteoria johtaa todellisia arvoja suurempiin arvoihin. Liitteessä 2 suositellaan käytettäväksi seinäkitkakulman ja maan kitkakulman suhteena enintään arvoa 0,66, kun rakenne on valettu muottia vasten. (Liikennevirasto 2017, 74)

Paalulle sallittava poikittainen kuormitus määritetään maanpaineiden erotuksen ja tehollisen leveyden mukaan:

$$p_{ek} = \Delta e_k \cdot b \text{ (kN/m)} \quad (19)$$

$b$  paalun tehollinen leveys.

Paalun tehollinen leveys  $b$  määräytyy a-d -kohtien minimiarvon mukaan

- keskimääräinen paalun etäisyys voiman suunnan kanssa kuvan 7 mukaisesti;
- kolme kertaa paalun leveys  $a$  tai kolme kertaa paalun halkaisija  $D$ ;

- c) sivupaineen muodostavan kerroksen paksuus;  
 d) paaluryhmän kokonaisleveys jaettuna paalujen kokonaismäärällä.

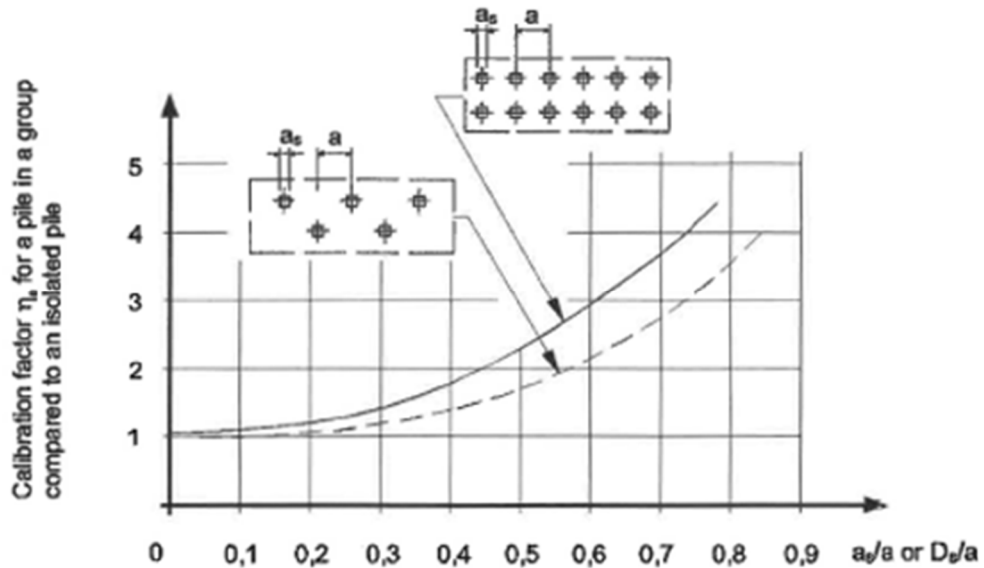


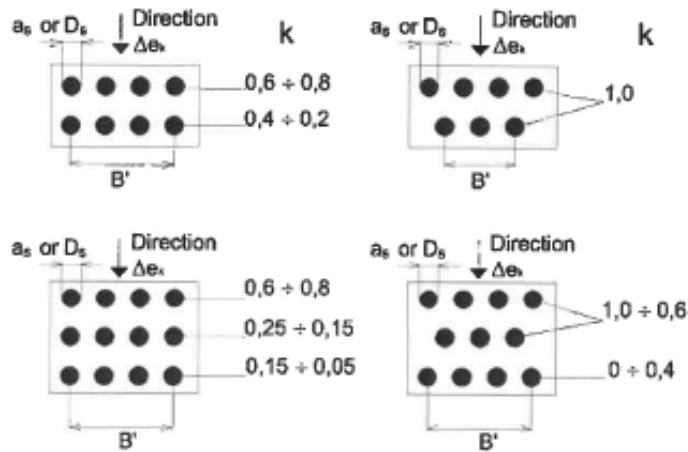
Figure 4.7 Calibration factor  $\eta_u$  as function of the pile arrangement, after [155]

KUVA 7. Paalujen etäisyydet voiman suunnasta. (German Geotechnical Society 2013, 58).

Paalujen voimasuureiden lisäksi on tarkistettava yksittäisen paalun vaikutus paaluryhmässä. Mikäli paalujen keskietäisyys  $< 4 \cdot a_s$  on suurempi kuin kaavalla 19 saatu arvo on käytettävä kaavaa 20:

$$p_{ek} = [(B' + 3 \cdot a_s) \cdot k \cdot \Delta e_k] / n \quad (20)$$

- n paalujen lukumäärä  
 k paalujen sijaintikerroin kuvan 8 mukaan (German Geotechnical Society 2013, 58)



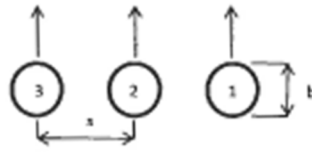
KUVA 8. Paalujen sivupaine kertoimet. (Wilhelm Ernst & Sohn 2013, 60)

Mikäli kohta d antaa määrävän arvon, niin laajemmista paaluryhmistä huomioidaan vain ne paalut mitkä ovat 1,5 kertaa paaluryhmän korkeuden etäisyydellä.

Paalujen sivuvastuksia paaluryhmässä on käyty läpi myös RIL:n Paalutusohjeessa PO-2016. RIL:n ohjeessa määritetään vähennyskerroin  $f_m$  paaluille. Vähennyskerroimella kerrotaan sekä alustaluku että sivuvastuksen ääriarvo. Vähennyskerrointa voidaan käyttää erikseen yksittäisille paaluille tai muodostaa paaluryhmälle keskimääräinen vähennyskerroin. Vähennyskerroimeen vaikuttaa paalun sijainti ryhmässä sekä paalujen keskinäiset etäisyydet. (RIL 254-1-2016, 94.) Paalutusohjeen mukaisesti redusointikerroin saadaan määritettyä riippuen kuormitussuunnasta paaluihin nähden. Kuvan 9 mukaisesti kuormaan nähden poikittaisella paalurivillä käytetään redusointikerrointa  $\beta_a$ . Kuorman suunnassa kuormitetuille paaluille määritetään redusointikertoimet  $\beta_{b1}$  ja  $\beta_{bt}$ .  $\beta_{b1}$  -kerrointa käytetään kuorman suunnassa ensimmäisen paalurivin kohdalla ja  $\beta_{bt}$  -kerrointa käytetään kuorman suunnassa toisesta paalurivistä eteenpäin. (Mt.)

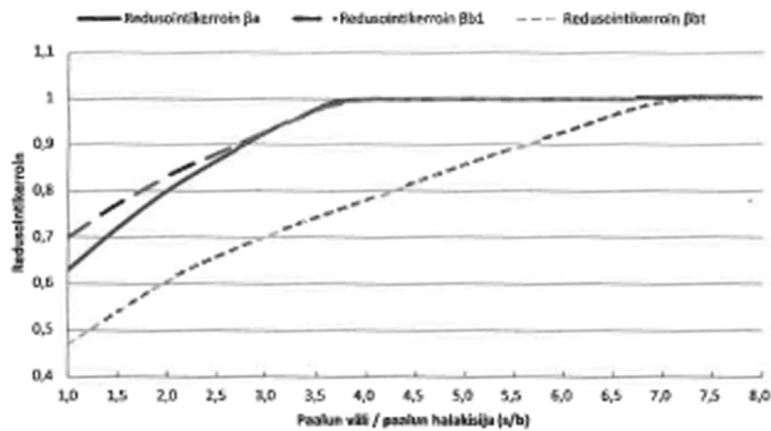


Kuorman nähden poikittainen paalurivi, redusointikerroin  $\beta_x$



Kuorman suunnassa, ensimmäinen pesä, redusointikerroin  $\beta_{B1}$

Kuorman suunnassa, toisesta paalusta eteenpäin, redusointikerroin  $\beta_{B2}$

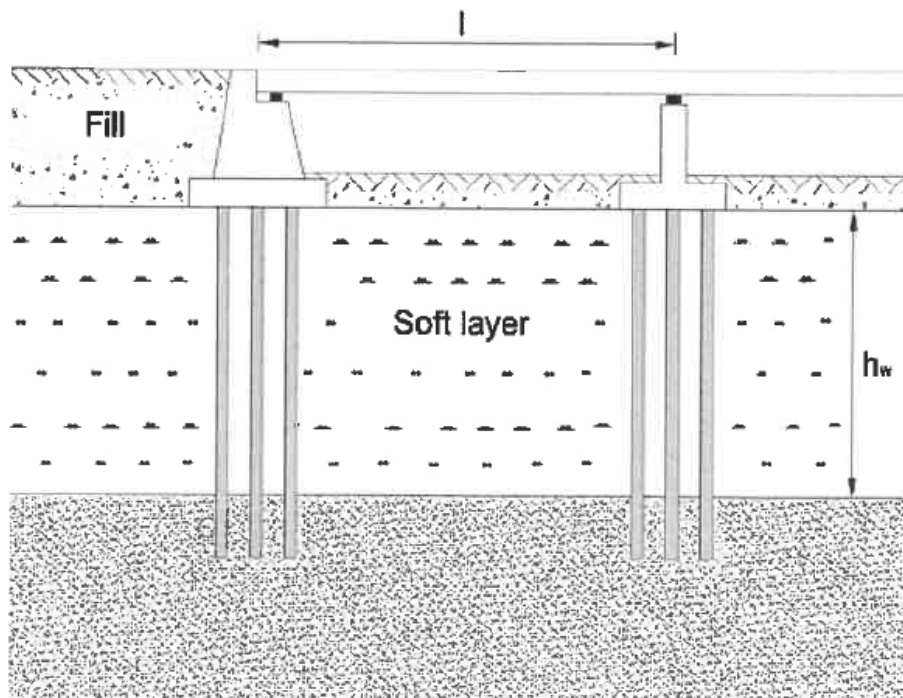


KUVA 9. Redusointikertoimen määrittäminen paaluille. (RIL 254-1-2016, 95.)

German Geotechnical Society (2013, 61) mukaan paaluryhmien etäisyydet vaikuttavat sivukuormakestävyyteen: Paaluperustuksien välisistä etäisyyksistä vaikutukset sivukuormituksen arvoon otetaan huomioon kuvan 10 ja taulukon 2 mukaisesti. Paaluille määritetään vähennysprosentit etäisyyksien ja paalupituuksien suhteessa. Taulukossa 2 on otettu kantaa paaluryhmien etäisyyksien ollessa välillä 10-40 metriä.

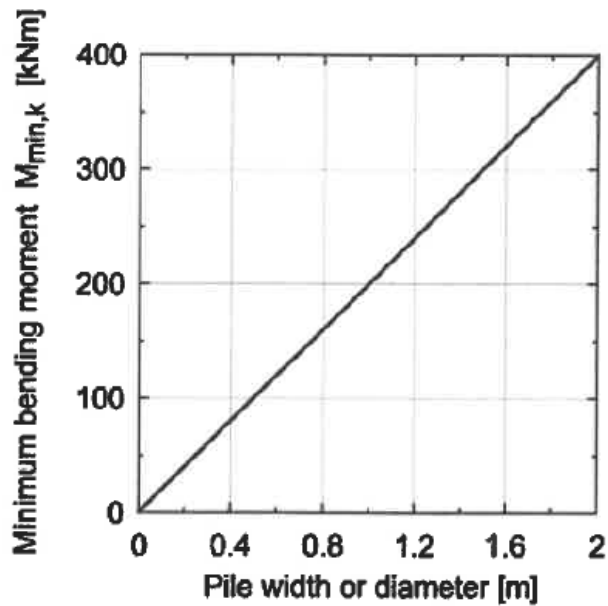
TAULUKKO 2. Etäisyyden vaikutus paalun sivukuormakestävyyteen. (German Geotechnical Society 2013, 61.)

Etäisyys $l$ [m]	10–15		25–40	
Pehmeän maakerroksen paksuus $h_w$ [m]	15-30	5-15	15-30	5-15
Maanpaineen alenemisprosentti [%]	10-20	5-15	5-15	5



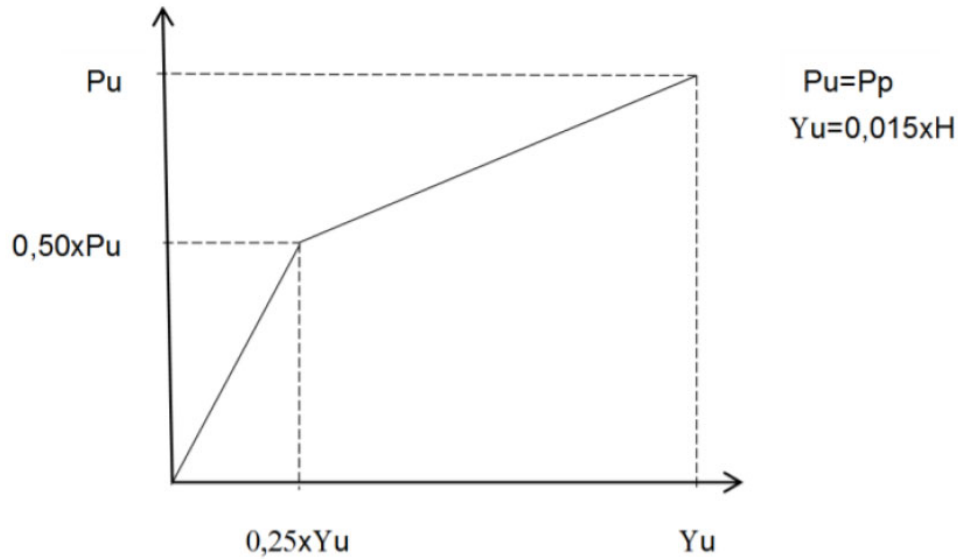
KUVA 10. Paaluperustuksien keskinäinen etäisyys. (German Geotechnical Society 2013, 61.)

Mikäli vaakavoimia jaetaan muille perustuksille tulee niissä huomioida sivuttaispaineesta johtuva minimaivutusmomentti kuvan 11 mukaisesti. Tasapainottavia puristusvoimia ei saa hyödyntää näissä tapauksissa.



KUVA 11. Minimimomenttien määrittäminen tukeville paaluille tai paaluryhmille. (German Geotechnical Society 2013, 62.)

Paalujen lisäksi paaluanturan pystysivuille voidaan määrittää maanpainejouset esimerkiksi soveltaen Liikenneviraston ohjetta. Ohjeessa on tarkasteltu siltojen päätylevyjä eli puskupalkkeja. Kyseistä ohjetta voidaan soveltaa anturan pystyjousien määrittämiseen kuvan 12 mukaisesti.  $H$  tarkoittaa maanpinnan ja tarkastelusyvyden välistä etäisyyttä, eli tässä tapauksessa maanpinnan ja anturan alapinnan välistä etäisyyttä. Tällä tavoin voidaan määrittää  $H$ :n arvo mikäli tarkastelusyvyden ja maanpinnan välinen etäisyys on alle 3,5 metriä. Tämän työn osalta ehto pätee anturan korkeuden keskipilarin osuudella ollessa 1100mm ja reunapilarin osalla 800mm. Tämä määrittäminen perustuu ohjeen mukaan passiivipaineen mobilisoitumiseen puskulevyn yläosassa pienemmillä siirtymillä kuin alaosassa. Passiivipaine saadaan määritettyä kaavan 18 mukaisesti. (Liikennevirasto 2017)

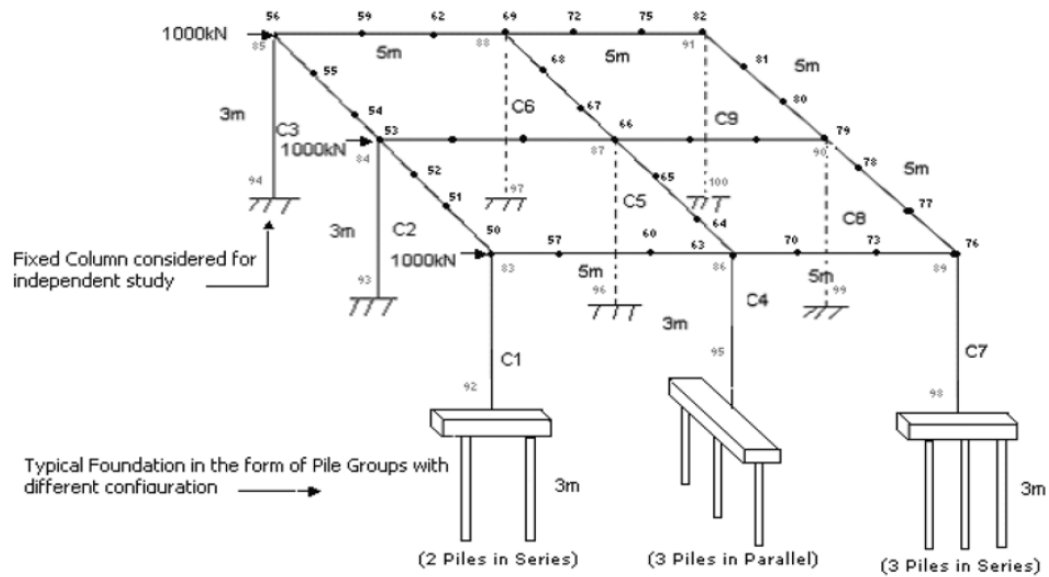


KUVA 12. Anturan pystysivujen passiivipaineen laskenta. (Liikennevirasto 2017, 80)

### 4.3 Paaluryhmä osana runkoa

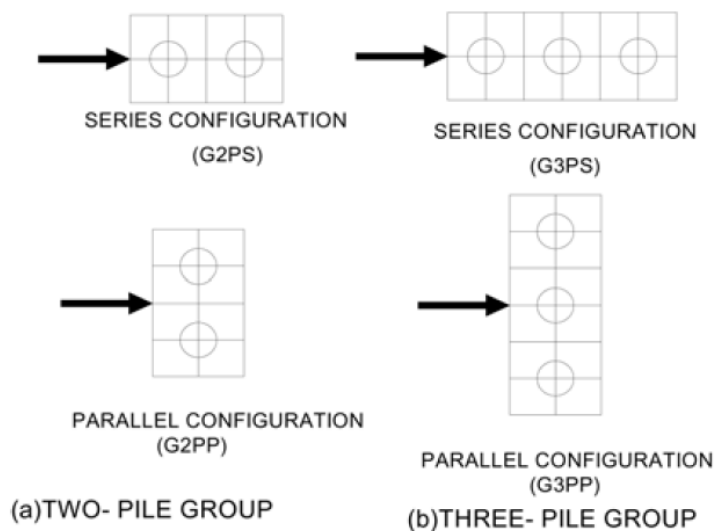
Paaluryhmään kohdistuvassa sivuvastuksessa tulee huomioida sekä yksittäisten paalujen sivuvastuksien summa että paalujen muodostaman ryhmän sivuvastus. Mitoitukseen valitaan näistä pienempi raja-arvo. Paalujen sivuvastusta huomioidaessa on ratkaisevaa ovatko paalut kuormitusta vastaan kohtisuorassa vai poikisuunnassa. Vierekkäisten paalujen sivuvastus riippuu paalujen välisestä etäisyydestä maan puristuessa paalujen välistä. (RIL 254-1-2016, 93.)

Chore, Ingle ja Sawant (2010) ovat tieteisartikkelissa tutkineet paaluryhmien vaikutusta rungon suunnitteluun. Tutkimuksessa on mallinnettu yksikerroksinen mastopilarirunko jäykillä perustusliitoksilla (kuva 13).



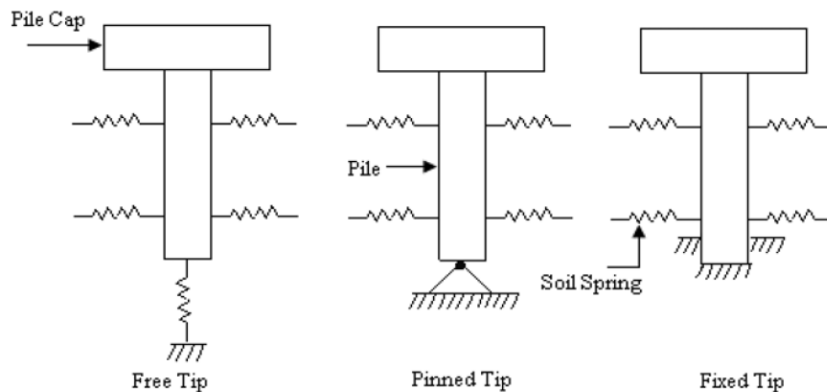
KUVA 13. Kehärakenteinen runko jäyllä perustusliitoksilla. (Chore, Ingle & Sawant. 2010, 58)

Pilareina käytettiin 300 mm x 300 mm pilareita. Pilarien päällä palkkien varaan tuettu 200 mm teräsbetonilaatta. Kehää kuormittaa 1000 kN:n vaakavoima rungon yläpäässä kolmesta pisteestä kuvan 12 mukaisesti. Runko on perustettu kahden- ja kolmen paalun anturoiden varaan voimia vastaan kohtisuorassa sekä voimien suuntaisesti (kuva 14) eli tutkimuksessa paalut olivat anturassa rinnakkain tai peräkkäin kuormittaviin voimiin nähden.



KUVA 14. Paaluryhmän suunta voimia vastaan (Chore, Ingle & Sawant 2010, 59)

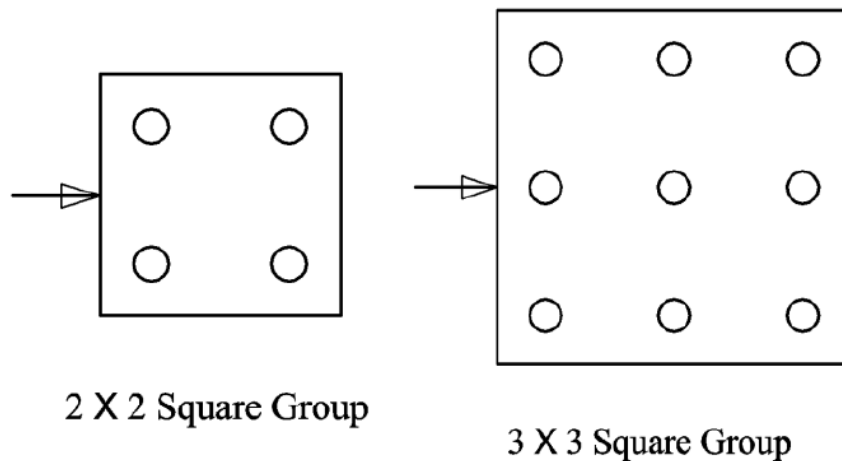
Paaluina käytettiin savimaahan tukeutuvia kitkapaaluja. Anturaa käsitellään taipuisana laattana. Paalujen alapääät olivat tutkimuksessa tuettuna kolmella eri tavalla: vapaa tuenta, niveltuenta ja jäykkä tuenta (Kuva 15). Tutkimuksessa perustukselle huomioidaan jäykkyydet pysty- sekä vaakasuunnassa, jotka huomioidaan koko rakenteen rakenneanalyysissä.



KUVA 15. Paalun alapään tuenta (Chore, Ingle & Sawant 2010, 59)

Tutkimuksen tuloksien perusteella paalutuksen jäykkyyden huomioon ottamisella on rungon yläpään siirtymiä lisäävä vaikutus 42 - 103% verrattuna täysin jäykkään perustukseen. Tutkimuksessa havaittiin, että paaluväliä kasvattamalla siirtymät pienenevät. Tämä selittyy lähekkäisten paalujen jännitysvyöhykkeiden mennessä päällekkäin, joka heikentää passiivisen maanpaineen vaikutusta paalun tukena. Tämä sama ilmiö havaittiin kaikissa paalujen sijoitustapauksissa. Tutkimus osoitti myös rinnakkain olevat paalut saavat aikaan suuremmat siirtymät kuin paalujen ollessa peräkkäin. Tämä selittyy tutkimuksen mukaan yksinkertaista rakennemallia tarkastelemalla peräkkäin olevien paalujen sekä muun rakenteen kokonaisjäykkyyden ollessa suurempi kuin rinnakkain asennettujen paalujen tapauksessa.

Edellä käsiteltyä tutkimusta laajensivat Dode, Chore ja Agrawal (2013), jotka käsitelivät kuvan 13 mukaista runkoa neliöprofiilien anturoilla. Anturat olivat tutkimuksessa neljän ja yhdeksän paalun anturoita kuvan 16 mukaisesti. Tutkimuksessa käsiteltiin paaluvälien ja profiilien vaikutusta rungon siirtymiin sekä momentteihin. Myös erilaisia paaluvälejä sekä kolmea eri kokoista paalua käsiteltiin tutkimuksessa.



KUVA 16. Neljän ja yhdeksän paalun anturat (Dode, Chore & Agrawal 2013, 309)

Tutkimuksesta saatujen tuloksien mukaan rungon yläpään vaakasiirtymät kasvavat 58 – 152 % verraten täysin jäykkään perustukseen. Pilarien maksimimomentit kasvoivat positiiviseen suuntaan 14 - 15 % ja negatiiviseen suuntaan 26-28%, kun paaluperustukset otettiin huomioon rakennemallissa. (Dode, Chore & Agrawal 2013.)

#### 4.4 Alustaluvun määrittäminen

Alustaluku voidaan määrittää kitkamaassa joko kokoonpuristumismoduulin  $M$  tai avoimen tilan kimmomoduulin  $E_d$  avulla. Arvot moduuleille voidaan mitata ödometri- tai kolmiakselilaitteiden avulla. Oikean tiivysasteen määrittäminen karkearakeisilla maalajeilla on kuitenkin ongelmallista. (Liikennevirasto 2017)

Alustalukukerroin määritetään moduulien perusteella kaavasta 21:

$$n_h = \alpha\beta \frac{M}{z} = \alpha \frac{E_d}{z} \quad (21)$$

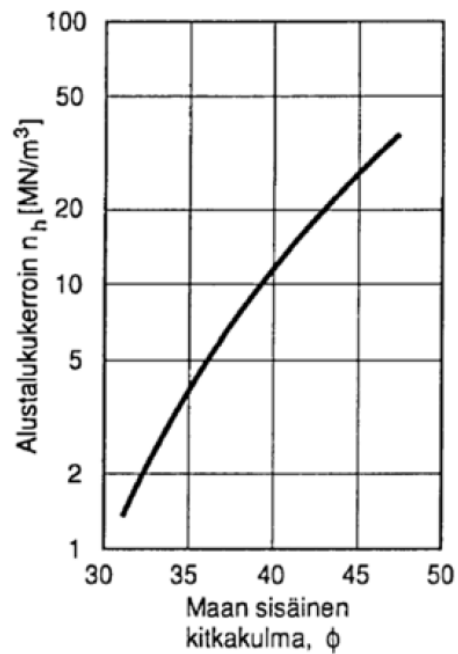
$$\beta = \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (22)$$

$$\alpha = 0,74$$

$\beta = 0,83 \dots 0,95$  hiekalle Poissonin vakion  $\nu$  ollessa  $0,25 \dots 0,15$

$z$  = syvyys maanpinnasta

Alustalukukertoimia voidaan arvioida myös kokemusperäisesti kitkakulman funktiona kuvan 17 mukaan.



KUVA 17. Alustalukukertoimen arviointi kitkamaassa kitkakulman perusteella. (RIL-1-2016, 98)

Alustaluku määritetään alustalukukertoimen avulla kaavalla 23:

$$k_s = n_h * \frac{z}{d} \quad (23)$$

$z$  syvyys maanpinnasta

$d$  paalun halkaisija (RIL-1-2016, 98)



Oletuksena on, että vaakasuora alustaluku  $k_s$  kitkamaassa kasvaa lineaarisesti syvyyteen  $10 \cdot d$  asti. Arvo pysyy tämän jälkeen vakiona.

Alustaluvun määrittäminen koheesiomaassa määritetään lyhytaikaisessa kuormitustilanteissa ja pitkäaikaisessa kuormitustilanteissa erikseen. Lyhytaikaisessa kuormitustilanteessa määrittäminen tapahtuu suljetun tilan kimmomoduulin  $E_u$  kautta kaavan 24 mukaan: (RIL-1-2016, 99)

$$k_s = \frac{E_u}{d} \quad (24)$$

Vastaavasti pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa alustaluku koheesiomaalle määritetään kokoonpuristumismoduulin ( $M$ ) kautta kaavan 25 avulla:

$$k_s = \beta \frac{M}{d} \quad (25)$$

$$\beta = \frac{(1 + U)(1 - 2U)}{1 - U} \quad (26)$$

$\beta = 0,46 \dots 0,74$  savelle, kun Poissonin vakio =  $0,4 \dots 0,3$

$\beta = 0,62 \dots 0,83$  siltille, kun Poissonin vakio =  $0,35 \dots 0,25$  (RIL-1-2016, 99)

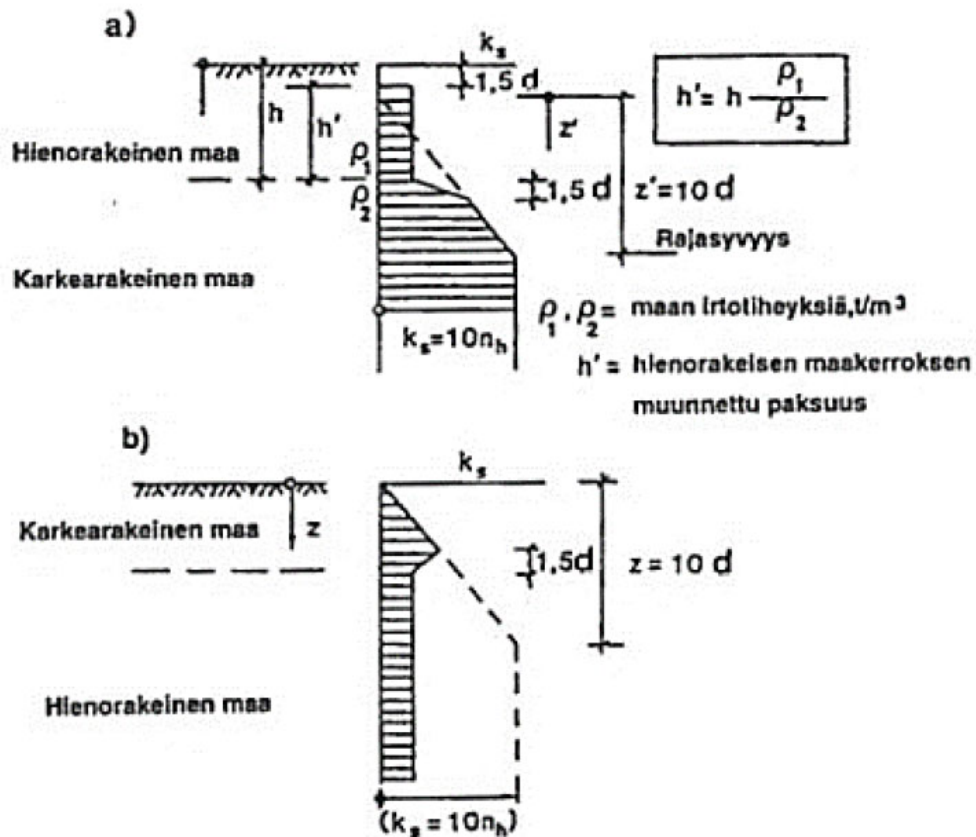
$$M_s = m * 100 * \left( \frac{\sigma'_u}{100} \right)^{1-\beta} \quad (27)$$

Koheesiomaalla alustaluku voidaan määrittää myös kokemukseräisesti kaavoilla 28 ja 29: (RIL-1-2016, 100)

$$k_s = 20 \dots 50 \frac{S_u}{d}, \text{ pitkäaikainen kuormitus} \quad (28)$$

$$k_s = 50 \dots 150 \frac{S_u}{d}, \text{ lyhytaikainen kuormitus} \quad (29)$$

Kerroksellisessa maassa alustaluku voidaan määrittää kuvan 18 mukaisesti. Kuvan 18 a-kohdassa hienorakeinen maa on karkearakeisen maan yläpuolella, ja b-kohdassa karkearakeinen maa on hienorakeisen maan yläpuolella. Hienorakeisen maan ollessa pintakerroksena (a) alustaluku on nolla 1,5d syvyydelle saakka. Maakerrosten rajapinnassa hienorakeisen maan alustaluku muuttuu lineaarisesti karkearakeisen maan alustaluvun arvoihin 1,5 d matkalla. Tämän jälkeen karkearakeisen alustaluvun arvo kasvaa 10d matkalla, jonka jälkeen arvo pysyy vakiona. Kitkamaan ollessa päällimmäisenä (b) maakerrosten rajapinnassa alustaluku muuttuu 1,5d matkalla hienorakeisen maan alustaluvuksi.



KUVA 18. Vaakasuora alustaluku kerroksellisessa maassa. (Liikennevirasto 2017, 62)

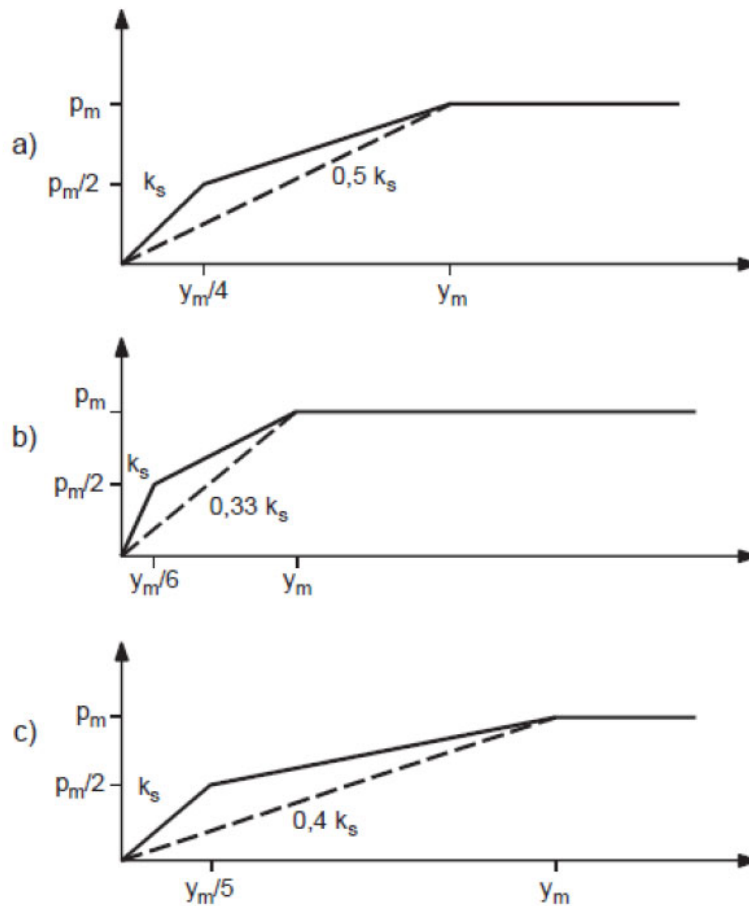
#### 4.5 Vaakasuuntaiset siirtymät

Paalujen vaakasuuntaisia siirtymiä tarkasteltaessa otetaan huomioon yksittäisten paalujen ominaisuudet, maan ominaisuudet sekä useiden paalujen muodostama ryhmävaikutus. Lisäksi tulee huomioida paalun ja anturan välisen liitoksen jäykkyys sekä siirtymistä aiheutuvat kiertymät ja kaltevuusmuutokset.

Paalujen poikittaissiirtymät voidaan laskea alustaluku- tai moduulimenetelmillä. Tässä työssä on käytetty alustalukumenetelmää. Alustalukumenetelmän avulla voidaan määrittää vuorosuhde siirtymän ja kuormituksen välillä. Huomioitavaa on, että murtorajatarkastelun arvoa ei saa ylittää poikittaiskuormituksella tai sivuvastuksella. (RIL-1-2016, 96)

Kuvassa 19 on esitelty paalujen sivupaineen ja siirtymien yhteyttä:

- karkearakeinen maa
- hienorakeinen maa, lyhytaikainen kuormitus
- hienorakeinen maa, pitkäaikainen kuormitus



KUVA 19. Paalun sivupaine-siirtymäyhteys. (RIL-1-2016, 97)

Vaakasuora alustaluku  $K_s$  kitkamaalla oletetaan kasvavan lineaarisesti  $D = 10 \cdot d$ , ja tämän jälkeen arvo pysyy vakiona. Staattisessa kuormituksessa alustaluvun arvo määritetään kaavalla 30:

$$k_s = n_h * \frac{D}{d} \quad (30)$$

$k_s$  alustaluku

$n_h$  alustalukukerroin, kuvasta 17 (RIL-1-2016, 98)

Alustalukuun vaikuttaa maaparametrien lisäksi paalun mitat.

## 5 PAALUANTURA

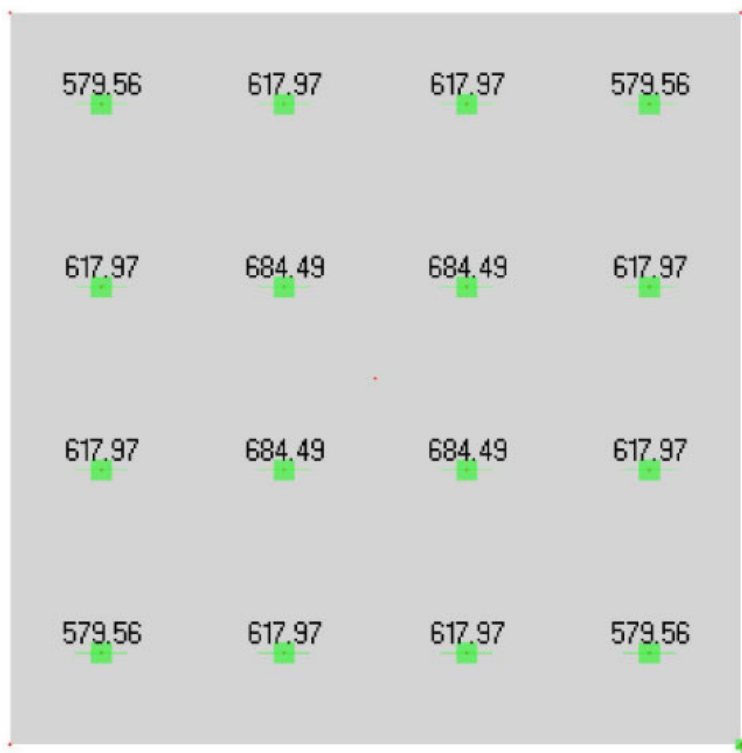
Paalujen liitoksella anturaan on oleellinen merkitys sivukuormakapasiteettejä tarkasteltaessa. Liitos on joko nivellinen tai jäykkä. Jäykkä liitos kasvattaa sivukuormakapasiteettia n. 50 % nivelelliseen liitokseen verrattuna. Paalujen ollessa lyhyitä tai oletetaan niiden saavan suuria taivutuksia on suositeltavaa käyttää jäykkää kiinnitystä.

Teräsbetonipaalun ja anturan liitoksesta saadaan jäykkä paljastamalla teräkset yläpästä. Tässä tapauksessa paalu katkaistaan normaalia katkaisutasoa ylemmää teräksien tartuntapituuden verran. Paalun ottaessa myös momenttirasituksia vastaan on paalun puristuskestävyyden mitoitusarvoa pienennettävä. Lujabetonin pienpaalutusohjeessa on esitetty erilaisia tapoja jäykän liitoksen suhteen. Ohjeessa on myös momenttikestävyyden ja puristuskestävyyden yhteisvaikutusdiagrammit. Toisena vaihtoehtona on ulottaa paalu syvemmälle paaluanturaan, mutta teräksiä paljastamatta. Tässä vaihtoehdossa jäykkä liitos ottaa momenttirasitukset vastaan puristuksella paalun sivujen avulla. Kolmantena vaihtoehtona Lujabetonin ohjeessa on esitelty paalun päähän jälkikiinnitettävä harjateräs juotosbetonilla. Tämä menetelmä sopii parhaiten myöhäisessä vaiheessa havaittuun tarpeeseen momenttikestävyyden suhteen tai kun momenttikestävyyden tarve on pieni. (Lujabetoni 2019.)

Paaluanturan jäykkyydellä on suuri merkitys voimien jakautumisessa paaluille. Paaluanturan voidaan olettaa olevan täysin jäykkä, mikäli dimensiosuhteet  $L/H$  eivät ylitä arvoa 2,4.  $L$  on pilarin keskilinjan etäisyys reunimmaisesta paalun keskipisteestä ja  $H$  on paaluanturan paksuus.

Yli-Pietilä (2019) on tutkinut anturan jäykkyyden vaikutusta paalukuormiin diplomityössään Paaluryhmän jäykkyyden vaikutus rungon suunnittelussa. Yli-Pietilä tutki anturaa yksinkertaisella 16 paalun esimerkillä. Anturaan kohdistui 10 MN keskeinen kuorma, ja antura mallinnettiin kahdella eri tapauksella: 1 metrin korkeisena ja 100 m korkeisena. Näin kärjistetyllä esimerkillä eroavaisuudet saadaan hyvin esille. Lopputuloksena todettiin, että 1 m korkeiselle taipuisalle anturalle kuormituksen alaisille paaluille saatiin n. 18 % suuremmat paalukuormat kuin

reunimmisille paaluille (Kuva 20). Vastaavasti täysin jäykän anturan tapauksessa paalukuormat jakaantuivat tasaisesti kaikille paaluille.



KUVA 20. Paalukuormat taipuisan anturan tapauksessa. (Yli-Pietilä 2019)

Pääraudoituksen vetokestävyyttä mitoitettaessa ristikkomallin mukaisesti oletetaan vetorasituksen olevan vakio koko vetosauvan matkalla. Raudoituksen laskennassa otetaan huomioon anturan dimensiot ja solmupisteiden etäisyydet (Leskelä 2008, 454.) Tästä työstä paaluanturan raudoitus on rajattu pois.

## 6 RUNGON MITOITUSMENETELMÄT

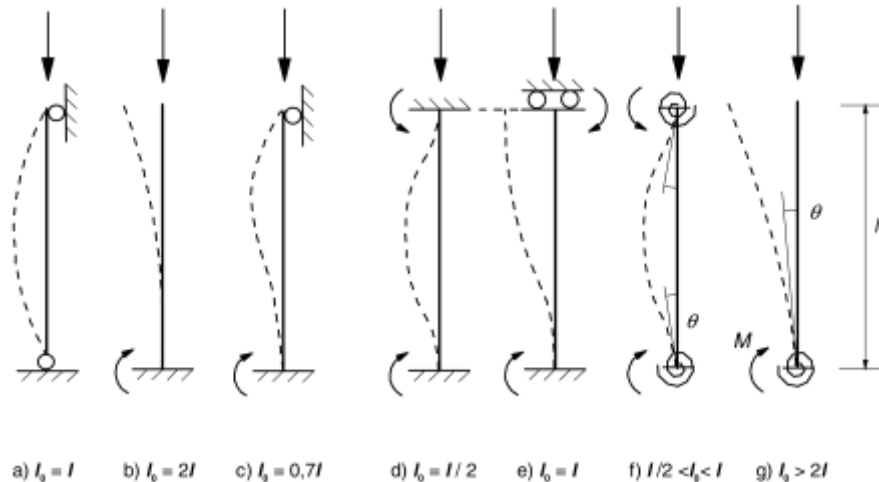
Betonirakenteiden eurokoodin mukaan suunnittelussa on käytettävissä eri analyysimenetelmiä toisen kertaluvun momenttien määrittämiseen. Menetelmät ovat yleinen menetelmä, sekä kaksi yksinkertaistettua menetelmää: nimellisen kaarevuuden menetelmä ja nimellisen jäykkyyden menetelmä. Yleinen menetelmä perustuu epälineaariseen analyysiin, joka suoritetaan tietokoneavusteisesti. Kaksi muuta menetelmää ovat käsinlaskettavia likimääräismenetelmiä. (SFS EN 1992-1-1.)

Rungon tasapaino ja kestävyys tulee osoittaa deformatiivisessa tilassa kun otetaan huomioon toisen kertaluvun vaikutukset. Perustuksien ja rungon liittymän joustavuus tulee ottaa huomioon analyysiä tehtäessä. Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomioimatta niiden ollessa alle 10 prosenttia ensimmäisen kertaluvun vaikutuksista. (SFS-EN 1992-1-1, 64.)

### 6.1 Mastopilarin mitoituksen lähtötiedot

Kehän mitoituksessa kehärakenteet jaetaan jäykistämättömiin (non-braced) ja jäykistettyihin (braced) kehiin. Kehärakenne on jäykistetty, kun sillä on määritetty erillinen jäykistysjärjestelmä mikä pystyy vastaanottamaan vaakakuormat. Tämän ehdon katsotaan toteutuvan, kun lineaarisella tarkastelulla jäykistysrakenteet siirtävät 90 % vaakavoimien summasta perustustasossa. Teräsbetonirakenteisen pilari-palkki -rungon yleisin kehämalli on mastojäykisteinen kehärakenne. Pilarit ovat jäykästi kiinni perustuksissa, ja vaakarakenne on nivelellisesti kiinni pilareissa.

Nurjahduspituuden määrittäminen voidaan määrittää esimerkiksi kuvan 21 mukaisesti.



KUVA 21. Sauvojen nurjahduspituuden määrittäminen. (SFS-EN 1992-1-1, 65)

Jäykistämättömien sauvojen nurjahduspituus määritetään kaavan 31 mukaisesti:

$$l_0 = l * \max \left\{ \sqrt{1 + 10 * \frac{k_1 * k_2}{k_1 * k_2}} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) * \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (31)$$

$k_1$ ,  $k_2$  ovat sauvojen päiden kiertymäjoustavuuksien suhteelliset arvot.

Mikäli pilarin alapää on täysin kiertymätön niin kiertymän arvo on 0, ja näin ollen saadaan pilarin teholliseksi pituudeksi  $2 * l$ . Käytännössä täysin kiertymättömiä päitä ei ole vaan on suositeltavaa käyttää  $k$ :n arvoa 0,1. Näin ollen pilarin teholliseksi pituudeksi saadaan arvo  $2,18 * l$ . Pilarin yläpään oletetaan olevan vapaasti kiertyvä pää, joten  $k_2 = \infty$  (Leskelä. 2010)

RIL 125:n mukaan yläpään ollessa siirtyvä ja alapään liittyessä paaluanturaan voidaan käyttää kaavaa 32:

$$l_0 = L \sqrt{4 + 10 \frac{E_c I_c L_p}{E_p I_p L}} \quad (32)$$

L            Pilarin pituus mitattuna paaluanturan yläpinnasta  
 $L_p$         Paalun pituus



$I_p$	Paaluryhmän jäyhyysmomentti
$E_p$	Paalun kimmomoduuli (RIL 125, 343)

Rakenteiden ja rakenneosien analyysissä tulee ottaa huomioon mahdolliset mit-tapoikkeamat ja kuormien sijaintien epätarkkuudet. Perusepäkeskisyys muodostuu pilarin alkukäyrydestä, kuormien epäkeskisyudesta, materiaalin epäho-mogeenisuudesta tai muusta epätarkkuudesta. Epätarkkuudet otetaan huomioon murtorajatiloiissa sekä onnettomuusmitoitustilanteissa. Käyttörajatiloiissa epätark-kuuksia ei tarvitse huomioida. (SFS-EN 1992-1-1: 2005, 54–55.)

Rakenteiden epätarkkuudet voidaan huomioida rakenteen vinouden avulla:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

jossa

$\theta_0$	rakenteen vinouden perusarvo 1/200
$\alpha_h$	pituuteen tai korkeuteen perustuva pienennyskerroin $\alpha_h = 2/\sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$
$\alpha_m$	rakenneosien määrään perustuva pienennyskerroin $\alpha_m = \sqrt{(0,5 \cdot (1+1/m))}$
$l$	pituus tai korkeus
$m$	kokonaisvaikutuksen aiheuttavien pystyrakenneosien määrä

Edeltävissä kaavoissa esiintyvät suureet  $l$  ja  $m$  määritelmä riippuu tarkastelta-vasta vaikutuksesta:

- erillinen rakennusosa:  $l$  = rakenneosan pituus,  $m = 1$
- jäykistysjärjestelmä:  $l$  = rakennuksen korkeus,  $m$  = jäykistysjärjestelmän vaakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä
- vaakakuormia jakaviin välipohjan, yläpohjan tai vesikaton levykenttiin:  $l$  = kerroskorkeus,  $m$  = kussakin kerroksessa olevien, kerroksen kokonais-vaakavoimaan vaikuttavien pystyrakenneosien määrä

Eurokoodissa määritetään erillisille rakenneosille perusepäkeskisyys  $e_i$  tai poikit-aisvoiman  $H_i$  avulla. Jäykistettyjen järjestelmien pilareille tai seinille voidaan eu-rokoodin mukaan käyttää yksinkertaistettua epäkeskisyysarvoa  $e_i = l_0/400$ , joka vastaa arvoa  $\alpha_h = 1$ . (Mt.)

## 6.2 Epälineaarinen analyysi (ns. yleinen menetelmä)

Rakenteet käyttäytyvät todellisuudessa lähes aina epälineaarisesti. Kuormitustason ollessa alhaalla, rakenne toimii kohtuullisen hyvin lineaarisesti, mutta murto-rajatilatarkastelussa lineaarisuus ei ole enää voimassa johtuen betonin murtumisesta ja teräksen plastisoitumisesta. Rakenteet analysoidaan usein lineaarisesti myös murto-rajatilassa laskennan yksinkertaistamisen vuoksi. Epälineaarisuudet otetaan tarvittaessa huomioon likimääräisesti kuormituksia korottamalla. Lineaarisisä mitoituksessa rakenteen tasapainoyhtälöt määritetään alkutilan geometrian perusteella, jolloin siirtymien ja muodonmuutoksien on oltava maltillisia alkutilan ollessa lähellä lopputilaa. Vastaavasti tasapainoyhtälöiden määrittäessä lopputilassa muodostuu mitoitukselta epälineaarinen. (Jalkanen 2022.)

Epälineaarinen analyysimenetelmä soveltuu sekä murto- että käyttö-rajatilan tarkasteluun. Tulee kuitenkin varmistua, että tasapaino- ja yhteensopivuusehdot toteutuvat ja tulee käyttää sopivaa epälineaarista materiaalimallia. Murto-rajatilassa epävarmuudet tulee ottaa riittävästi huomioon tarkistamalla paikallisten määrävien poikkileikkauksien kyky sietää ei-kimmoisien muodonmuutoksia. Epälineaarisisä analyysissä materiaaliominaisuudet tulevat olla realistisia jäykkyyden suhteen sekä vaurioitumiseen liittyvät epävarmuudet tulee huomioida. (SFS-EN 1992-1-1, 63.)

Teoriassa etsitään kuormitusta lisäämällä rajakuorma toisen asteen teoriaa käyttämällä, joka johtaa pilarin murtumiseen. Muodostuva epälineaarinen rajakuorma on suoraan pilarin kestävyys, eikä tarvitse vertailla mitoitusvoimasuureita kestävyteen. Rakenteen kokonaistoimintaa tarkasteltaessa tulee ottaa huomioon halkeilu, materiaalien epälineaarisuus ja viruminen. Taivutusjäykkyyden arvona käytetään nimellistä jäykkyyttä. Yleisessä menetelmässä rakenteen kokonaistarkastelussa hyödynnetään jännitys-muodonmuutosyhteyttä. Betonin jännitys-muodonmuutosyhteyden kaavassa ei käytetä lieriölujuuden keskiarvoa  $f_{cm}$  vaan se korvataan puristuslujuuden mitoitusarvolla  $f_{cd}$ . Betonin kimmokertoimenä käytetään  $E_{cm}$  sijaan  $E_{cd}$ . Näin ollen jännitys-muodonmuutosyhteys määritetään kaavan 33 avulla. (Leskelä 2010)

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (33)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$\varepsilon_{c1}$  jännityksen huippuarvon kohdalla oleva muodonmuutos

Kaavan 33 k-kerroin määritetään kaavan 34 avulla:

$$k = \frac{1,05E_{cd} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cd}} \quad (34)$$

TAULUKKO 3. Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet (SFS-EN 1992-1-1, 30.)

Betonin lujuusluokka														
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	47	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$\varepsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
$\varepsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Viruma voidaan ottaa huomioon yksinkertaistetusti kertomalla kaikki muodonmuutosarvot luvulla  $(1+\varphi_{ef})$ .

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (35)$$

$\varphi_{ef}$	efektiivinen virumaluku
$M_{0Eqp}$	pitkäaikaiskuormien aiheuttama käyttörajatilan momentti
$M_{0Ed}$	ensimmäisen asteen teorian mukainen murtorajatilan momentti

### 6.3 Nimellisen kaarevuuden menetelmä

Nimellisen kaarevuuden menetelmä on Eurokoodin yksinkertaistettu laskentamenetelmä, joka sopii ensisijaisesti erillispilarien mitoittamiseen. Tämä menetelmä sopii pilareihin, jonka nurjahduspituus tunnetaan ja joihin vaikuttaa vakiosuuruisen normaalivoima. Menetelmä perustuu nurjahduspituuden mukaan arvioidun kaarevuuden maksimiarvon avulla määritettyyn taipuman antamaan nimelliseen lisämomenttiin. (SFS-EN 1992-1-1: 2005, 71.)

Lineaarista kimmoteorian mukaista analyysia voidaan hyödyntää sekä murtoetta käyttörajatilassa. Linearisessa analyysissä kuormien vaikutuksien määrittämisessä oletetaan, että poikkileikkaus on halkeilematon, jännitys-muodonmuutosyhteys on lineaarinen ja kimmokertoimella on keskimääräinen arvo. (SFS-EN 1992-1-1: 2005, 60.)

Mitoitus aloitetaan määrittämällä ensimmäisen kertaluvun vaikutukset. Kyseessä on lineaarinen menetelmä missä huomioidaan kuormituksen sijainnin alkuepätkä tarkkuudet. (SFS-EN 1992-1-1: 2005, 64.) Toisen kertaluvun vaikutus tarkoittaa rakenteen siirtymätilasta aiheutuvien voimasuureiden lisäystä (SFS-EN 1992). Toisen kertaluvun vaikutukset voidaan jättää huomioimatta, mikäli hoikkuus  $\lambda$  alittaa hoikkuuden raja-arvon (kaava 36):

$$\lambda_{lim} = 20 * A * B * \frac{C}{\sqrt{n}} \quad (36)$$

$$A = \frac{1}{(1+0,2*\varphi_{ef})}$$

A = 0,7, jos virumisastetta ei tunneta

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

B = 1,1, jos mekaanista raudoitussuhdetta ei tunneta

$$C = 1,7 * r_m$$

C = 0,7, jos päätemomenttien suhdetta ei tunneta

$\varphi_{ef}$  virumisaste

$\omega$  mekaaninen raudoitussuhde:  $\frac{A_s * f_{yd}}{(A_c f_{cd})}$

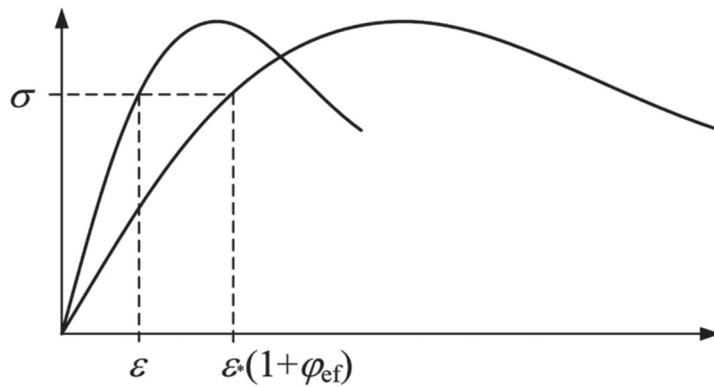
$A_s$  pääraudoituksen kokonaisala

$n$  suhteellinen normaalivoima  $\frac{N_{Ed}}{(A_c f_{cd})}$

$r_m$  päätemomenttien suhde  $\frac{M_{01}}{M_{02}}$

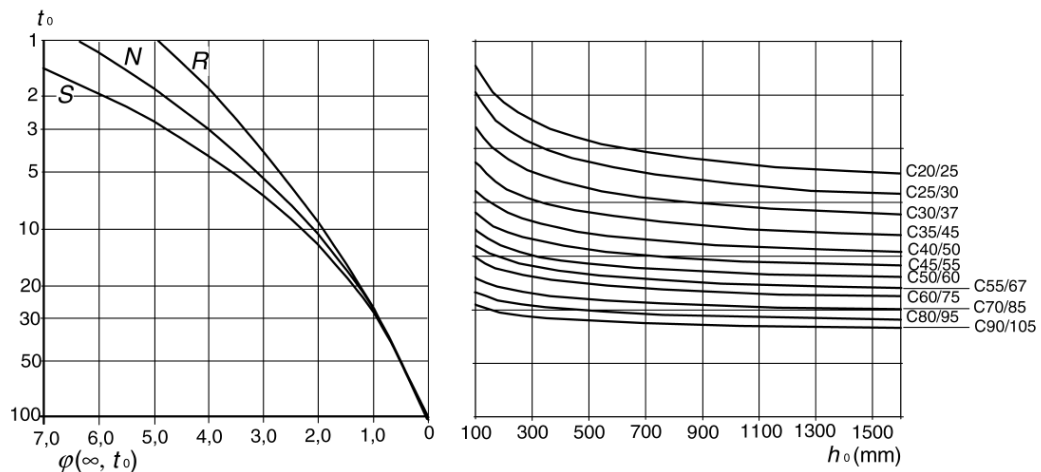
#### 6.4 Viruman vaikutus

Viruman vaikutus tulee ottaa huomioon betonirakenteita mitoitettaessa. Viruma muodostuu ympäristötekijöistä, rakenteen dimensioista sekä betonin materiaaliominaisuuksista. Viruman vaikutuksia lisäävät mm. kapillaarihuokoisuus, pehmeä kiviaines, sementtiliiman hydratoituminen, rakenteen kuormitus aikaisessa vaiheessa ja kuiva ympäristö. Vastaavasti virumaa pienentää mm. pieni vesi-sementtisuhte ja hydrataatioasteen kasvattaminen. Oletus on, että viruma muodostuu pääosin sementin virumisesta, vaikka aiheuttajia ei tiedetä varmasti. Viruma muodostuu osin palautuvasta ja osin palautumattomasta. Palautuvalla virumalla tarkoitetaan pitkäaikaismuodonmuutoksien poistumisella kun kuormitus poistetaan. (Leskelä BY210.)

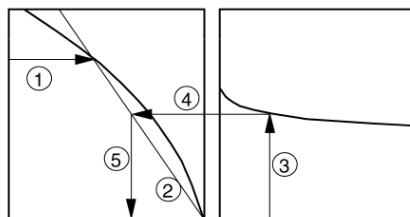


KUVA 22. Eurokoodin mukaan viruma voidaan huomioida murtorajatilan tarkasteluissa kasvattamalla muodonmuutoksia efektiivisellä virumaluvulla. (Hakola 2014.)

Virumaluku  $\varphi(t, t_0)$  on riippuvainen tangenttimoduulista  $E_c$ , jolle voidaan käyttää arvoa  $1,05 E_{cm}$ . Betonin puristusjännityksen ollessa enintään  $0,45 f_{ck}(t_0)$ , voidaan virumalukuna käyttää kuvasta 23 saatavaa likimääräistä arvoa. Kaavioiden käyttö edellyttää poikkileikkauksen muunnetun paksuuden ( $2 \cdot A_c / u$ ) selvittämistä.  $A_c$  on betonin poikkileikkauksala ja  $u$  on poikkileikkauksen piiri. S, N ja R kuvassa 22 ovat käytettävä sementtityyppi. Virumaluvun määrittäminen käy läpi esimerkkitilanteen mitoituksessa.



a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun  $t_0 > 100$ , saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan  $t_0 = 100$  (ja käytetään tangenttiiviivaa).

KUVA 23. Virumaluvun määrittäminen likimääräisesti (sisätilat, suhteellinen kosteus = 50%). (SFS-EN 1992-1-1, 32.)

Likimääräistä virumaluvun määrittystä voidaan käyttää vain ympäristölämpötilan ollessa  $-40^{\circ}\text{C}$ -... $+40^{\circ}\text{C}$  ja suhteellisen kosteuden ollessa 40% - 100%.

Eurokoodin 1992-1-1 mukaan betonin viruma  $\varepsilon_{cc}$  saadaan määritettyä kaavan 37 avulla, kun puristava vakiojännitys  $\sigma_c$  vaikuttaa betoniin  $t_0$  hetkellä.

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (37)$$

Virumisen epälineaarisuus otetaan huomioon mikäli betonin puristusjännitys kuormituksen alkamishetkellä ylittää arvon  $0,45 f_{ck}$ . Tällaisissa tapauksissa epälineaarinen virumaluku määritetään kaavan 38 avulla. (SFS EN 1992-1-1, 31.)

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5(k_{\sigma} - 0,45)) \quad (38)$$

$k_{\sigma}$             jännityksen ja lujuuden välinen suhde

## 6.5 Kehärakenteen siirtymät

Perustusten suunnittelun yhteydessä on annettava raja-arvot perustuksien siirtymille. Siirtymiin lukeutuu painumat, kulmakiertymät ja siirtymät. Lisäksi laattaperustuksilla tulee huomioida myös taipumat. Eurokoodissa ei ole annettu raja-arvoja betonirakenteisen kehän siirtymille. RIL 207-2017 Geotekniikka -julkaisussa on arvioitu rakennusten kokonaispainumien ja rakennuksen kulmakiertymien suuntaa antavia raja-arvoja. Taulukossa 4 on annettu kokonaispainumien ja kulmakiertymien raja-arvoja eri rakennetyypeille.

TAULUKKO 4. Rakennusten kokonaispainumien ja kantavien rakenteiden kulmakiertymien suuntaa antavat raja-arvot (RIL 207-2017, 59).

Rakennetyyppi	Kokonaispainuman raja-arvoja (mm)	Kulmakiertymien raja-arvojen vaihteluväli	
		Karkearakeinen maapohja	Hienorakeinen maapohja
<b>Massiiviset jäykät rakenteet</b>	100	1/250 - 1/200	1/250 - 1/200
<b>Staattisesti määrätyt rakenteet</b>	100	1/400 - 1/300	1/300 - 1/200
<b>Staattisesti määräämättömät rakenteet:</b>			
- Puurakenteet	100	1/400 - 1/300	1/300 - 1/200
- Teräsrakenteet	80	1/500 - 1/200	1/500 - 1/200
- Muuratut rakenteet	40	1/1000 - 1/600	1/800 - 1/400
- Teräsbetonirakenteet	60	1/1000 - 1/500	1/700 - 1/350
- Teräsbetonielementtirakenteet	40	1/200 - 1/700	1/1000 - 1/500
- Teräsbetonikehärakenteet	30	1/2000 - 1/1000	1/500 - 1/700

Taulukkoa voidaan hyödyntää myös vaakasuuntaisten raja-arvojen määrittämisessä. Suunnitteluohjeen mukaan rakenteelle sallitaan noin kolmannes vaakasiirtymiä kokonaispainumien raja-arvoista. Taulukon arvojen käytön edellytyksenä on, ettei kokonaispainuma aiheuta rakenteelle liian suurta kallistumista tai muita ongelmia sekä kulmakiertymien on oltava sallituissa rajoissa. (RIL 207-2017, 58)

Tässä työssä rakenteen siirtymiä on arvioitu esimerkkikohteen mitoitusosiossa.



## 7 PERUSTUSLIITOKSEN MITOITUS

Peruspulttiliitos on yleisin liitostyyppi teräsbetonipilarin ja perustuksen välillä. Peruspulttiliitos voidaan tehdä suoraan anturan päälle tai pilarinoston päälle riippuen perustuksen korkoasemasta. Mastopilarin pulttiliitos tulee mitoittaa sekä asennus- että lopputilanteessa. Huomioitavaa on, että asennustilanteen kapasiteetit ovat huomattavasti pienemmät kuin lopputilanteen kapasiteetit, jos alusvaikut eivät ole vielä täysin kovettuneet. (Betoniteollisuus ry 2020.)

### 7.1 Paaluperustuksen vaikutus joustolukuun

Paalujen ominaisuudet vaikuttavat paaluperustuksen joustoon. Joustoluku voidaan määrittää yksinkertaistetusti paalun tehollisen pituuden  $L_{p,ef}$  mukaisesti. Määritetään paalun pään siirtymä voimasta  $N_p$  kaavan 39 mukaisesti (Suomen Betoniyhdistys ry & Teräsrakenneyhdistys ry 2012):

$$\Delta = L_{p,ef} * \varepsilon_p \quad (39)$$

$$\varepsilon_p = \frac{N_p}{EA} \quad (40)$$

Pilarilta anturan kautta paaluille siirtyvät voimasuureet  $M$  ja  $N$  muodostavat paaluille voimat  $N_{pmin}$  ja  $N_{pmax}$ . Paaluanturan kiertymä  $\theta$  saadaan vastakkaisten reunojen paalujen aksiaalijäykkyyksien  $(EA)_p$  perusteella.

$$\theta = \frac{\Delta_{max} - \Delta_{min}}{ap} = L_{p,ef} (\varepsilon_{p,max} - \varepsilon_{p,min}) \quad (41)$$

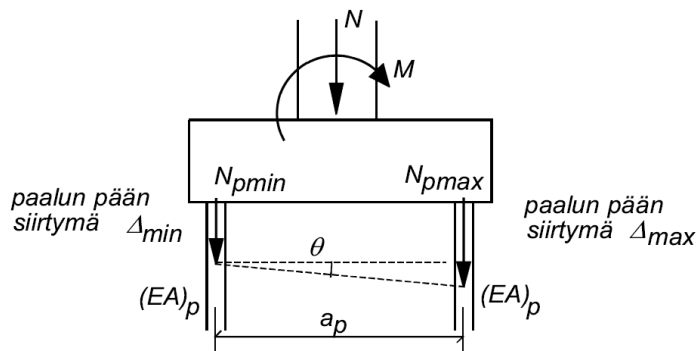
$$\theta = \frac{L_{p,ef}}{ap(EA)_p} (N_{pmax} - N_{pmin}) \quad (42)$$

Mikäli paaluvoimien erotus johtuu pelkästään momentista  $M$  niin yhtälö voidaan ratkaista kaavan 43 avulla:

$$N_{pmax} - N_{pmin} = 2N_{pm} = 2 \frac{M}{ap}, \text{ eli } \frac{\theta}{M} = \frac{2Lp.ef}{(EA)_p a_p^2} \quad (43)$$

Näin ollen joustoluku  $k$  saadaan kaavan 44 avulla:

$$k = \frac{2Lp.ef}{a_p^2 (EA)_p} \frac{(EI)}{l} \quad (44)$$



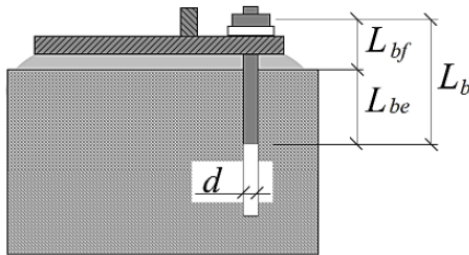
KUVA 24. Paaluanturan joustoluku. (Suomen Betoniyhdistys ry & Teräsrakennedyhdistys ry 2012, 111)

## 7.2 Peruspulttiliitoksen jäykkyys

Peruspulttiliitoksen jäykkyyttä tarkastellaan eurokoodi EN 1993-1-8 mukaisesti komponenttimenetelmällä. Eurokoodissa on määritelty kahden vapausasteen kaksikulotteinen tasotapaus: normaalivoimalle translaati vapausaste ja momentille rotaati vapausaste. Laskennan lähtökohtana jaetaan liitokselle kohdistuvat voimat veto- ja puristusalueisiin. Käytännössä teräsbetonipilarin liitoksessa anturaan kohdistuva vetorasitus siirtyy peruspulttien kautta perustukselle, vastaavasti puristusrasitus siirtyy alusvalun kautta perustukselle. Asennustilanne pitää tietysti huomioida, koska silloin myös puristusrasitukset siirtyvät pulttien kautta anturalle. (SFS-EN 1993-1-8 2005, 98-99.)

Tässä työssä on tarkasteltu Anstarin valmistamia ALP-pultteja. Pulteille kohdistuvat muodonmuutokset koostuvat pultin venymästä, betonin muodonmuutok-

sista sekä pultin pään venymästä. Peruspultin kokonaisvenymäpituus  $L_b$  muodostuu valun sisällä olevasta tehollisestä pituudesta  $L_{be}$  sekä valun yläpuolisesta vapaasta pituudesta  $L_{bf}$  (Kuva 25). Jälkivalun osuus kuuluu vapaaseen pituuteen.



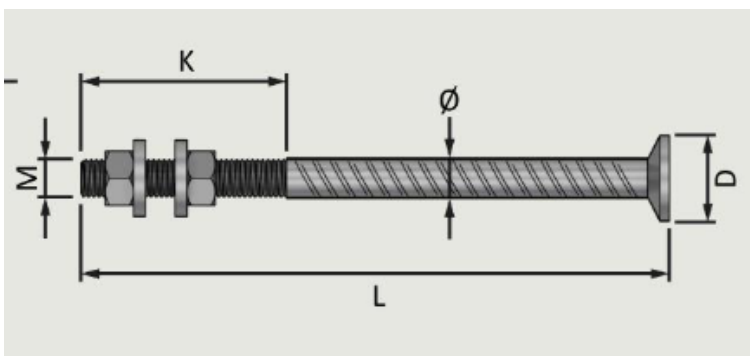
KUVA 25. Peruspultin venymäpituus.

Eurokoodin mukaan voidaan olettaa jännityksen pienenevän lineaarisesti arvoon nolla efektiivisen tartuntapituuden matkalla.

$$L_b = 8d_{b,nimellinen} + t_{valu} + t_p + t_{aluslaatta} + 0,5t_{mutteri} \quad (45)$$

$L_{b,nimellinen}$	ruuvien nimellishalkaisija
$t_{valu}$	jälkivalun korkeus
$t_p$	pohjalevyn paksuus
$t_{aluslaatta}$	aluslaatan korkeus
$t_{mutteri}$	mutterin korkeus

Tässä työssä on käytössä lyhyt peruspultti (Kuva 26). Ankkuroinnin voidaan olettaa olevan koko pultin matkalta, koska pultin päässä on levitys ankkurointia varten.



KUVA 26. Anstarin lyhyt peruspultti. (Anstar 2020)

L = ruuvin kokonaispituus

K = kierteen pituus

$\Phi$  = harjateräksen halkaisija

M = kierteisen osan halkaisija

Kiertymisjäykkyys määritetään peruskomponenttien joustavuuksien perusteella.

Jokaiselle komponentille annetaan jäykkyystekijä  $k_i$  (SFS EN-1993-1-8, 100).

Teräsbetonipilarin peruspulttiliitoksen jäykkyys koostuu kahdesta tekijästä:

$$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 * E} \quad \text{puristettu betoni (jälkivalu huomioitu)} \quad (46)$$

$b_{eff}$  pilarin leveys (= puristuspuolen tehollinen pituus)

$l_{eff}$  puristuspuolen tehollinen leveys

$$k_{16} = \frac{1,6 A_s}{L_b} \quad \text{kun liitoksella on vipuvoimia} \quad (47)$$

$$k_{16} = \frac{2,0 A_s}{L_b} \quad \text{kun liitoksella ei ole vipuvoimia} \quad (48)$$

vipuvoimia voi esiintyä, jos  $L_b \leq \frac{8,8 m^3 A_s}{l_{eff} t^3}$

Liitoksen kokonaisjäykkyys saadaan summaamalla osajäykkyyksien käänteisluvut kaavan 49 mukaan.

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_n} \quad (49)$$

k kokonaisjäykkyys

$k_1$  ensimmäisen osatekijän jäykkyys

$k_2$  toisen osatekijän jäykkyys

$k_n$  osatekijän n jäykkyys

Kiertymisjäykkyys voidaan määrittää eurokoodin EN 1993-1-8 mukaisesti veto- ja puristuskomponenttien avulla. Kyseinen eurokoodi on teräsrakenteiselle pohjalevyn mitoitukselle määritetty, mutta sitä voidaan soveltaa teräsbetonipilarin mitoitukseen. Taulukosta 5 saatujen kaavojen avulla kiertymisjäykkyys saadaan määritettyä.

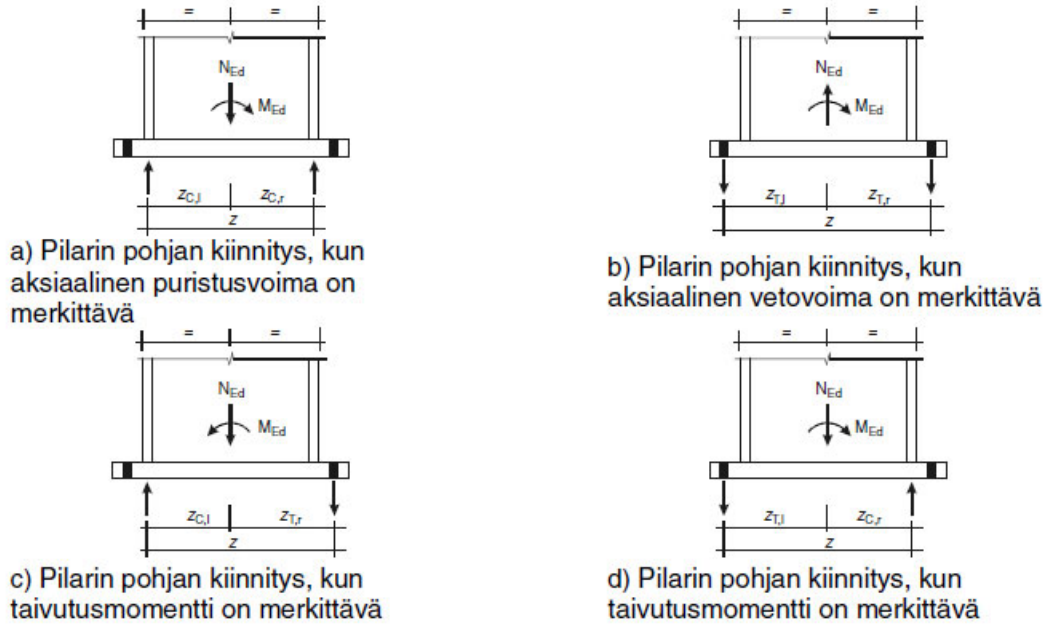
TAULUKKO 5. Pilarin pohjaosien kiertymisjäykkyys  $S_j$  (SFS-EN 1993-1-8 2005, 99)

Kuormitus	Momenttivarsi $z$	Kiertymisjäykkyys $S_{j,ini}$	
Vasen puoli vedetty Oikea puoli puristettu	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ ja $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ ja $e \leq -z_{C,r}$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{C,r}}$	
Vasen puoli vedetty Oikea puoli vedetty	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ ja $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ ja $-z_{T,r} < e \leq 0$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{T,l}k_{T,l}}{k_{T,l} + k_{T,r}}$	
Vasen puoli puristettu Oikea puoli vedetty	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ ja $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ ja $e > z_{C,l}$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{T,r}k_{T,r} - z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{T,r}}$	
Vasen puoli puristettu Oikea puoli puristettu	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ ja $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ ja $-z_{C,r} < e \leq 0$
		$\frac{Ez^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ missä $e_k = \frac{z_{C,r}k_{C,r} - z_{C,l}k_{C,l}}{k_{C,l} + k_{C,r}}$	
$M_{Ed} > 0$ myötöpäivään, $N_{Ed} > 0$ vedettynä, $\mu$ ks. 6.3.1(6).			
$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

Kiertymisjäykkyys saadaan laskettua kaavalla 50 tarvittavalla tarkkuudella, mikäli vaikuttava momentti on enintään taivutuskestävyyden arvo:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (50)$$

- $k_i$  peruskomponentin  $i$  jäykkyystekijä  
 $z$  momenttivarsi (Kuvan 27 mukaisesti)  
 $\mu$  jäykkyyssuhde kaavan 51 mukaan



KUVA 27. Momenttivarren  $z$  määrittäminen (SFS-EN 1993-1-8 2005, 98)

$$M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}: \mu = 1 \quad (51)$$

$$\text{kun } 2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}: \mu = (1,5M_{j,Ed} / M_{j,Rd})^\Psi \quad (52)$$

$\Psi$  2,7 (pilarin pohjalevyn liitos)

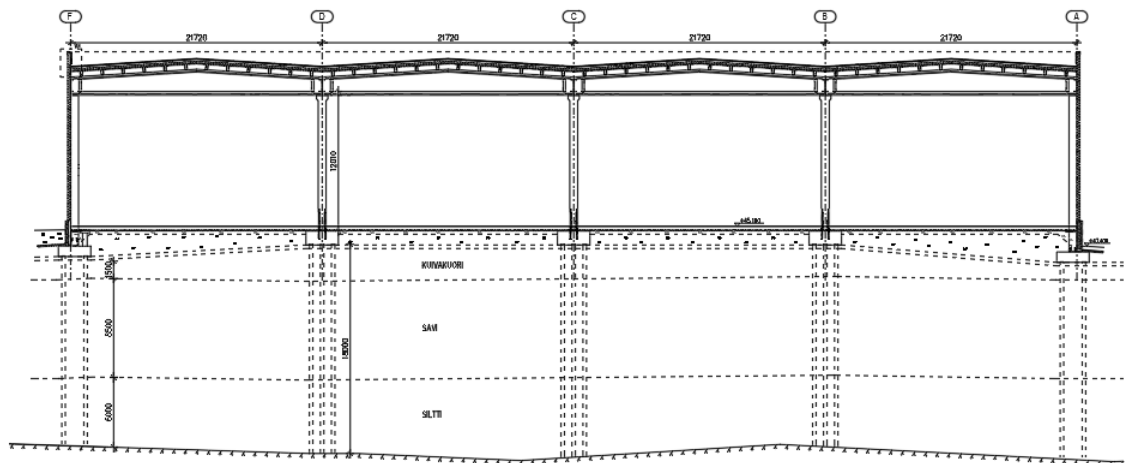
Tämän työn perustuksen joustavuudessa ei ole erikseen huomioitu pulttien vaikutusta.

## 8 ESIMERKKIKOHTTEEN MITOITUS

Opinnäytetyön esimerkkikohteena toimii Tuusulaan rakennettu logistiikkakeskus. Laajuutta rakennuksella on 17 000 m<sup>2</sup>. Rakennuksen pohjoisseinustalla on lastausaskut, jonka takia maanpinta on 1,2 metriä maanpintaa alempana. Muutoin maanpinta on noin 0,3 metriä lattiapintaa alempana. Rakennus on pääsääntöisesti yksikerroksinen, ja tässä opinnäytetyössä on tarkasteltu yksikerroksisen osuuden rungon mitoitusta.

### 8.1 Mitoituksen lähtötiedot

Rakennus on yksikerroksinen mastojäykistetty pilari-palkki -runko. Yläpohjan primääripalkkina ovat HI-palkit, ja sekundäärirakenteena toimivat Tek-laatat. Rungon mitoitus on tarkasteltu pääkehän osalta (Kuva 28).



KUVA 28. Esimerkkikohteen pääkehä on neljälaivainen mastopilarikehä.

Rungon toisella puolella on lastausalue, joten maanpinta on 1,2 metriä alempana. Tämä tarkoittaa sitä, että rungolle kohdistuu maanpaine. Maanpaineen mitoitus tapahtuu lepopaineen avulla.

Kohteen maanpinta on tasolla +43.650. Esimerkkikohteen maaperän pinta koostuu täyttömaasta sekä ohuesta kuivakuorikerroksesta. Kuivakuorikerroksen alla on pehmeää ja sitkeää savea. Savikerroksen alla on tiiviydeltään vaihtelevia löyhiä ja keskitiiviitä silttihiikkakerroksia. Kairaukset ovat pysähtyneet noin 18 metrin syvyyteen kiveen tai kallioon. Pohjavedenpinta on havaittu olevan tasolla

+43.000. Mitoituksen yksinkertaistamiseksi kantavan pohjan oletetaan olevan täysin tasainen, ja maakerrosten rajojen oletetaan olevan täysin vaakasuoria.

## 8.2 Kuormitukset

Esimerkkikohteessa käytettiin neljää kuormitusyhdistelyä:

- KT1:  $0.9 \cdot \text{omap.} + 1.5 \cdot \text{tuulikuorma} + 1.5 \cdot \text{lattian hyötykuorma}$
- KT2:  $1.15 \cdot \text{omap.} + 1.5 \cdot \text{lumik.} + 0.9 \cdot \text{tuulik.} + 1.5 \cdot \text{lattian hyötyk.}$
- KT3:  $1.15 \cdot \text{omap.} + 1.05 \cdot \text{lumik.} + 1.5 \cdot \text{tuulik.} + 1.5 \cdot \text{lattian hyötyk.}$
- KT4: Ominaiskuormayhdistely:  $1.0 \cdot \text{omap.} + 1.0 \cdot \text{lumik.} + 0.6 \cdot \text{tuulik.}$

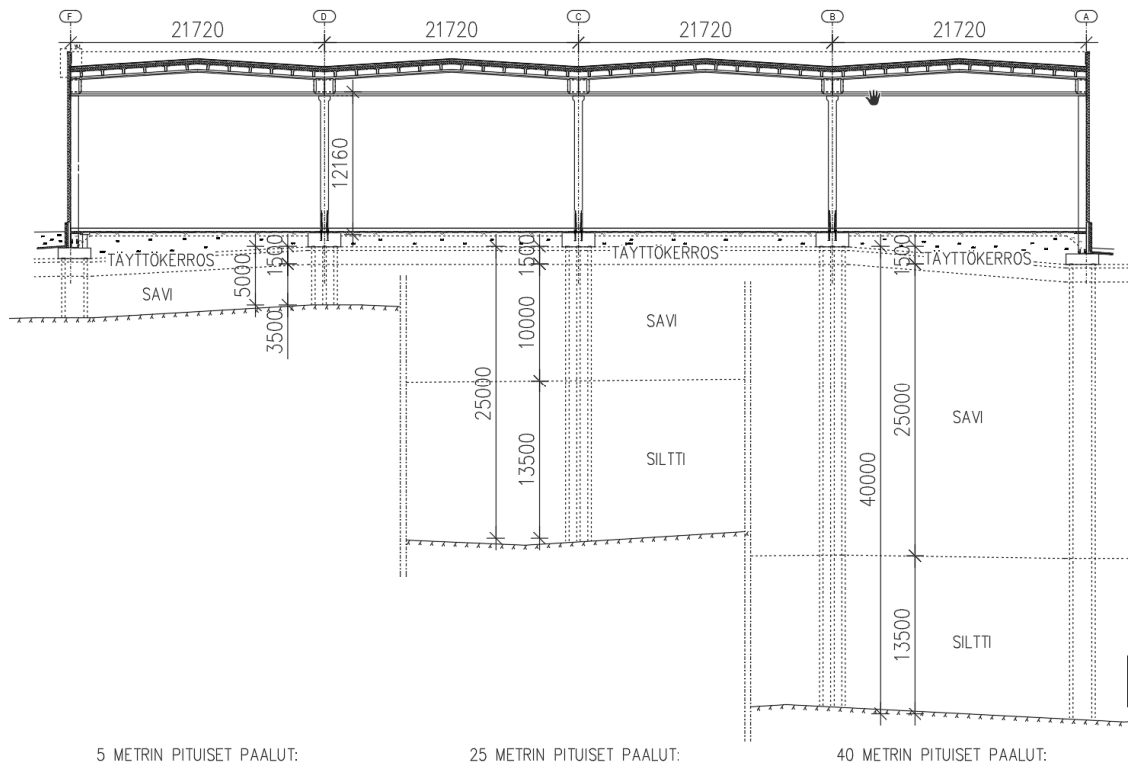
Kuormitustapaus 1 mitoittaa kaatumisvarmuuden (EQU), kuormitustapaukset 2 ja 3 määrittävät rakenteiden kestävyudet (STR). Kuormitustapauksessa 2 lumikuorma on määräävä hyötykuorma, ja tuulikuormalla on hyötykuorman yhdistelykerroin  $\Psi_0=0,6$ . Kuormitustapauksessa 3 tuulikuorma on määräävä hyötykuorma ja lumikuormalla on hyötykuorman yhdistelykerroin  $\Psi_0=0,7$ . Kuormitustapaus 4 on käyttörajatilan yhdistely (ominaisyhdistely) siirtymien määrittämistä varten (ominaiskuormat). Lattian hyötykuorma on kaikissa kuormitustapauksissa 1,5 (murtorajatila) ja 1,0 (käyttörajatila), koska hyötykuormaluokka on E1.

Maanpaine mitoitettu sokkelin vieressä käyttäen lepopainetta (Liite 1). Lepopainemitoitusta käytettäessä sokkelin oletetaan olevan liikkumaton, mutta aktiivipaineen muodostumiselle vaaditaan vain 0,2 % liikkuvuus rakennusosan korkeuteen nähden, eli tässä tapauksessa  $0,002 \cdot 1,7 \text{ metriä} = 0,0034 \text{ metriä}$ . Tämän suurin liikkuvuus saavutetaan esimerkiksi sokkelin sisäpintaan asennettavalla pehmeällä EPS-eristeellä. Sokkelille muodostuu lattian hyötykuormasta vaakakuormitus 23 kN.



### 8.3 Maaperän ominaisuudet ja paalujen sivuvastukset

Esimerkkikohteen perustamista on tutkittu eri paalupituuksilla. Esimerkkikohteen paalupituudet tarkastellaan 5, 25 ja 40 metrin pituisilla paaluilla (Kuva 29).



KUVA 29. 5 metrin pituiset paalut, 25 metrin pituiset paalut sekä 40 metrin pituiset paalut.

Laskennat suoritettiin taulukon 6 mukaisilla koheesiomaan arvoilla.

TAULUKKO 6. Laskennassa käytetyt maaperän arvot.

maakerros	h	E (MPa)	Suljettu leikkauslujuus $S_u$ (kPa)	Kitkakulma	Jännityksen eksponentti $\beta$	Tilavuuspaino $\text{kN/m}^3$	moduuliluku m
täyttökerros	0...1,5	10	20		0,5	18	50
pehmeä, sitkeä savi	1,5...8,5	2	10		-0,25	12	12,5
löyhä, keskitiivis silttihiekka	8,5...17,5	20		30	0,3	15	110
kova pohja	5...40						

Maaperä koostuu laskennassa täyttökerroksesta, savikerroksesta ja silttikerroksesta. Paalujen pituutta säädettäessä vain savikerroksen korkeus muuttuu. Koheesiomaan vaakasuuntaisen alustaluvun osalla laskenta suoritettiin kokemusperäisillä kaavoilla pitkäaikaisen kuormituksen suhteen kaavan 28 mukaisesti. Arvona käytettiin keskiarvoa 35. Siltin osuudelle vaakasuuntainen alustaluku määritettiin pitkäaikaisessa kuormituksessa kokoonpuristumismoduulin kautta kaavan 25 mukaisesti jännityksponentin ollessa keskiarvon mukainen 0,73.

Tässä työssä kaikki laskennat suoritettiin vain pitkäaikaisessa kuormituksessa laskennan selkeyttämisen vuoksi. Todellisessa mitoituksessa laskennat tulisi suorittaa lyhyt- ja pitkäaikaisessa kuormituksessa erikseen.

Vaakasuuntaiset jouset määritettiin paalun yläpäähän 0,5 metrin välein ensimmäisen 1,5 metrin matkalla (täyttökerros), koska suurimmat siirtymät ja voimat ovat paalujen yläpäässä. 1,5 metristä alaspäin jouset ovat 1 metrin välein. Paalun yläpäässä ensimmäistä  $1,5 \cdot d$  ei ole huomioitu laskennassa.

Paaluille määritettiin vaakasuuntaiset jousivakiot luvun 4.4 mukaisesti. Tulokset 5 metrin pituisille paaluille esitetty liitteessä 2. 5 metrin paalujen pituudella paaluja tukeva maa on savimaata. Savimaan vaakasuuntaisena alustalukuna on käytetty paalun yläosassa  $2334 \text{ kN/m}^3$ , ja paalun alaosassa  $1167 \text{ kN/m}^3$ . Paalun yläosaa on tarkasteltu 0,5 metrin välein ja alemmaa osaa paalusta 1 metrin välein, joten koko paalun pituudella on  $350 \text{ kN/m}$  jousivakio.

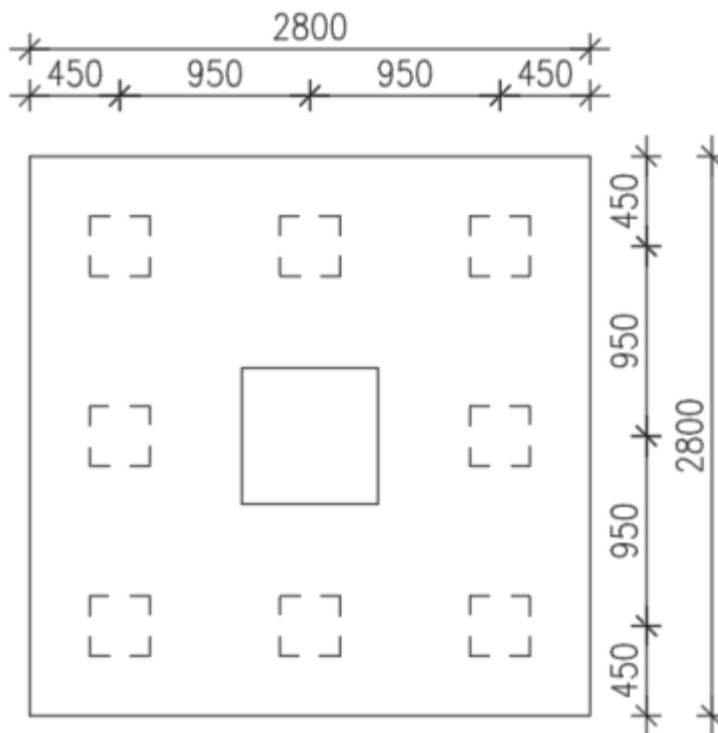
25 metrin pituisille paaluille vaakasuuntaiset jousivakiot esitetty liitteessä 3. Paalun yläosan jousivakiot ovat samat kuin lyhyemmän paalun tapauksessa. 13,5 metrin kohdalla maaperä vaihtuu siltiksi ja vaakasuuntainen alustaluku 13,5 metrin korkeudessa on  $43862 \text{ kN/m}^3$ , ja paaluleveydelle muodostuu  $13159 \text{ kN/m}$ . Syvemmälle mentäessä alustaluku kasvaa  $3 \cdot d$ :n matkalla, eli 16,5 metrin syvyydessä arvo vakioituu arvoon  $50477 \text{ kN/m}^3$ . Jousivakioksi muodostuu näin ollen  $15143 \text{ kN/m}$ .

40 metrin pituisille paaluille vaakasuuntaiset jousivakiot on esitetty liitteessä 4.

Paalun yläosan jousivakiot ovat samat kuin lyhyemmän paalun tapauksessa. 26,5 metrin kohdalla maaperä vaihtuu siltiksi ja vaakasuuntainen alustaluku on siinä korkeudessa  $61738 \text{ kN/m}^3$ , ja näin paaluleveydelle muodostuu  $18521 \text{ kN/m}$ :n jousivakio. Syvemmälle mentäessä alustaluku kasvaa  $3 \cdot d$ :n matkalla, eli 30,5 metrin syvyydessä arvo vakioituu arvoon  $66379 \text{ kN/m}^3$ . Jousivakioksi muodostuu näin ollen  $19913 \text{ kN/m}$ .

Kohteelle määritetään redusointikertoimet paaluryhmävaikutuksesta luvun 4.2 mukaisesti. Keskipilarin paaluanturassa paalujen väli riippuen paalupituuksista on  $950 \text{ mm} \dots 1050 \text{ mm}$  kuvan 30 mukaisesti. Paaluvälillä  $950 \text{ mm}$ , paalujen väli suhteessa paalun halkaisijaan on  $3,17$ , joten taulukon mukainen ensimmäisen paalurivin redusointikerroin  $\beta_a = \beta_{b1} = 0,92$ . Toisen ja kolmannen paalurivin redusointikerroin  $\beta_{bt} = 0,71$ . Näin ollen vähennyskerroin  $f_m$  reunimmisille paaluille saadaan kertomalla  $\beta_a \cdot \beta_{b1} = 0,85$ . Toisen ja kolmannen paalurivin vähennyskerroin  $f_m$  saadaan kertomalla  $\beta_a \cdot \beta_{bt} = 0,92 \cdot 0,71 = 0,65$ . Keskipilarin osuudella kaikki laskennat on suoritettu edellä mainituilla redusointikertoimilla riippumatta paalupituuksista. Näin ollen laskentatulokset ovat varmallalla puolella.

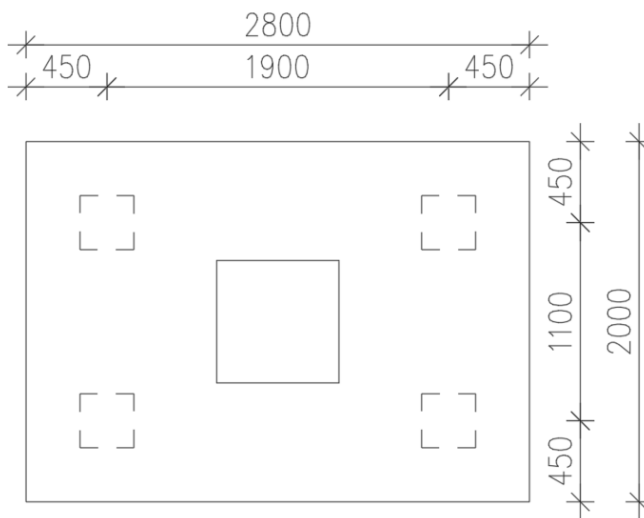
#### KESKILINJAN PAALUANTURA:



KUVA 30. Keskipilarin paaluanturan keskietäisyydet lyhyiden paalujen tapauksessa.

Kuvan 31 mukaisesti reunapilarin paaluanturassa paaluväli kuormituksen suunnassa on 1100, joten redusointikerroin  $\beta_{b1} = 0,97$ . Toisen rivin osalta paaluvälin ollessa 1,9 metriä, paalujen väli suhteessa paalun halkaisijaan on 6,33. Joten toisen paalurivin redusointikerroin  $\beta_{bt} = 0,94$ . Vähennyskertoimet  $f_m$  ensimmäiselle riville  $\beta_a * \beta_{b1} = 0,89$ , ja toiselle paaluriville  $\beta_a * \beta_{bt} = 0,92 * 0,94 = 0,86$ .

REUNALINJAN PAALUANTURA:



KUVA 31. Reunapilarin paaluanturan keskietäisyydet lyhyiden paalujen tapauksessa.

Lopullisissa jousivakioissa on huomioitu paalun sijainti anturassa ja näin ollen paaluille on määritetty redusointikertoimet. Reunapilarin ensimmäiselle paaluille muodostuu 11 % vähennys. Reunapilarin toiselle paaluriville vähennystä muodostuu 14 %. Keskipilarin paaluanturan paaluja tarkasteltaessa ensimmäiselle paaluriville tulee vähennystä 15 %, toiselle ja kolmannelle paaluriville 35 %. Redusointikertoimien määrittämisen jälkeiset lopulliset jousivakiot paaluille on esitetty liitteissä 5-7.

## 8.4 Kehärakenteen mallinnus ja laskenta

Tässä opinnäytetyössä tarkastellaan pääkehän osuutta eli mastopilarien ja HI-palkkien muodostamaa kehää. Kyseessä on neljälaivainen kehärakenne, jonka yläpään liitokset ovat nivelellisiä ja alapääät jäykkiä. Rakennetta tarkastellaan vain 2D-mallina laskennan yksinkertaistamiseksi, joten taivutus huomioidaan vain yhteen suuntaan. Kehälaskelmat suoritettiin Strusoft FEM-Design -ohjelmalla yleisellä menetelmällä sekä nimellisen kaarevuuden menetelmällä.

Työssä tutkitaan pilarin juuren momentteja sekä kehän siirtymiä niin perustustasossa kuin kehän yläpäässäkin. Mitoitukset suoritettiin täysin jäykkinä sekä laskettuina jousivakio-liitoksina. Kehärakenteita tarkastellaan lisäksi eri pituisilla paaluilla, jolloin pystytään havainnoimaan paalujen pituuden vaikutukset. Laskenta suoritettiin 5, 25 ja 40 metrin mittaisilla paaluilla. Työssä ei oteta kantaa paalujen mitoitukseen. Todellisuudessa esimerkiksi 40 metrin pituisilla paaluilla luvun 3.2 mukaisesti suljetun leikkauslujuuden ollessa alle  $20\text{kN/m}^2$  maa ei tarjoa sivuttaistuenta paaluille. Paaluille tulisi näin ollen suorittaa nurjahdustarkastelu. Tämän työn laskentatiedoissa ei ole otettu kantaa nurjahduskestävyyteen.

Tuloksia tutkitaan tuulen puoleisen reunapilarin (S1), keskimmäisen keskipilarin (S3) ja maanpaineen puoleisen reunapilarin (S5) osalta. Momentteja vertaillaan KT2 -yhdistelyn osalta. Taulukossa 7 on määritetty mitoitettavat kehät.

TAULUKKO 7. Mitoitettavat kehät. NKM=nimellisen kaarevuuden menetelmä, YM=yleinen menetelmä.

<b>A</b>	<b>NKM</b>	<b>Jäykkä liitos</b>
		Ei huomioitu paaluja
<b>B</b>	NKM	Joustoluvun suositusarvo 0.1
		5 metrin paalut
<b>C</b>	NKM	Laskettu joustoluku
		25 metrin paalut
<b>D</b>	NKM	Laskettu joustoluku
		40 metrin paalut
<b>E</b>	YM	Jäykkä liitos
		Ei huomioitu paaluja
<b>F</b>	YM	Joustoluvun suositusarvo 0.1
		5 metrin paalut
<b>G</b>	YM	Laskettu joustoluku
		25 metrin paalut
<b>H</b>	YM	Laskettu joustoluku
		40 metrin paalut

Perustuksien jousivakiot annetaan FEM-Designissa joko suoraan tuelle tai vaihtoehtoisesti pilarin alapäähän. Kohdissa a-e jousivakiot annetaan suoraan perustukselle. Vastaavasti f,g ja h -kohdissa, jousivakiot määritetään pilarin alapäähän, koska laskentamallin tuet ovat paalujen alapäässä.

#### Laskennan jousivakiot:

**A-kohdan** kehä mitoitettu nimellisen kaarevuuden menetelmällä. FEM-laskennassa perustusliitos täysin jäykkä ja pilarin nurjahduspituus 2,0. Laskentamallissa ei ole mallinnettu paaluja.

**B-kohdan** mitoitus suoritettu nimellisen kaarevuuden menetelmällä. Pilarin nurjahduspituus 2,18. Perustusliitoksessa huomioitu jousivakio ( $E \cdot I / L \cdot 0,1$ ):

- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,017818 \text{ m}^4 / 13,25 \text{ m} \cdot 0,1 = 501291 \text{ MNm}$ .

- keskipilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 12,01 \text{ m} * 0,1 = 553508 \text{ MNm}$ .
- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 13,75 \text{ m} * 0,1 = 483062 \text{ MNm}$ .

**C-kohdan** kehä mitoitettu nimellisen kaarevuuden menetelmällä. FEM-laskennassa perustusliitoksessa huomioitu peruspultin joustavuus ja pilarin nurjahduspituus 2,24. Mallinnettu jäykkä antura ja 25 metrin mittaiset nivelpäiset paalut.

Perustusliitoksessa huomioitu jousivakio kohdan 6.2 mukaisesti ( $E*I/L*k$ ):

- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 13,25 \text{ m} * 0,139 = 359407 \text{ MNm}$ .
- keskipilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 12,01 \text{ m} * 0,1 = 553048 \text{ MNm}$ .
- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 13,75 \text{ m} * 0,135 = 359407 \text{ MNm}$ .

\*Keskipilarin laskettu joustoluku  $k=0,06$ , joten käytetään suositusarvoa 0,1

**D-kohdan** kehä mitoitettu nimellisen kaarevuuden menetelmällä. FEM-laskennassa perustusliitoksessa huomioitu peruspultin joustavuus ja pilarin nurjahduspituus 2,36. Mallinnettu jäykkä antura ja 40 metrin mittaiset nivelpäiset paalut.

Perustusliitoksessa huomioitu jousivakio kohdan 6.2 mukaisesti ( $E*I/L*k$ ):

- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 13,25 \text{ m} * 0,223 = 224630 \text{ MNm}$ .
- keskipilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 12,01 \text{ m} * 0,1 = 553048 \text{ MNm}$ .
- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 13,75 \text{ m} * 0,215 = 224630 \text{ MNm}$ .

\*Keskipilarin laskettu joustoluku  $k=0,09$ , joten käytetään suositusarvoa 0,1

**E-kohdan** kehä mitoitettu yleisellä menetelmällä. FEM-laskennassa perustusliitos täysin jäykkä. Laskentamallissa ei ole mallinnettu paaluja.

**F-kohdan** mitoitus suoritettu yleisellä menetelmällä. Perustusliitoksessa huomioitu lyhyet paalut sekä jousivakio kohdan 6.2 mukaisesti ( $E*I/L*0,1$ ):

- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 13,25 \text{ m} * 0,1 = 334194 \text{ MNm}$ .
- keskipilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 12,01 \text{ m} * 0,1 = 446462 \text{ MNm}$ .
- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 * 0,017818 \text{ m}^4 / 13,75 \text{ m} * 0,1 = 322041 \text{ MNm}$ .

Laskentamalliin on mallinnettu jäykkä antura sekä paalut. Paaluille on asetettu vaakasuuntaiset jousituet luvun 4.4 mukaisesti.

**G-kohdan** kehä mitoitettu yleisellä menetelmällä. FEM-laskennassa perustusliitoksessa huomioitu peruspultin joustavuus. Mallinnettu jäykkä antura ja 25 metrin mittaiset nivelpäiset paalut.

Perustusliitoksessa huomioitu jousivakio kohdan 6.2 mukaisesti ( $E \cdot I / L \cdot k$ ):

- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,017818 \text{ m}^4 / 13,25 \text{ m} \cdot 0,141 = 190542 \text{ MNm}$ .
- keskipilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,017818 \text{ m}^4 / 12,01 \text{ m} \cdot 0,100 = 446463 \text{ MNm}$ .
- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,017818 \text{ m}^4 / 13,75 \text{ m} \cdot 0,136 = 190542 \text{ MNm}$ .

\*Keskipilarin laskettu joustoluku  $k=0,06$ , joten käytetään suositusarvoa 0,1

Laskentamalliin on mallinnettu jäykkä antura sekä paalut. Paaluille on asetettu vaakasuuntaiset jousituet luvun 4.4 mukaisesti.

**H-kohdan** kehä mitoitettu yleisellä menetelmällä. FEM-laskennassa perustusliitoksessa huomioitu peruspultin joustavuus. Mallinnettu jäykkä antura ja 40 metrin mittaiset nivelpäiset paalut.

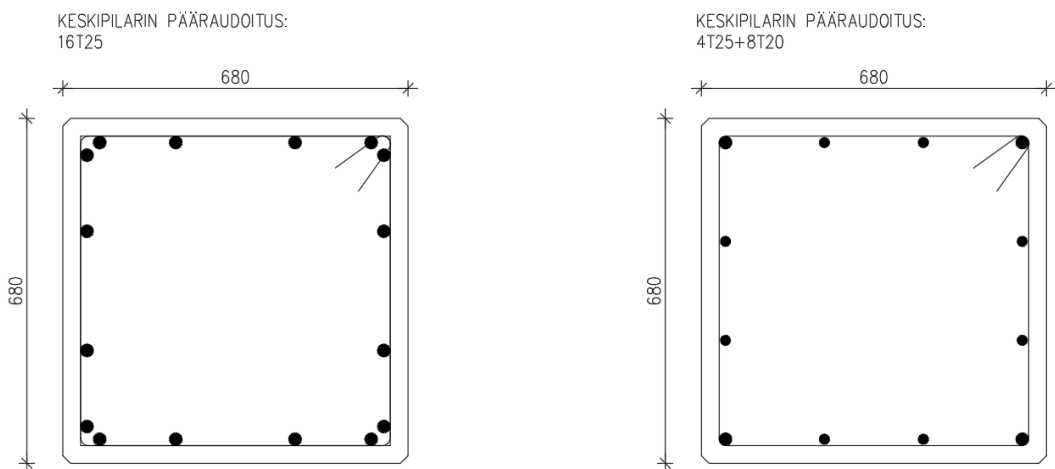
Perustusliitoksessa huomioitu jousivakio kohdan 6.2 mukaisesti ( $E \cdot I / L \cdot k$ ):

- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,017818 \text{ m}^4 / 13,25 \text{ m} \cdot 0,226 = 119089 \text{ MNm}$ .
- keskipilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,017818 \text{ m}^4 / 12,01 \text{ m} \cdot 0,1 = 446463 \text{ MNm}$ .
- reunapilari:  $37000 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,017818 \text{ m}^4 / 13,75 \text{ m} \cdot 0,218 = 119089 \text{ MNm}$ .

\*Keskipilarin laskettu joustoluku  $k=0,09$ , joten käytetään suositusarvoa 0,1

Laskentamalliin on mallinnettu jäykkä antura sekä paalut. Paaluille on asetettu vaakasuuntaiset jousituet luvun 4.4 mukaisesti.

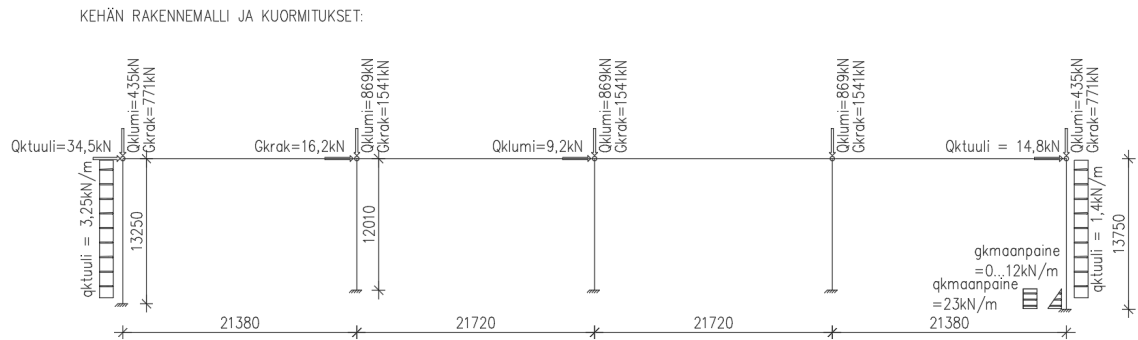
Pilarin dimensiot ovat samat reunapilarin sekä keskipilarin osalta. Pilari on 680x680. Keskipilarin pääraudat ovat 16T25 (B500B), ja reunapilarissa 4T25+8T20 (B500B). Teräsbetonipaalu on 300x300 ja pääteräksen sijoitukset ovat esitetty kuvassa 32.



KUVA 32. Pilarin raudoitukset



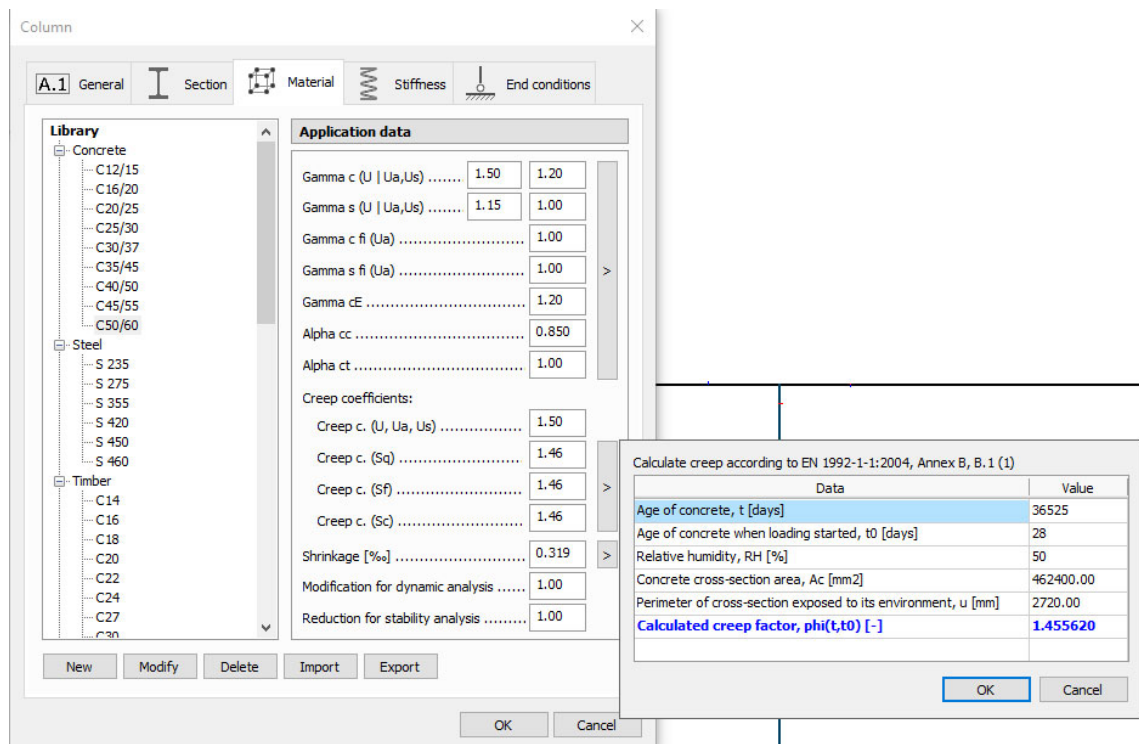
Laskentakehälle määritettiin Kuvan 33/Liitteen 18 mukaiset kuormitukset.



KUVA 33. Laskentakehän kuormitukset

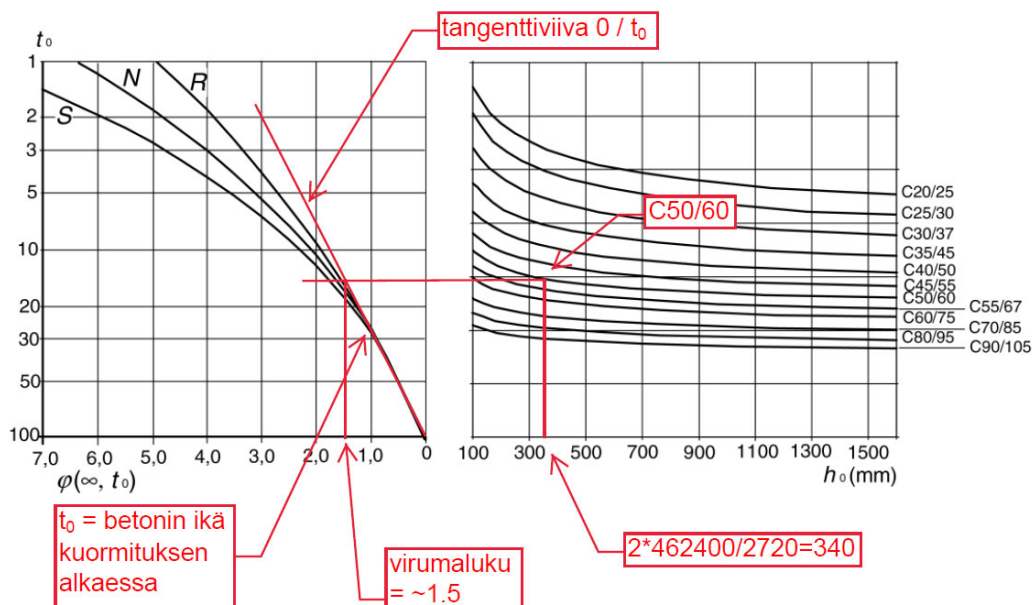
Tuulikuorma on määritetty viivakuormana erikseen tuulen ja imun osuus. Lisäksi räystääsosuuus on huomioitu pistekuormana. Epäkeskisyydet on määritetty erikseen rakenteiden osalta sekä lumen osalta. Epäkeskisyyden kuormat on summatuna yhteen kaikkien pilarien osuudella ja määritetty yhteen pisteeseen kehää kuormittamaan. Lisäksi toisen reunapilarin osuudella vaikuttaa maanpaine.

Viruman vaikutus on huomioitu laskentaohjelmassa kuvan 34 mukaisesti. Ohjelmaan määritetään käyttöikä, ikä jolloin kuormitus alkaa, kosteusprosentti, poikkileikkauksen pinta-ala sekä poikkileikkauksen piiri. Laskettu virumakerroin on kuvan 34 mukaisesti 1.455620.



KUVA 34. Virumaluvun määrittäminen FEM-Designillä.

Kuvassa 35 on esitetty likimääräinen virumaluvun määrittäminen kaavioiden avulla.



KUVA 35. Virumaluvun määrittäminen kaavioiden avulla.

FEM-Design käyttää efektiivistä virumalukua, joka pitäisi määrittää erikseen pitkäaikaiskuormien vaikutukselle, mutta laskennan yksinkertaistuksien vuoksi efektiivinen virumaluku huomioidaan kaikissa kuormituksissa. Laskennat ovat näin ollen varman puolella viruman suhteen. Kehien mitoituksessa on käytetty virumalukuna 1.5.

## 8.5 Laskennan tulokset

Laskennan seurauksena saatiin vertailukelpoiset tulokset kehämitoituksen sekä siirtymien osalta. Seuraavassa on vertailtu maksimimomentit kuormitusyhdistelyllä KT2. Kaikki momentit on esitetty taulukossa 8.

TAULUKKO 8. Maksimimomentit (KT2)

680x680	Md (2.kertaluku) KT2		
	TUULI REUNAPILARI	KESKI- PILARI	MAANPAINE REUNAPILARI
<b>A NKM</b>	1286	1829	1367
<b>B NKM</b>	1469	2126	1570
<b>C NKM</b>	1517	2130	1611
<b>D NKM</b>	1651	2139	1771
<b>E YM</b>	474	543	458
<b>F YM</b>	511	682	417
<b>G YM</b>	487	741	373
<b>H YM</b>	467	797	363

Taulukosta 8 nähdään perustuksen joustavuuden vaikutukset maksimimomentteihin. Taulukosta käy ilmi miten nimellisen kaarevuuden menetelmässä momentit kasvavat samassa suhteessa kun joustavuutta otetaan huomioon perustuksissa. Joustavuuden lisäys kasvattaa nurjahduspituutta ja sitä kautta maksimimomenttia. Taulukko osoittaa myös yleisen menetelmän edut nimellisen kaarevuuden menetelmään verrattuna. Esimerkiksi kohdat a ja d ovat perustuksien joustavuuden osalta vertailukelpoiset eli molemmat täysin jäykällä kiinnityksellä huomioimatta paaluperustusta millään tavoin.

Kohdan a maksimimomentti on 1829 kNm ja kohdan e 543 kNm. Tämän momenttieron selittää nimellisen kaarevuuden menetelmän huomioima toisen kertaluvun teoreettinen siirtymä  $e_{2,2} = 482$  mm. Tämä siirtymä kerrotaan pystykuormalla ja näin saadaan toisen kertaluvun aiheuttama momentin lisäys. Yleisellä menetelmällä mitoitetaan rakenne todellisten laskennallisten siirtymien mukaan, joten toisen kertaluvun momentin lisäys on huomattavasti pienempi. Momenttierojen vaikutuksia lisää myös kehässä toimivien pilarien määrä eli yleisellä menetelmällä hyödynnetään paremmin siirtymien jakaantuminen pilareille. Vastavasti nimellisen kaarevuuden menetelmässä toisen kertaluvun huomioiva siirtymä  $e_2$  muodostuu pilarikohtaisesti ominaisuuksien mukaan.

Kohdissa f, g ja h on laskentamallissa paalut ja niitä tukevat vaakajouset mukana. Näitä momenteja vertaamalla nähdään, että keskipilarit ottavat suhteessa hieman enemmän vastaan momenttia. Tähän löytyy luonnollinen selitys paalujen lukumääriä sekä paaluetäisyyksiä tarkastelemalla. Keskipilareissa on 8 paalua ja reunapilareilla 4 paalua anturaa kohden. Samoin huomataan, että paalupituuksien kasvaessa keskipilarit ottavat suhteessa enemmän momenttia kuin reunapilarit.

Kehän siirtymiä tarkasteltaessa mitoitusmenetelmien vertailu on hankalaa, koska yleinen menetelmä mitoittaa rakenteet todellisille taipumille, vastaavasti nimellisen kaarevuuden menetelmä taas laskennalliselle lineaariselle taipumalle. Jäykän perustuksen tapauksessa kehän siirtymä rungon yläpäässä on 33,9 mm. Kun otetaan huomioon lyhyet paalut sekä suositusjoustoluku niin siirtymä kasvaa 4,3 %. Paalupituuksia kasvattamalla siirtymä nousee tasaisesti saavuttaen pitkien paalujen tapauksessa siirtymälle 36,8 mm eli lisäystä jäykän perustuksen tapaukseen on 8,6 %. Nimellisen kaarevuuden menetelmän mukaiset siirtymät on esitetty liitteissä 8-11.

Taulukossa 9 on esitetty kehän siirtymiä yleisellä menetelmällä mitoitettaessa. Jäykän perustuksen tapauksessa kehän yläpää siirtyy 51,7 mm. Kun huomioidaan paalupituudet niin siirtymät kasvavat huomattavasti aina pituutta lisäämällä. Mallinnettaessa paalut laskentamalliin huomataan 5 metrin paalujen kohdalla kehän yläpään siirtymän lisääntyvän 48,7 %. Näin iso siirtymäero selittyy osittain perustustason siirtymillä, jotka huomioidaan vain tapauksissa missä paalut on

mallinnettu. Taulukosta 9 huomataan maanpaineen vaikutukset perustuksien siirtymiin. Keskipilarin kohdalla perustussiirtymät ovat alle 10 mm eli vielä sallituissa rajoissa, mutta pitkien paalujen tapauksessa anturan siirtymät ovat yli 50 mm. 40 metrin paaluilla kehän yläpään siirtymä on jäykkään perustukseen verraten lähes kaksinkertainen.

TAULUKKO 9. Kehän siirtymät yleisellä menetelmällä mitoitettuna.

680x680	VAAKASIIRTYMÄT YM			
	YP.	AP. REUNA- PIL. TUULI	AP. KESKIPI- LARI	AP. REUNA- PIL. MAANP.
	KT4	KT4	KT4	KT4
<b>E YM</b>	51,7	0	0	0
<b>F YM</b>	76,9	14,1	5,4	32,9
<b>G YM</b>	87,2	22,1	9,2	53
<b>H YM</b>	91,3	20,7	9,7	52,4

Paalujen yläpäähän muodostuvia tukireaktioita tarkastelemalla huomataan, että ne ylittävät paalujen sivupaine-siirtymäyhteyden suositusarvot. Käytännössä vaakasuuntaisia alustalukuja pitäisi pienentää niin paljon, että siirtymät olisivat perustuksien osalta maltillisia (n. 10 mm maksimi siirtymät).

Rungon pystysuuntaiset siirtymät ovat suurimmillaan 40 metrin paalupituuksilla johtuen paalujen kokoonpuristumasta. Pilarin juuren momentti vaikuttaa paaluan-  
turan toisen puolen paaluihin lisäpuristuksena. Keskipilarin osalla paalujen ylä-  
pään siirtymät ovat 13,9 mm. FEM-laskennasta saatujen tuloksien mukaan mo-  
mentin vaikutus on häviävän pieni 0,05 mm. Käsinlaskennan mukaan se on 1,49  
mm. 25 metrin paaluilla pystysuuntaiset siirtymät ovat n. 8,4 mm, 5 metrin paa-  
luilla n. 1,6 mm.

Laskennan tuloksena saatuja vaakajousien tukireaktioita verrataan sivuvastuksen ääriarvoihin. Laskennat suoritettiin pitkäaikaisessa kuormitustilanteessa, joten sivuvastuksen ääriarvo koheesiomaassa:  $P_m = 6 \cdot 20 \text{ kPa} = 120 \text{ kN/m}^2$ .  $F_m = 120 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,5 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} = 18 \text{ kN/m}$ . Tutkittaessa sivuvastus-siirtymäyhteyttä saadaan sivuvastusta vastaavaksi siirtymäksi:  $P_m / (0,4 \cdot k_s) = 120 / (0,4 \cdot 2333) = 0,129 \text{ m}$ . Sivuvastus-siirtymä -yhteyden määrittämät siirtymät eivät ole mitoittavia tämän kaltaisessa hankkeessa vaan rungon sallitut siirtymät.

Kehärakenteen kokonaissiirtymiä tarkasteltaessa huomataan, että paalupituudet huomioiden siirtymät ylittävät suositusarvot. Luvun 6.5 mukaisesti staattisesti määrätyn rakenteen kulmakiertymä tuli olla välillä  $1/200 \dots 1/300$ . Tarkasteltaessa keskipilarin kohdalla kulmakiertymää:  $1/250 \cdot 12 \text{ m} = 48 \text{ mm}$ . Toisaalta rakenteen kokonaispainuman raja-arvosta noin kolmannes voidaan sallia vaakasiirtymille eli n. 33 mm. Yleisesti kehärakenteelle voidaan pitää hyvänä suositusarvona  $1/250 \dots 1/300$  tai 50 mm siirtymää. Huomioiden tietysti siirtymien haitallisuudesta rakenteelle. Tässä esimerkkikohteessa vaakasiirtymät tulisi ottaa esimerkiksi kantavan alapohjalaatan välityksellä hallintaan.

Tässä työssä käsiteltiin rungon siirtymiä sekä perustusliitoksen vaikutuksia rungon mitoitukseen eikä otettu varsinaisesti kantaa pilarien kestävyysnimellisen kaarevuuden mitoituksessa. Tässä työssä mitoitettu runko on äärimmäisen hoikka eikä sovellu nimellisen kaarevuuden mitoitukseen, vaan pilarikokoa tulisi kasvattaa mikäli mitoitus suoritetaan yksinkertaisilla menetelmillä. Varsinkin reu-napilarin hoikkuusluvun ollessa  $\lambda = 152,7 > 140$ , aiheutuu rungon palomitoituksessa haasteita mikäli käytössä ei ole sprinklausta. Pilarien käyttöasteet yksinkertaisella menetelmällä mitoitettuna ovat keskipilarin osuudella 134 %-240 %. Yleisellä menetelmällä mitoitettuna käyttöasteet keskipilarille ovat 34 %-46 %. Tosin yleisellä menetelmällä mitoitettaessa siirtymät tulevat mitoittavaksi kriteeriksi tämän kaltaisilla hoikilla mastopilarirungoilla.

## 9 TULOKSET JA POHDINTA

Opinnäytetyön tavoitteena on selvittää perustuksien joustavuuden vaikutukset rungon suunnittelussa. Työssä vertailtiin nimellisen kaarevuuden menetelmää sekä yleistä menetelmää rungon mitoituksessa. Mitoitusmenetelmien tarkempi vertailu olisi vaatinut useammalla pilaridimensiolla laskentojen suorittamista. Tässä työssä laskennat suoritettiin vain yhdellä dimensiolla. Työ vahvisti alkuoletuksen, että yleinen menetelmä antaa perustuksille pienemmät voimasuureet. Oletuksena oli myös paalupituuden kasvattamisen vaikutus perustuksen joustavuuteen ja siirtymiin. Laskelmat osoittivat väitteen oikeaksi.

Lopputuloksena voidaan todeta, että paaluperustuksen joustavuus on syytä ottaa huomioon. Normaalisti 0.1 joustoluvulla saadaan tarvittava varmuus rungon joustavuuksien osalta. Vaihtoehtoisesti rungon laskentamalliin pilarin pituudelle 10 % lisäys huomioi tarvittavissa määrin perustuksen joustavuuden. Paalupituuksien kasvaessa siirtymät kasvavat. Rungon siirtymiä ja kestävyyttä tarkasteltaessa pitää huomioida mahdollisten vaakakuormitusta aiheuttavien elementtien kuten siltanostureiden vaikutukset runkoon.

Työtä tehdessä suurin haaste liittyi maaperän arvojen määrittämiseen. Maa ei oikeasti käyttäydy lineaarisesti ja laskelmien lähtöarvoissa on suuria vaihteluvälejä. Esimerkiksi maaperän vaakajousia määritettäessä kaavassa 28 on kerroin pitkäaikaisille kuormille 20...50, laskennassa käytettiin keskiarvoa 35. Mikäli kaavassa käytettäisiin arvoa 20 muuttuisi paalun vaakajousi 57 % pienemmäksi. Realistisempia arvoja saavutettaisiin huomioimalla maaperä epälineaarisilla, myötölujittuviin malleihin perustuvilla jousilla. Tämä laskentatapa on kuitenkin työläs ja suuntautuu liiaksi pohjarakenteiden piiriin. Myös maaperän tiivysastetta on hankala todentaa sekä kerroksien paksuudet saattavat vaihdella tontilla merkittävästi. Arvojen määrittäminen tulisi aina olla pohjarakennesuunnittelijan työtä. Paalujen siirtymät ovat ratkaisevassa roolissa arvoja määritettäessä. Kuten yleisellä menetelmällä mitoitetuissa kehissä huomattiin paalujen alapään siirtymät vaikuttavat merkittävästi yläpään kokonaissiirtymiin. Karkeana nyrkkisääntönä voidaan paalun pään vaakakuormakestävyytensä pitää 10 kN.

Paaluja tukevien sivuvastuksien ääriarvoja tulisi rajoittaa niin ettei paalujen siirtymät ylitä 10 mm. Näin kehän siirtymät pysyvät maltillisina eikä siirtymistä ole normaalisti haittaa rakenteille. Käytännössä tämä tarkoittaa vinopaalujen käyttöä, paalujen momenttijäykkää kiinnittämistä paaluihin tai sivuvastuksena toimivien paalujen lisäämistä esim. kantavan alapohjalaatan huomioimisessa sivuvastuksena. Tämän työn laskentatiedoissa ei ole myöskään huomioitu anturan osuutta paalujen sivuvastuksena. Tämä johtuu siitä, että anturan vierustäyttöjen ollessa karkeaa materiaalia alkaa ne toimia sivuvastuksena vasta kun siirtymät ovat jo niin suuria, että paalujen sivuvastuskapasiteetti paalun osuudella on ylittynyt.

Jatkotutkimuksia tähän työhän liittyen voisi tutkia paalun jäykän kiinnityksen vaikutuksia rungon siirtymiin. Jatkokehityksen kohteena voisi olla myös vaakajousien jäykkyyden pienentäminen ja uudelleen laskenta. Näiden lisäksi anturan osuuden sivuvastuksen määrittäminen olisi hyvä tutkimisen kohde. Kokeellinen sivuvastuksen määrittäminen olisi myös hyvä jatkotutkimuksen kohde. Esimerkikohteena käytetty runko oli sprinklerillä varustetusta kohteesta. Mikäli sprinklausta ei olisi niin rungon palomitoitus olisi myös oiva jatkotutkimuksen kohde. Jatkotutkimuksen kohteena olisi myös pilaridimensioiden kasvattaminen ja sen vaikutus perustuksien voimasuureisiin. Dimensiomuutoksella olisi varsinkin yksinkertaisilla menetelmillä mitoitettaessa huomattavan pienentävä vaikutus ainakin maksimimomentteihin.



## LÄHTEET

- Betoniteollisuus ry. 2020. Liitostyytit. Verkkosivu. Viitattu 26.2.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/liitokset/liitosten-toiminta/liitostyytit>
- Chore H.S, Ingle R.K ja Sawant V.A. 2010. Building frame - pile foundation - soil interaction analysis.
- Geotechnik, D. G. für et al. 2013. Recommendations on Piling (EA Pfähle). Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische.
- Hakola, J. 2014. Hoikan teräsbetonipilarin kehittyneet mitoitusmenetelmät. Betoni 4. Viitattu 19.2.2023. [https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/08/BET1404\\_44-47.pdf](https://betoni.com/wp-content/uploads/2015/08/BET1404_44-47.pdf)
- Lehtonen, M. 2021. Teräsbetonipilarien mitoitusmenetelmien vertailu. Tampereen yliopisto. Kandidaatintyö. Viitattu 14.3.2023. <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/10024/124697/LehtonenMatias.pdf;jsessionid=57853581B998E161E9736A661E1CF0C9?sequence=2>
- Dole P.A, Chore H.S. ja Agrawal D.K. 2013. Interaction analysis of a building frame supported on pile groups. Interaction and multiscale mechanics 7, 511-524. Viitattu 1.3.2023. DOI [10.12989/imm.2014.7.1.511](https://doi.org/10.12989/imm.2014.7.1.511)
- Jalkanen, J. 2022. Epälineaarinen lujuusopin ongelma — Toisen kertaluvun teoria. Rakenteiden mekaniikan sovellukset. Tamk. Julkaisematon.
- Leskelä, M. 2010. Puristettujen rakenteiden tarkastelu standardissa SFS-EN 1992-1-1 (kohta 5.8). Viitattu 2.1.2023. <https://www.elementtisuunnittelu.fi/Download/22633/PILARIEN%20MITOITUS%20EUROKOODI%202%20MUKAISESTI.pdf>
- Liikennevirasto. 2017. Eurokoodin Soveltamisohje Geotekninen suunnittelu – NCCI 7, siltojen ja pohjarakenteiden suunnitteluohjeet. Helsinki: Liikennevirasto.
- Lujabetoni Oy. 2019. Luja-pienpaaluohje. Pdf-dokumentti. Viitattu 16.2.2023. [https://www.luja.fi/app/uploads/sites/2/2019/02/Lujabetoni\\_Pienpaaluohje\\_mail.pdf](https://www.luja.fi/app/uploads/sites/2/2019/02/Lujabetoni_Pienpaaluohje_mail.pdf)
- Rantamäki, M., Jääskeläinen, R. & Tammirinne, M. 1999. Geotekniikka. 17 .muuttumaton painos. Helsinki: Otatieto.
- Yli-Pietilä, A. 2019. Paaluryhmän jäykkyyden vaikutus rungon suunnittelussa. Rakennetun ympäristön tiedekunta. Tampereen yliopisto. Diplomityö. Viitattu 11.2.2023. <https://trepo.tuni.fi/bitstream/handle/10024/117489/Yli-Pietil%C3%A4Arttu.pdf?sequence=2>
- Ghali, M. K. 1999. Effect of pile cap flexural rigidity on the behavior of bridge foundations. IABSE reports 80, 241-246. <https://doi.org/10.5169/seals-60766>

SFS-EN 1992-1-1. 2006. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-8. 2005. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. OSA 1-8: Liitosten mitoitus. Helsinki: Suomen Standardisoimisliitto SFS.

Wald, F., Sokil, Z. & Jaspart, J.-P. 2008. Base plate in bending and anchor bolts in tension. Heron. Heron 53 (1), 21–50.

Anstar 2020. Peruspultit. Käyttöohje. Versio 1/2020. Viitattu 11.3.2023. [https://www.anstar.fi/wp-content/uploads/2020/02/Peruspultit\\_Kaytto-ohje\\_2020.pdf](https://www.anstar.fi/wp-content/uploads/2020/02/Peruspultit_Kaytto-ohje_2020.pdf)

RIL 207-2017 Geotekninen suunnittelu. Eurokoodin EN 1997-1 suunnitteluohje. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry. 1986. RIL 125 Teräsbetonirakenteet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry

Suomen Betoniyhdistys ry & Teräsrakenneyhdistys ry. 2012. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus. Eurocode 4 -oppikirja BY58. 1.painos. Helsinki: BY-Koulutus Oy & Teräsrakenneyhdistys ry.

Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry & Suomen Geoteknillinen Yhdistys SGY. 2017. RIL 254-2016 Paalutusohje 2016 PO-2016. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörin Liitto RIL ry.

German Geotechnical Society. 2013. Recommendations on Piling (EA-Pfähle). E-kirja. 2. Painos. Berliini. John Wiley & Sons, Ltd. Viitattu 11.3.2023. Vaatii käyttöoikeuden. <https://doi.org/10.1002/9783433604113.ch2>

## LIITTEET

Liite 1. Maanpaineen mobilisoituminen

Liite 2. Aktiivi- ja passiivipainekertoimet vaakasuoralle maanpinnalle

Liite 3. Maanpainelaskelma

Liite 4. Maan vaakasuuntaiset jousivakiot 5 metrin paaluilla

Liite 5. Maan vaakasuuntaiset jousivakiot 25 metrin paaluilla

Liite 6. Maan vaakasuuntaiset jousivakiot 40 metrin paaluilla

Liite 7. Maan lopulliset jousivakiot 5 metrin paaluilla

Liite 8. Maan lopulliset jousivakiot 25 metrin paaluilla

Liite 9. Maan lopulliset jousivakiot 40 metrin paaluilla

Liite 10. Nimellisen kaarevuuden menetelmä, mitoitustiedostot A

Liite 11. Nimellisen kaarevuuden menetelmä, mitoitustiedostot B

Liite 12. Nimellisen kaarevuuden menetelmä, mitoitustiedostot C

Liite 13. Nimellisen kaarevuuden menetelmä, mitoitustiedostot D

Liite 14. Yleinen menetelmä, mitoitustiedostot E

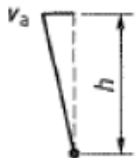
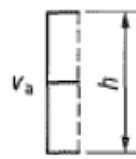

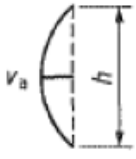
Liite 15. Yleinen menetelmä, mitoitustiedostot F

Liite 16. Yleinen menetelmä, mitoitustiedostot G




Liite 17. Yleinen menetelmä, mitoitustiedostot H

Liite 18. Kehän kuormitukset

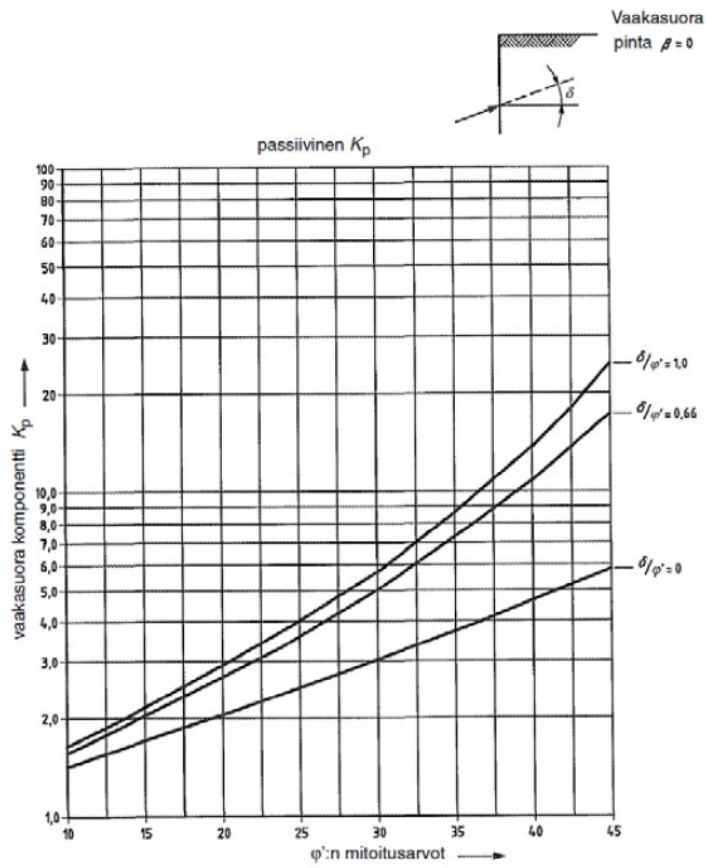
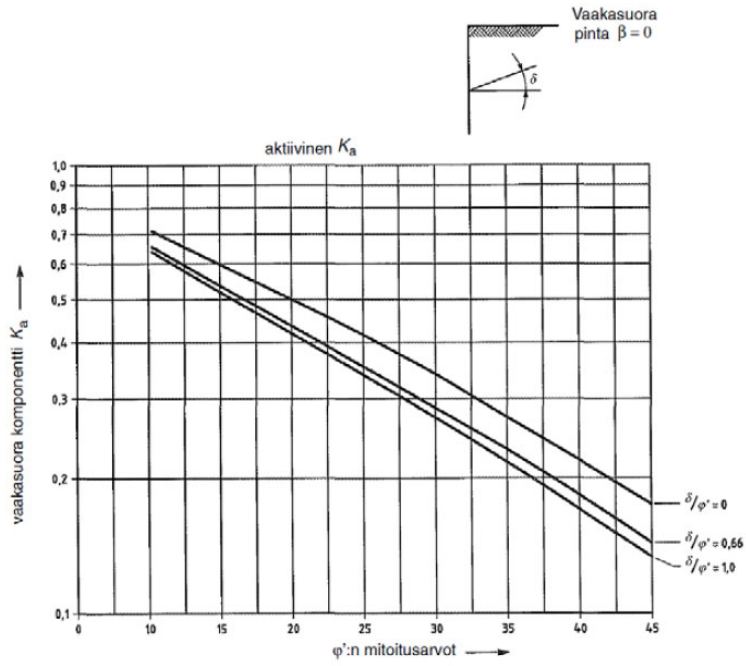
Taulukko C.1 Suhteet  $v_a/h$ 


Seinän liikkeen tyyppi	$v_a/h$ löyhä maa %	$v_a/h$ tiivis maa %
a) 	0,4...0,5	0,1...0,2
b) 	0,2	0,05...0,1
c) 	0,8...1,0	0,2...0,5
d) 	0,4...0,5	0,1...0,2
missä: $v_a$ on aktiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän liike $h$ on seinän korkeus		

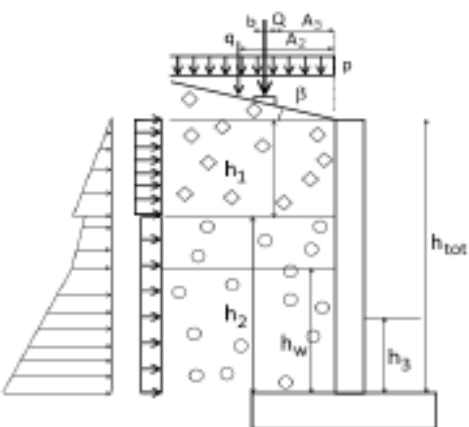
Taulukko C.2 Suhteet  $v_p/h$ 

Seinän liikkeen tyyppi		$v_p/h$ löyhä maa %	$v_p/h$ tiivis maa %
a)		7 (1,5)...25 (4,0)	5 (1,1)...10 (2,0)
b)		5 (0,9)...10 (1,5)	3 (0,5)...6 (1,0)
c)		6 (1,0)...15 (1,5)	5 (0,5)...6 (1,3)
missä: $v_p$ on passiivisen maanpaineen mobilisoiva seinän liike $h$ on seinän korkeus			

Liite 2: Aktiivi- ja passiivipainekertoimet vaakasuoralle pinnalle



		Rakennelaskelma, tulos	
		Tekijä: Jarmo Pylvänen	Sivu: 1 (2)
Rakennuskohde: Opinnäytetyö		Päiväys: 1.2.2023	
Sisäilfö: Lastausalueen maanpaine		Sijainti: 0	
Työ nro: 0		Versio 1.6	
<b>M12 Maanpainekuorma</b>			
Toteutettu SKOL Eurocode-laskentapohjahankkeessa 2008-2018			
<b>Rakenneosan mitat:</b>		<b>Kuormat:</b>	
Täytemaakerroksia:	1 kpl	Pintakuorma $q_1$ :	60 kN/m <sup>2</sup>
Selän kokonaiskorkeus $H_{tot}$ :	1,7 m	$\gamma_{o1}$ :	1
Täytemaan 1 korkeus $H_1$ :	1,7 m	Vilvakuorma $q_2$ :	0 kN/m
Täytemaan 2 korkeus $H_2$ :	- m (Ei käytetä)	Etäisyys $A_0$ :	- m (Ei käytetä)
Pohjamaan korkeus $H_3$ :	0,5 m	Pituus $L_2$ :	- m
Täytemaan luiska $\beta$ :	0 °	$\gamma_{o2}$ :	1
<b>Maaparametrit:</b>		Pistekuorma $Q_3$ :	
<b>Täytemaat</b>		Etäisyys $A_0$ :	
Tilavuuspaino $\gamma_1$ :	18 kN/m <sup>3</sup>	Pituus $L_3$ :	- m (Ei käytetä)
Kitkakuilma $\varphi_1$ :	38 °	leveys $b_3$ :	- m (Ei käytetä)
Tehollinen tilavuuspaino $\gamma'_1$ :	- kN/m <sup>3</sup> (Ei käytetä)	$\gamma_{o3}$ :	1
Tehollinen kitkakuilma $\varphi'_1$ :	- ° (Ei käytetä)	tiivistys (lepopaine): 12 kPa, 0,50 m syvyydessä	
Osavarmuusluku $\gamma_{o1}$ :	1		
Tilavuuspaino $\gamma_2$ :	- kN/m <sup>3</sup>		
Kitkakuilma $\varphi_2$ :	- °		
Tehollinen tilavuuspaino $\gamma'_2$ :	- kN/m <sup>3</sup> (Ei käytetä)		
Tehollinen kitkakuilma $\varphi'_2$ :	- ° (Ei käytetä)		
Osavarmuusluku $\gamma_{o2}$ :	1		
Pohjaveden korkeus:	0 m		
Osavarmuusluku $\gamma_w$ :	1		
<b>Sisäpuoli</b>			
Tilavuuspaino $\gamma_3$ :	23 kN/m <sup>3</sup>		
Kitkakuilma $\varphi_3$ :	33 °		
Passiivipaineesta huomioitava osuus:	40 %		
Osavarmuusluku $\gamma_{o3}$ :	1		



M12 Maanpainekuorma		Versio 1.6		Sivu 2 (2)	
Aktiivinen maanpainekerroin $K_{a1}$	0,238	pohjaveden alapuolella $K_{a1,w}$	-		
Aktiivinen maanpainekerroin $K_{a2}$	-	pohjaveden alapuolella $K_{a2,w}$	-		
Passiivinen maanpainekerroin $K_p$	3,392				
Lepopainekerroin $K_{o1}$	0,384	pohjaveden alapuolella $K_{o1,w}$	-		
Lepopainekerroin $K_{o2}$	-	pohjaveden alapuolella $K_{o2,w}$	-		
Vaakaresultantit laskettuna metrin leveydeltä					
<b>Aktiivipuoli</b>	<b>(kN)</b>	<b>Resultantin etäisyys z (m)</b>	<b>painehulppo [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>syvyys [m]</b>	
Maakerroksen 1 painosta $F_{a1}$	6,2	1,1	7,28		
Maakerroksen 2 painosta $F_{a2}$	0,0	0,0	0,00		
Pohjaveden paine $F_w$	0,0	1,7	0,00		
Tasaisesta pintakuormasta $F_q$	24,3	0,9	14,27		
Vilvakuormasta $F_{q2}$	0,0	0,0	0,00	1,56	
Pistekuormasta $F_{q3}$	0,0	0,0	0,00	0,39	
<b>Kokonaisvoima <math>F_{a,tot}</math></b>	<b>30,5</b>	<b>0,91</b>	<b>21,55</b>		
<b>Passiivipuoli</b>					
Maamassan painosta $F_p$	3,9	1,4	15,60		
<b>Lepopaine</b>					
Maakerroksen 1 painosta ilman tiivistystä $F_{o1}$	10,0	1,1	11,76		
Maakerroksen 2 painosta ilman tiivistystä $F_{o2}$	0,0	0,0	0,00		
Vähimmäispaine tiivistyksestä $F_{ov}$	17,4	1,0	12	0,5	
Lepopaine + tiivistys $F_o$	17,4	1,0	12,00		
Vedenpaine $F_w$	0,0	1,7	0,00		
Tasaisesta pintakuormasta $F_q$	39,2	0,8	23,06		
Vilvakuormasta $F_{q2}$	0,0	0,0	0,00	1,56	
Pistekuormasta $F_{q3}$	0,0	0,0	0,00	0,39	
<b>Kokonaisvoima <math>F_{o,tot}</math></b>	<b>56,6</b>	<b>0,9</b>	<b>34,82</b>		

etäisyys tukimuurin ala reunasta z (m)

aktiivipaine [kN/m<sup>2</sup>]

etäisyys tukimuurin ala reunasta z (m)

lepopaine [kN/m<sup>2</sup>]



Liite 4: Maan vaakasuuntaiset jousivakiot 5 metrin paalupituuksille.

alustaluku ks (kN/m <sup>3</sup> )	Ks savi	jousivakio k1 (kN/m)	maamateriaali	etäisyys maan- pinnasta
3000	2333,333333	350	täyttökerros	0...1,5
4242,640687	2333,333333	350	täyttökerros	
5196,152423	2333,333333	350	täyttökerros	
419,9562614	1166,666667	350	savi	1,5...5
555,0621034	1166,666667	350	savi	
697,1370023	1166,666667	350	savi	
845,2820015	1166,666667	350	savi	
998,8299481	1166,666667	350	savi	
1157,263374	1166,666667	350	savi	
1744,884111	1166,666667	350	savi	







Liite 8: Lopulliset jousivakiot 25 metrin paaluille

lopullinen jousivakio k1 (kN/m) paalun leveydelle			
reuna-antura 1.rivi	reuna-antura 2.rivi	keskiantura 1.rivi	keskiantura 2.rivi
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
311,50	301,00	297,50	227,50
11711,25	11316,48	11184,90	8553,16
12311,96	11896,95	11758,61	8991,88
12900,35	12465,51	12320,56	9421,61
13477,46	13023,17	12871,74	9843,09
14044,17	13570,77	13412,97	10256,98
14601,24	14109,06	13945,00	10663,82
15149,34	14638,69	14468,47	11064,12
15689,07	15160,22	14983,94	11458,31
16220,95	15674,18	15491,92	11846,76
16745,46	16181,01	15992,86	12229,83
17263,03	16681,13	16487,16	12607,83
17263,03	16681,13	16487,16	12607,83
17263,03	16681,13	16487,16	12607,83

Liite 9: Lopulliset jousivakiot 40 metrin paaluille

lopullinen jousivakio k1 (kN/m) paalun leveydelle			
reuna-antura 1.rivi	reuna-antura 2.rivi	keskiantura 1.rivi	keskiantura 2.rivi
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>311,50</b>	301,00	297,50	227,50
<b>16484,10</b>	15928,46	15743,24	12038,95
<b>16901,44</b>	16331,73	16141,83	12343,75
<b>17314,42</b>	16730,78	16536,24	12645,36
<b>17723,21</b>	17125,80	16926,66	12943,92
<b>18128,00</b>	17516,94	17313,26	13239,55
<b>18528,95</b>	17904,38	17696,19	13532,38
<b>18926,22</b>	18288,25	18075,60	13822,52
<b>19319,94</b>	18668,71	18451,63	14110,07
<b>19710,26</b>	19045,87	18824,40	14395,13
<b>20097,29</b>	19419,85	19194,04	14677,79
<b>20481,15</b>	19790,77	19560,65	14958,14
<b>20481,15</b>	19790,77	19560,65	14958,14
<b>20481,15</b>	19790,77	19560,65	14958,14

**Point support group, Reactions, Load comb.: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	58.927	-831.753	-384.540	0.000	0.000	833.838	384.540
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	28.143	-1511.852	-337.996	0.000	0.000	1512.114	337.996
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	28.102	-1511.852	-337.504	0.000	0.000	1512.113	337.504
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	103.555	-836.955	-355.953	0.000	0.000	843.337	355.953
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	28.089	-1511.852	-337.345	0.000	0.000	1512.113	337.345

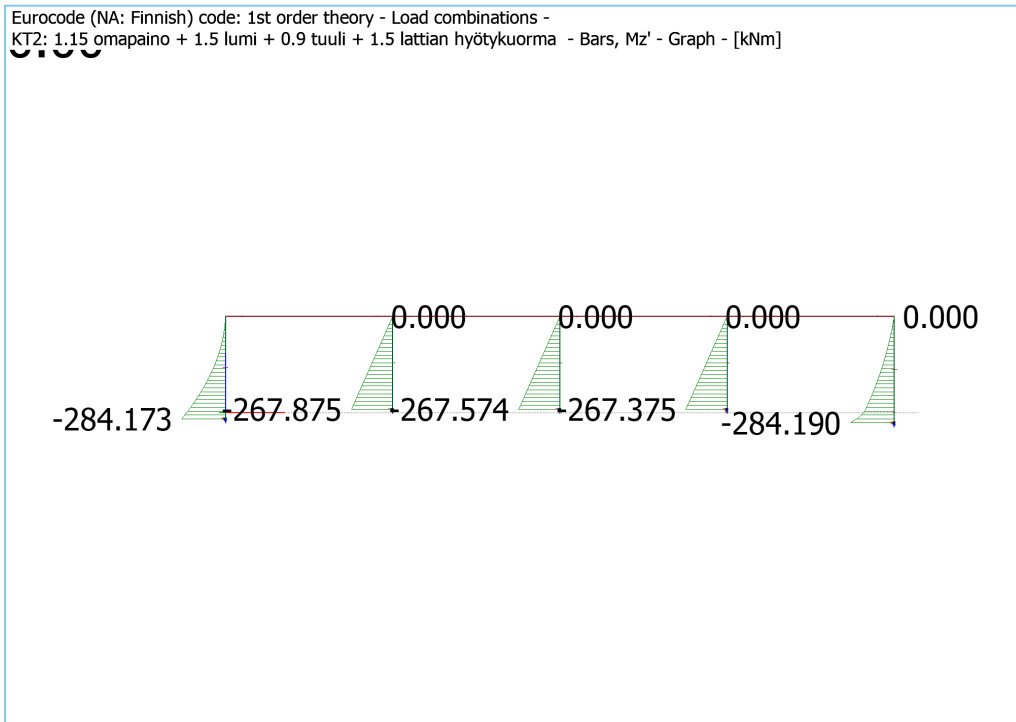
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	39.390	-1715.296	-284.173	0.000	0.000	1715.748	284.173
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	22.304	-3235.311	-267.875	0.000	0.000	3235.388	267.875
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	22.279	-3235.311	-267.574	0.000	0.000	3235.388	267.574
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	95.542	-1721.943	-284.190	0.000	0.000	1724.591	284.190
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	22.263	-3235.311	-267.375	0.000	0.000	3235.388	267.375

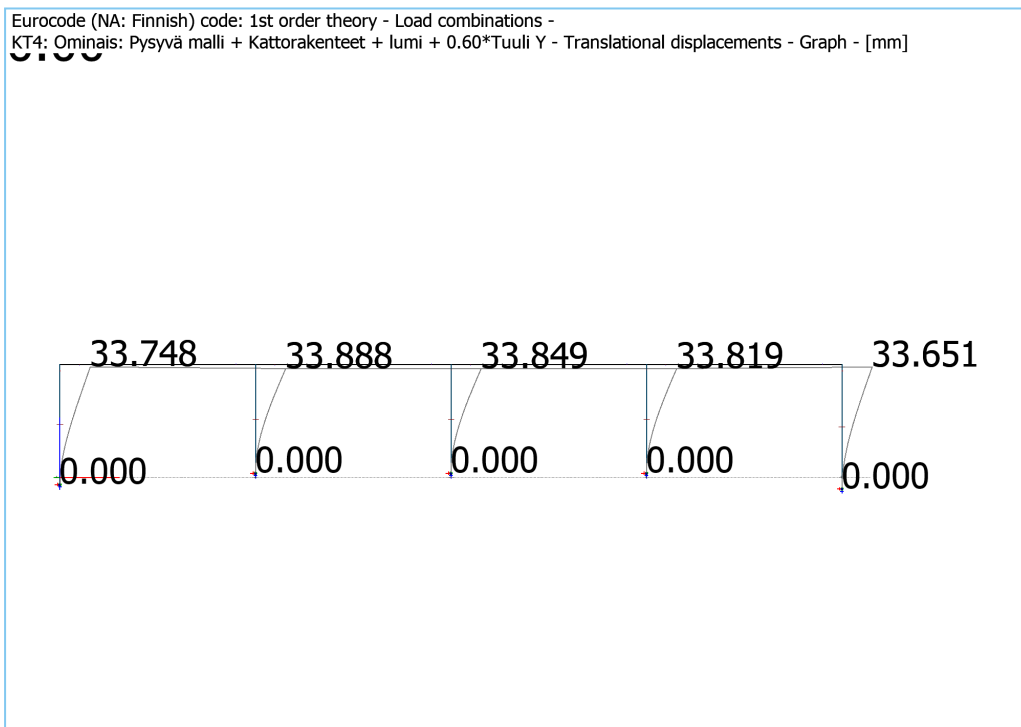
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	61.244	-1519.546	-415.236	0.000	0.000	1520.779	415.236
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	31.255	-2844.261	-375.371	0.000	0.000	2844.433	375.371
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	31.215	-2844.261	-374.895	0.000	0.000	2844.432	374.895
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	108.300	-1526.193	-385.878	0.000	0.000	1530.030	385.878
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	31.197	-2844.261	-374.675	0.000	0.000	2844.432	374.675

structure / Load combinations - KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph



Whole structure / Load combinations - KT4: Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational displacements - Graph





**Point support group, Reactions, Load comb.: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	58.340	-831.753	-376.760	0.000	0.000	833.797	376.760
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	28.508	-1511.852	-342.379	0.000	0.000	1512.121	342.379
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	28.471	-1511.852	-341.936	0.000	0.000	1512.120	341.936
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	103.055	-836.955	-348.869	0.000	0.000	843.276	348.869
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	28.459	-1511.852	-341.796	0.000	0.000	1512.120	341.796

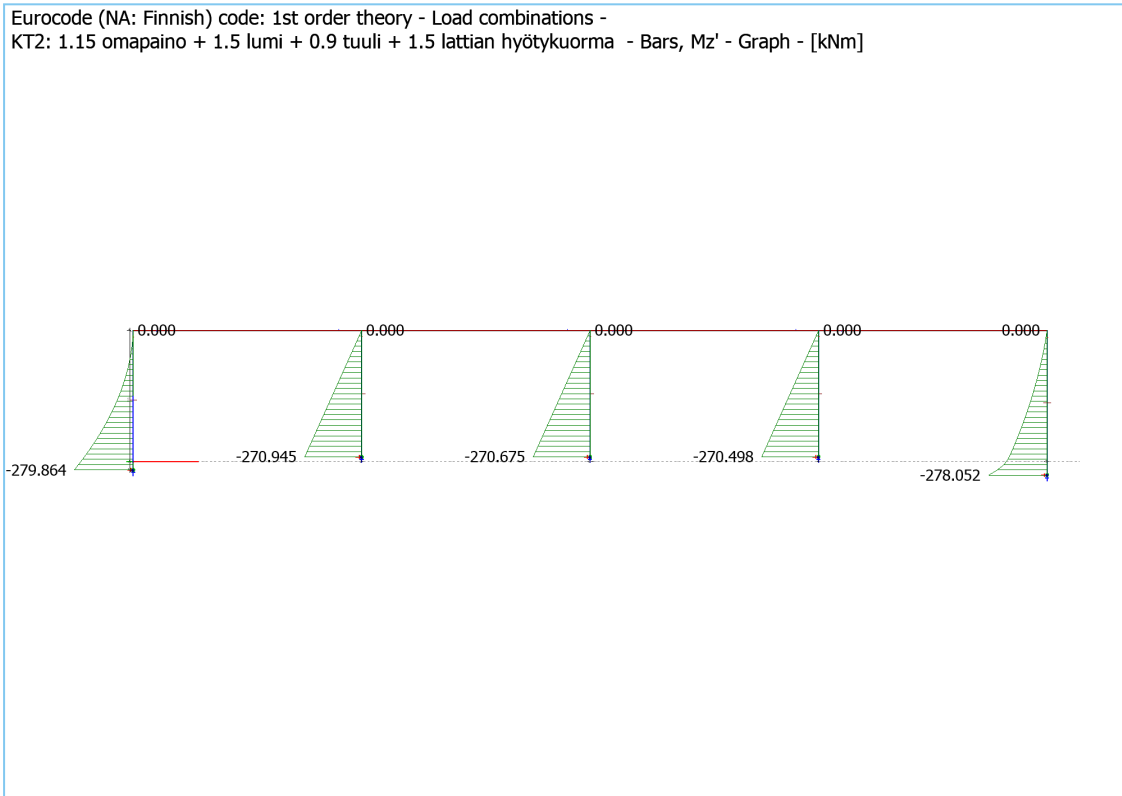
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	39.065	-1715.296	-279.864	0.000	0.000	1715.740	279.864
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	22.560	-3235.311	-270.945	0.000	0.000	3235.390	270.945
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	22.537	-3235.311	-270.675	0.000	0.000	3235.389	270.675
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	95.111	-1721.943	-278.052	0.000	0.000	1724.567	278.052
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	22.523	-3235.311	-270.498	0.000	0.000	3235.389	270.498

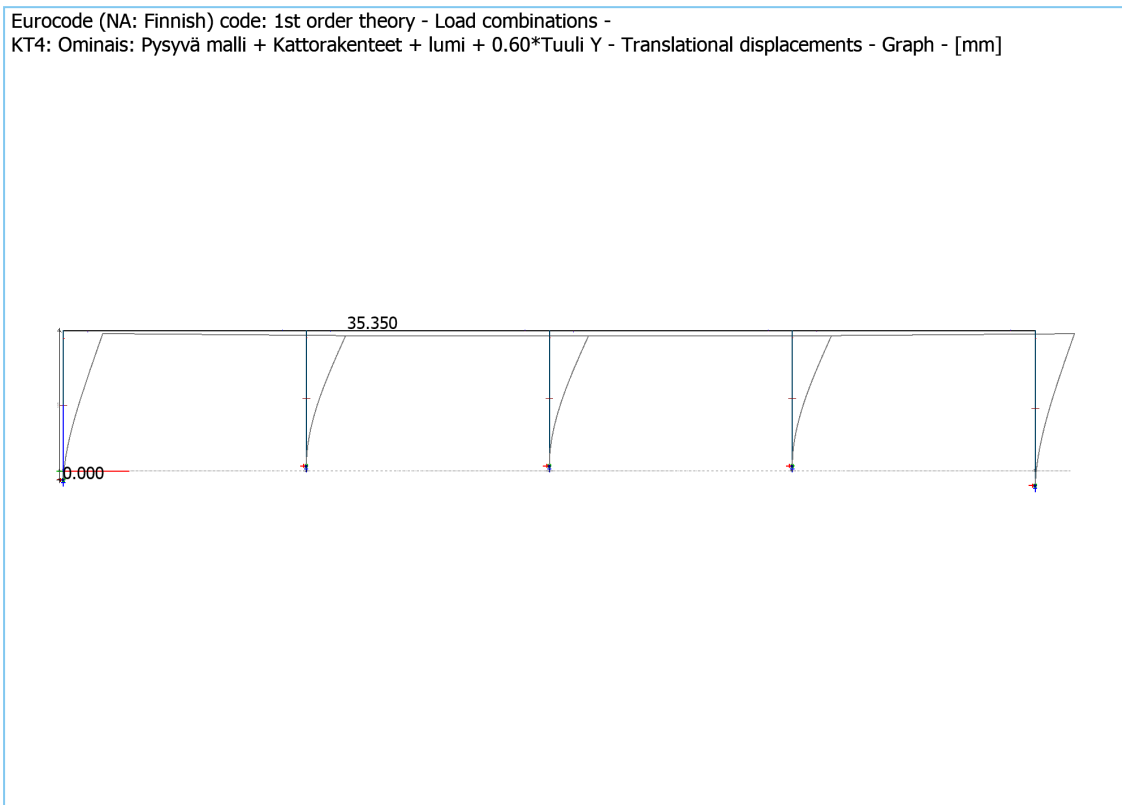
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	60.659	-1519.546	-407.479	0.000	0.000	1520.756	407.479
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	31.622	-2844.261	-379.783	0.000	0.000	2844.437	379.783
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	31.587	-2844.261	-379.355	0.000	0.000	2844.436	379.355
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	107.791	-1526.193	-378.664	0.000	0.000	1529.994	378.664
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	31.570	-2844.261	-379.160	0.000	0.000	2844.436	379.160

Whole structure / Load combinations - KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph



Whole structure / Load combinations - KT4: Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational dis-



placements - Graph

**Point support group, Reactions, Load comb.: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	57.531	-831.753	-366.039	0.000	0.000	833.740	366.039
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	28.975	-1511.852	-347.993	0.000	0.000	1512.130	347.993
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	28.938	-1511.852	-347.547	0.000	0.000	1512.129	347.547
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	102.452	-836.955	-340.701	0.000	0.000	843.202	340.701
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	28.927	-1511.852	-347.408	0.000	0.000	1512.129	347.408

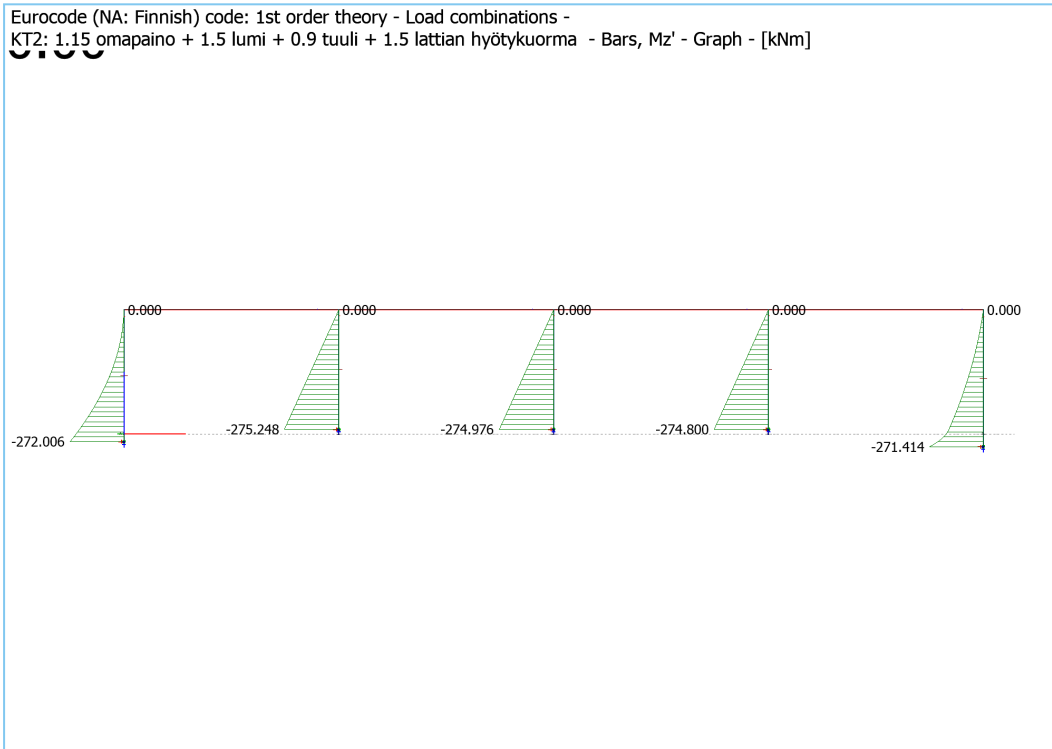
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	38.472	-1715.296	-272.006	0.000	0.000	1715.727	272.006
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	22.918	-3235.311	-275.248	0.000	0.000	3235.392	275.248
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	22.896	-3235.311	-274.976	0.000	0.000	3235.392	274.976
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	94.619	-1721.943	-271.414	0.000	0.000	1724.540	271.414
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	22.881	-3235.311	-274.800	0.000	0.000	3235.392	274.800

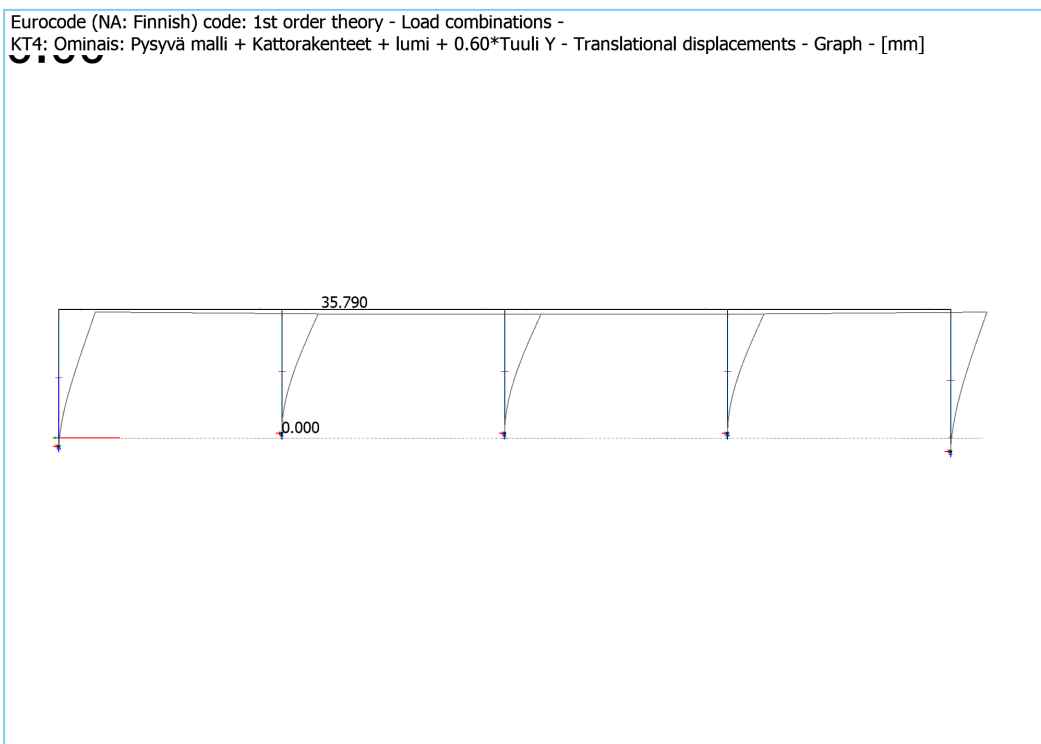
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	59.784	-1519.546	-395.892	0.000	0.000	1520.721	395.892
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	32.129	-2844.261	-385.865	0.000	0.000	2844.442	385.865
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	32.093	-2844.261	-385.433	0.000	0.000	2844.442	385.433
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	107.137	-1526.193	-369.791	0.000	0.000	1529.948	369.791
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	32.077	-2844.261	-385.239	0.000	0.000	2844.442	385.239

Whole structure / Load combinations - KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph



Whole structure / Load combinations - KT4: Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational displacements - Graph



**Point support group, Reactions, Load comb.: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	55.988	-831.753	-345.594	0.000	0.000	833.635	345.594
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	29.932	-1511.852	-359.478	0.000	0.000	1512.148	359.478
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	29.894	-1511.852	-359.026	0.000	0.000	1512.148	359.026
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	101.134	-836.955	-322.492	0.000	0.000	843.043	322.492
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	29.883	-1511.852	-358.891	0.000	0.000	1512.147	358.891

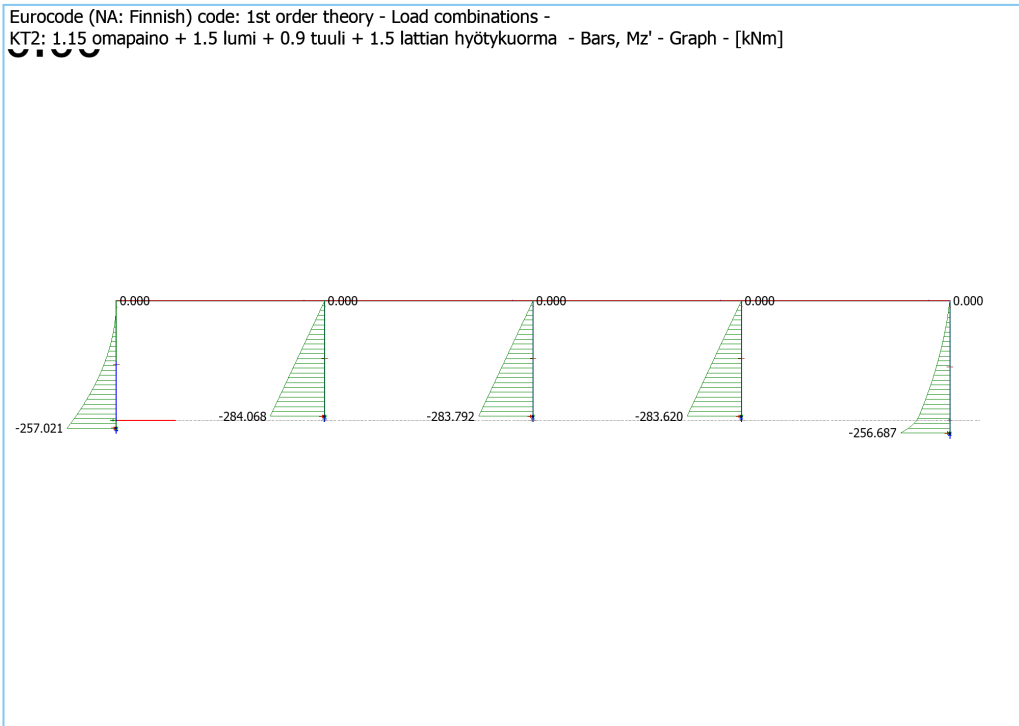
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	37.341	-1715.296	-257.021	0.000	0.000	1715.702	257.021
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	23.653	-3235.311	-284.068	0.000	0.000	3235.397	284.068
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	23.630	-3235.311	-283.792	0.000	0.000	3235.397	283.792
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	93.554	-1721.943	-256.687	0.000	0.000	1724.482	256.687
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	23.615	-3235.311	-283.620	0.000	0.000	3235.397	283.620

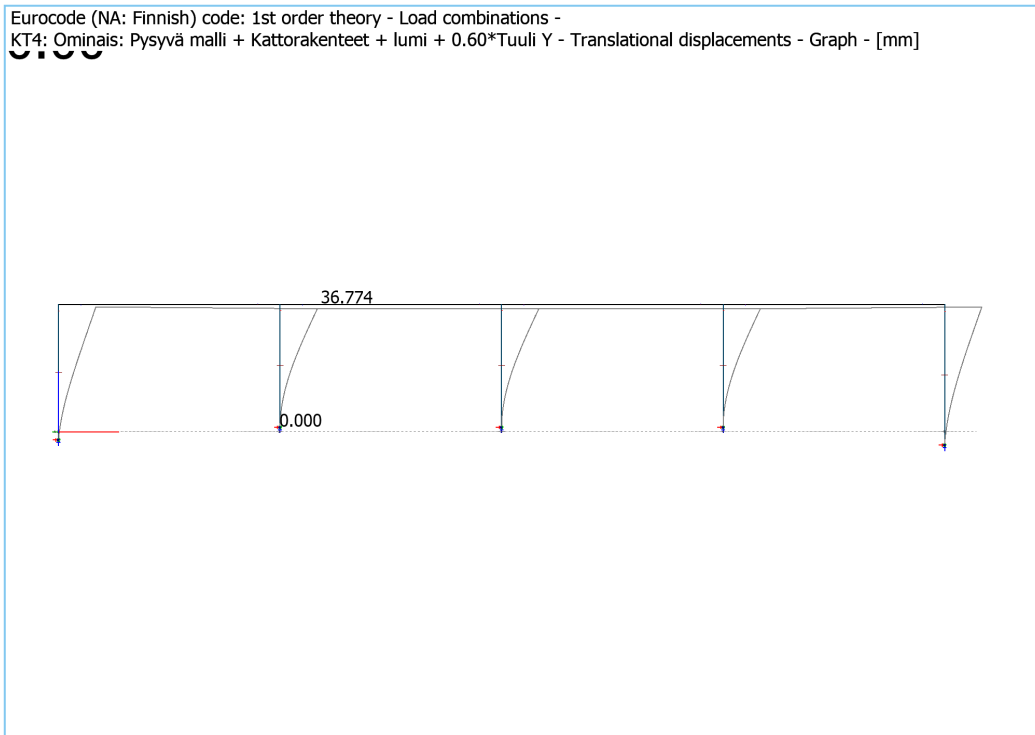
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	58.116	-1519.546	-373.795	0.000	0.000	1520.656	373.795
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	33.165	-2844.261	-398.307	0.000	0.000	2844.454	398.307
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	33.128	-2844.261	-397.868	0.000	0.000	2844.454	397.868
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	105.704	-1526.193	-350.010	0.000	0.000	1529.849	350.010
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	33.112	-2844.261	-397.679	0.000	0.000	2844.454	397.679

Whole structure / Load combinations - KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph



Whole structure / Load combinations - KT4: Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational displacements - Graph



**Point support group, Reactions, Load comb.: KT1: 0.9 omapaino + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	58.731	-831.751	-435.242	0.000	0.000	833.822	435.242
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	28.419	-1511.854	-444.384	0.000	0.000	1512.121	444.384
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	28.384	-1511.852	-443.834	0.000	0.000	1512.118	443.834
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	103.048	-836.956	-401.824	0.000	0.000	843.276	401.824
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	28.260	-1511.851	-442.306	0.000	0.000	1512.116	442.306

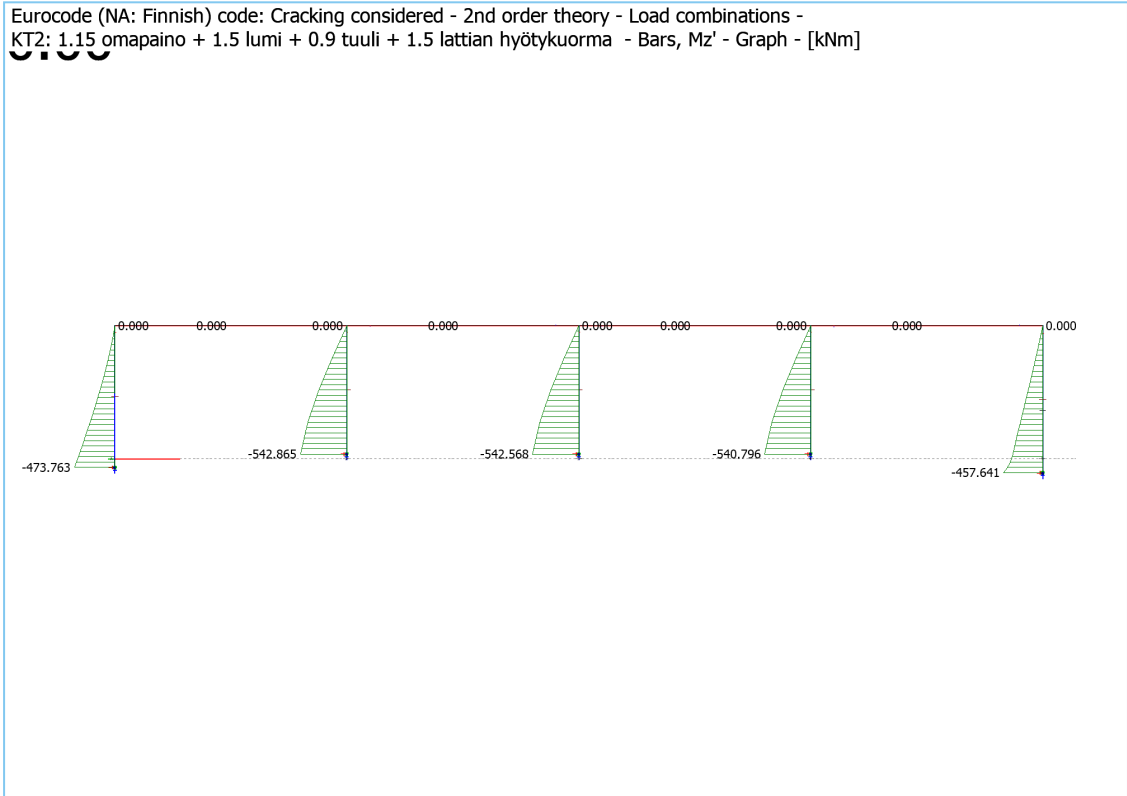
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	42.411	-1715.293	-473.763	0.000	0.000	1715.817	473.763
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	20.748	-3235.314	-542.865	0.000	0.000	3235.380	542.865
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	20.737	-3235.311	-542.568	0.000	0.000	3235.377	542.568
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	97.311	-1721.943	-457.641	0.000	0.000	1724.690	457.641
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	20.598	-3235.310	-540.796	0.000	0.000	3235.376	540.796

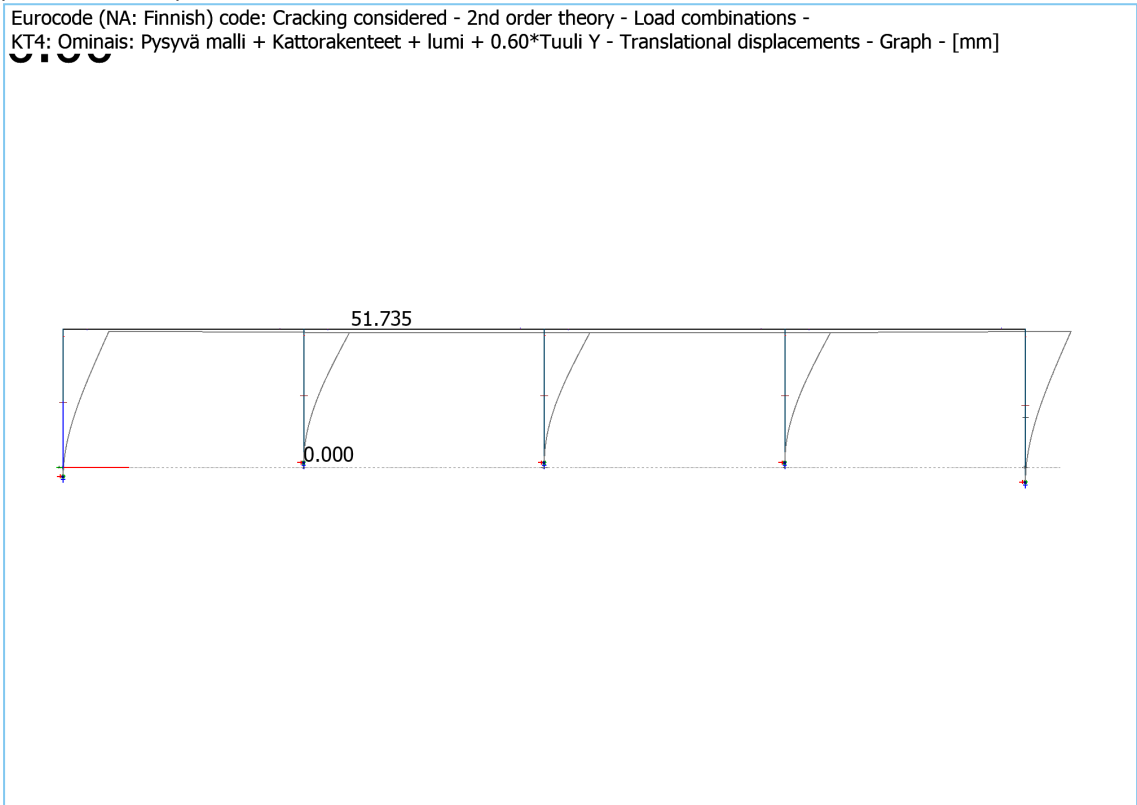
**Point support group, Reactions, Load comb.: KT3: 1.15 omapaino + 1.05 lumi + 1.5 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma (5 items)**

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
	m	m	m		kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm
S.1	0.000	0.000	-0.790	1	0.000	64.026	-1519.541	-612.316	0.000	0.000	1520.890	612.316
S.2	0.000	21.720	0.450	9	0.000	29.889	-2844.265	-672.561	0.000	0.000	2844.422	672.561
S.3	0.000	43.440	0.450	17	0.000	29.867	-2844.261	-672.071	0.000	0.000	2844.418	672.071
S.4	0.000	86.880	-1.290	33	0.000	109.762	-1526.194	-565.664	0.000	0.000	1530.135	565.664
S.5	0.000	65.160	0.450	25	0.000	29.693	-2844.260	-669.875	0.000	0.000	2844.415	669.875

Whole structure / Load combinations - KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph



Whole structure / Load combinations - KT4: Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational displacements - Grap

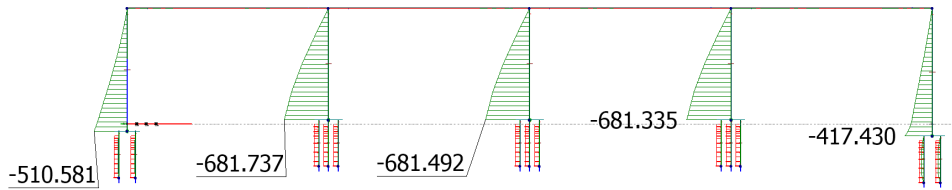




## Liite 15: YM F

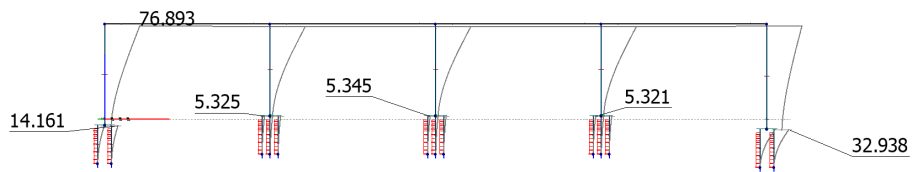
Whole structure / Load combinations - 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph

Eurocode (NA: Finnish) code: Cracking considered - 2nd order theory - Load combinations - 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph - [kNm]



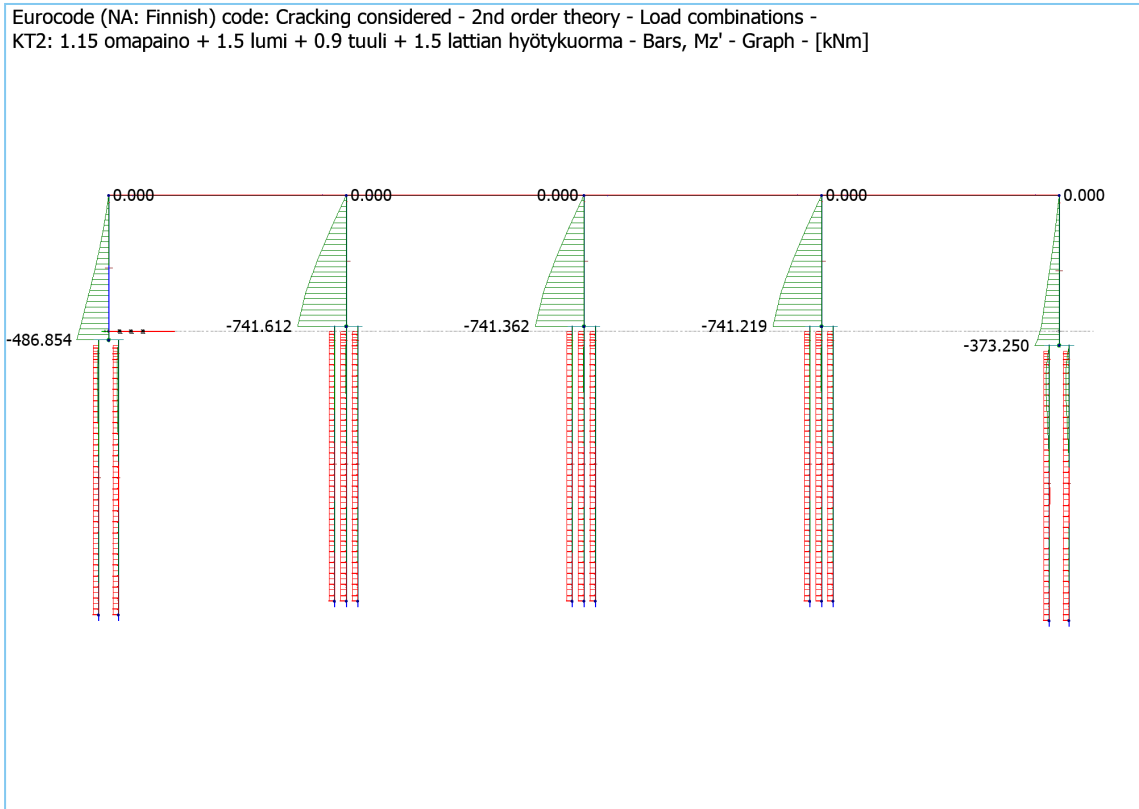
Whole structure / Load combinations - Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational displacements - Graph

Eurocode (NA: Finnish) code: Cracking considered - 2nd order theory - Load combinations - Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational displacements - Graph - [mm]

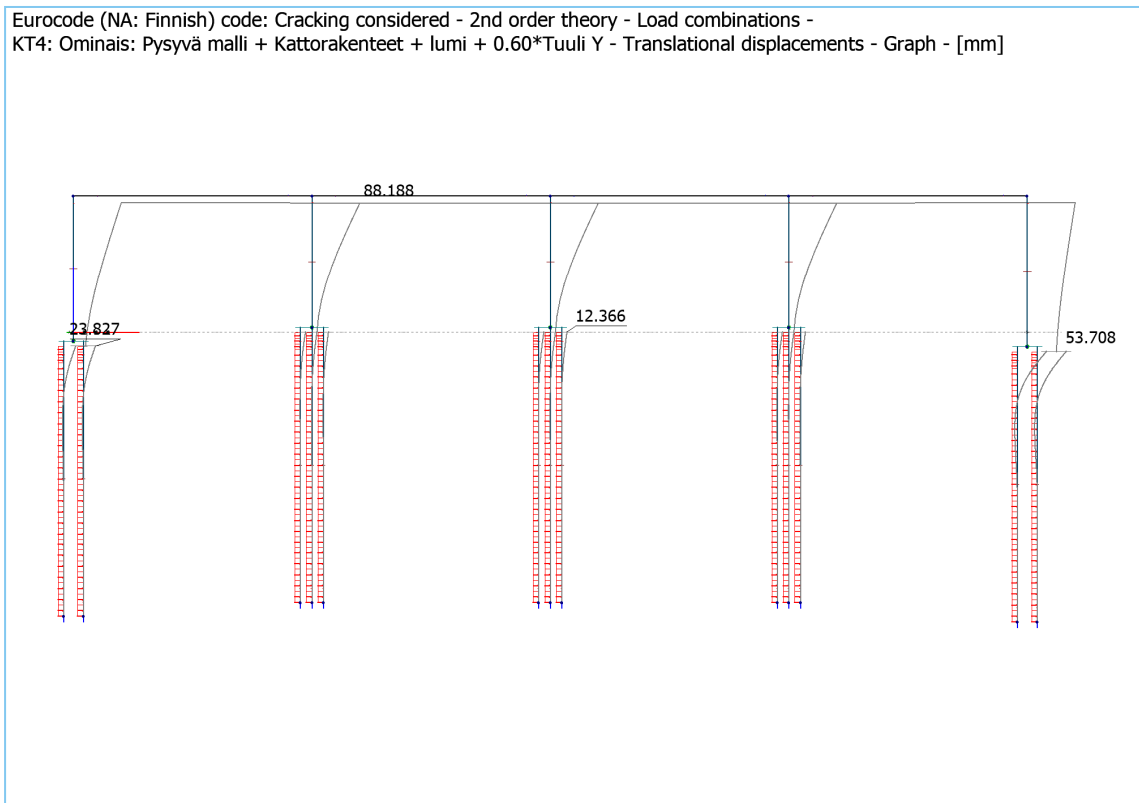


## Liite 16: YM G

Whole structure / Load combinations - KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma - Bars, Mz' - Graph

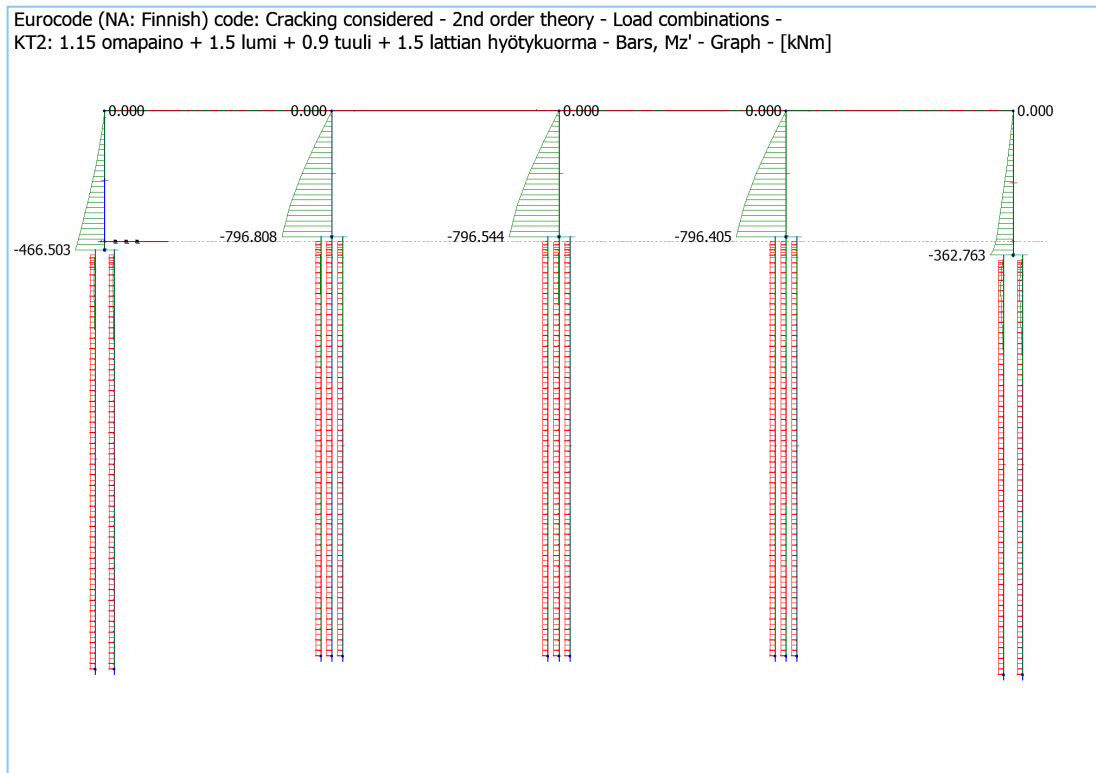


Whole structure / Load combinations - KT4: Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y - Translational displacements - Graph

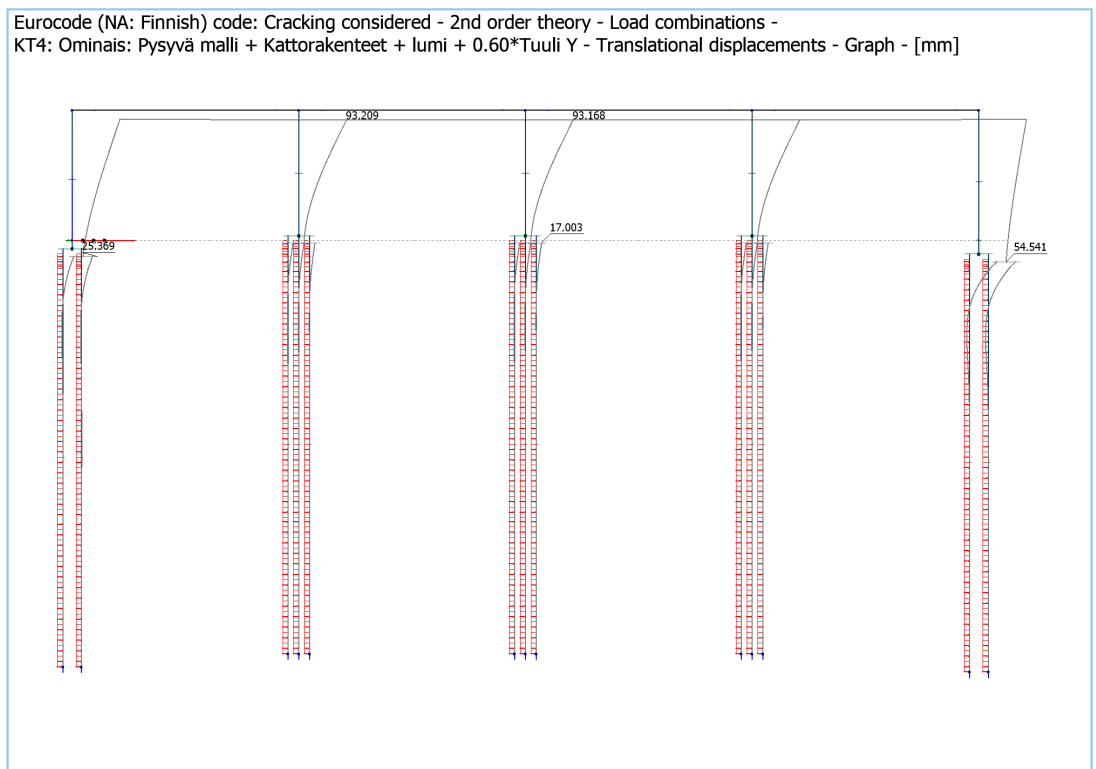


## Liite 17: YM H

Whole structure / Load combinations - KT2: 1.15 omapaino + 1.5 lumi + 0.9 tuuli + 1.5 lattian hyötykuorma  
- Bars, Mz' - Graph



Whole structure / Load combinations - KT4: Ominais: Pysyvä malli + Kattorakenteet + lumi + 0.60\*Tuuli Y -  
Translational displacements - Graph



Liite 18: Kehän kuormitukset

KEHÄN RAKENNEMALLI JA KUORMITUKSET:

