



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

NIINA HASSINEN
ANTURAPERUSTUKSEN JÄYKKYYDEN MÄÄRITYS RUNGON
FEM-LASKENTAA VARTEN

Diplomityö

Tarkastaja: Olli Kerokoski
Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen
tiedekuntaneuvoston kokouksessa
5. helmikuuta 2014

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

HASSINEN, NIINA: Anturaperustuksen jäykkyyden määrittäminen rungon FEM -laskentaa varten.

Diplomityö, 129 sivua, 36 liitesivua

Huhtikuu 2015

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: Yliopistonlehtori Olli Kerokoski

Avainsanat: Pilariantura, jäykkyys, alustaluku, jousivakio, kiertymä, painuma

Betonianturan ja teräspilarin liitos määritellään yleensä joko täysin jäykkänä tai nivelellä. Todellisuudessa jäykkä liitos joustaa kuitenkin hieman johtuen maaperän ja liitosten jäykkyydestä. Työssä tutkitaan maaperän, peruspulttiliitoksen ja anturan betoniosan osuutta anturaperustuksen kokonaisjäykkyyteen. Tavoitteena on pilarianturan alustaluvun ja jousivakioiden selvittäminen, jotta saataisiin selville sekä siirtymäjousen että kiertymäjousen arvot pilarien FEM -laskentaa varten. Toisaalta halutaan selvittää anturan eri osien jäykkyyden suhde kokonaisjäykkyyteen, jolloin saataisiin selville, kuinka merkittävässä osassa kyseinen osatekijä on jäykkyyden arvioinnissa. Alustava oletus jäykkyyden jakautumiselle on: 95 % maaperä, 5 % muut osat.

Työ on jaettu rakenteeltaan kolmeen varsinaiseen osaan. Ensimmäisessä osuudessa käsitellään maaperän jäykkyyttä alustaluvun ja painuman avulla. Maapohja on hyvin merkittävässä osuudessa työn edetessä. Betonianturaa käsittelevässä osiossa selvitetään anturan osuutta sen ominaisuuksien ja muodonmuutosten kautta. Lisäksi vertaillaan palkin ja laatan taipumanlaskentakaavoja. Viimeisessä peruspulttiliitosta koskevassa kappaleessa keskitytään eurokoodin mukaiseen kiertymäjäykkyyden mitoittamiseen. Kussakin osuudessa tarkastellaan rakenteen jäykkyyttä sekä kirjallisuuden pohjalta että laskennallisesti. Tämän jälkeen kehitettiin menetelmä osajäykkyyksien yhdistämiseksi.

Työn tuloksena voidaan todeta, että alkuolettaimus on suuruusluokaltaan oikea pystyjousen määrittämisessä. Pystyjousi koostuu pääasiassa maaperän painumasta, koska betonin osuus havaittiin merkityksettömäksi. Kiertymäjousen arvoon vaikutti merkittävästi maapohjan lisäksi myös peruspulttiliitos. Tässä tapauksessa alkuolettaimus ei pitänyt paikkaansa. Peruspulttiliitoksen osuus saattaa olla jopa puolet maaperän jäykkyydestä. Molemmissa tapauksissa maaparametrit vaikuttavat voimakkaasti jäykkyyden suuruuteen. Niiden tarkka määrittäminen on tämän tutkimuksen perusteella ensiarvoisen tärkeää.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

HASSINEN, NIINA: Determination of footing stiffness for FEM calculation of a frame structure.

Master of Science Thesis, 129 pages, 36 Appendix pages

April 2015

Major: Civil Engineering

Examiner: University lecturer Olli Kerokoski

Keywords: Column footing, stiffness, modulus of subgrade reaction, rotational spring, settlement

Connection between a spread foundation and a steel column is generally defined either as completely rigid or hinge. A rigid connection flex slightly due to the soil and the stiffness of the joints and reinforcement. The work is to find out how those parts affect to the stiffness of the whole foundation system. The aim of this thesis is to solve the modulus of subgrade reaction and the rotational spring of a spread footing for columns FEM calculation. The structure is separated to components and the stiffness ratio of various parts is defined to indicate structural behaviour. Initial presumption of the stiffness distribution was 95% of the soil, 5% other components

The work is divided structurally into three chapters. The first chapter contains calculation methods to approximate the stiffness of the soil. The calculus is based on the modulus of subgrade reaction and settlement. The ground is a very important part of the work progress. The second chapter explains behaviour of concrete footing under stress. Deformation and part properties are taken into account comparing separate methods of deflection under bending load. In addition, deflection calculations of beams and slabs are also compared. The last part consists foundation anchor bolt joints. European standard Eurocode 3 affords component method to solve stiffness coefficient of the joint. Each chapter contains both literary research and calculations. Method for combining stiffness of various components is represented in the end.

As a result of this research can be seen that initial presumption was appropriate considering vertical spring. The vertical spring nearly accurates the presumption but the rotational spring is highly dependent on the stiffness of anchor bolt joint. In this case initial presumption was discovered to be false. The base bolt connection portion may be up to half of the soil stiffness. In both cases, the soil parameters are heavily influenced by the stiffness of structure. The exact determination of soil parameters was found to be extremely significant.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Pöyry Finland Oy:lle. Työn tarkoituksena oli selvittää anturaperustuksen jäykkyyden muodostumista tutkimalla erikseen eri tekijöiden vaikutusta siihen.

Työn tarkastajina ja ohjaajina toimivat Olli Kerokoski Tampereen teknillisestä yliopistosta sekä Pietari Juntila ja Kaarle Koskela Pöyry Finland Oy:stä. Haluan esittää heille suuret kiitokset mielenkiintoisesta aiheesta, sekä kaikesta saamastani tuesta ja neuvoista. Kiitos myös Pentti Haimakaiselle, joka kiinnostui aiheestani antaen hyvää ja rakentavaa palautetta työn loppumetreillä. Kiitos myös kaikille työtovereilleni, jotka jaksoivat uskoa työni valmistumiseen ja kannustivat minua etenkin niinä päivinä, jolloin pohjarakenteet tuntuivat erityisen raskailta ja hankalilta. Tampereen teknilliseltä yliopistolta haluaisin vielä lisäksi kiittää Juho Mansikkamäkeä, joka sinnikkäästi jaksoi auttaa Plaxis -ohjelmien käytössä. Lopuksi esitän erityiskiitokset perheelleni ja aviomiehelleni Jarille osoittamastanne tuesta ja kärsivällisyydestä.

Nyt on vihdoinkin koittanut ”se kaunis päivä”. Päivä, jota olen odottanut hartaasti koko vuoden. Diplomityöni on kansitettu. Kiitos ja kumarrus.

Tampereella 20. huhtikuuta 2015

Niina Hassinen

SISÄLLYS

1	Johdanto	1
1.1	Tausta	1
1.2	Tavoitteet.....	1
1.3	Rajaukset	2
1.4	Tutkimuksen rakenne	3
2	Anturaperustuksen jäykkyys	5
2.1	Yleistä.....	5
2.2	Liitosluokitus eurokoodin mukaan.....	6
2.3	Liitoksen jäykkyyden määrittäminen	7
2.4	Jousivakioon vaikuttavat osatekijät.....	9
2.4.1	Maaperä.....	9
2.4.2	Antura.....	10
2.4.3	Peruspilari.....	12
2.4.4	Peruspultit.....	12
2.4.5	Pohjalevy.....	13
3	Maapohjan laskennallinen jäykkyys	14
3.1	Alustaluku pystysuunnassa.....	14
3.1.1	Alustaluvun laskennan kehittyminen	17
3.1.2	Yleisiä laskentamenetelmiä Suomessa.....	24
3.1.3	Tutkimustuloksia kirjallisuudesta	27
3.1.4	Taulukkoarvoja.....	28
3.1.5	Laskennan tuloksia.....	30
3.2	Alustaluku vaakasuunnassa.....	34
3.3	Jousivakio.....	37
3.3.1	Pystyjousi	37
3.3.2	Kiertymäjousi	37
3.4	Painuma	38
3.4.1	Määritelmä	38
3.4.2	Painumalajit ja laskenta.....	40
3.4.3	Eurokoodin ohjeistus painumien arvioimiseksi	46
3.4.4	Muita käsinlaskentamenetelmiä.....	47
3.4.5	Painuman määrittäminen FEM-ohjelmistoilla.....	49
3.4.6	Painuma-aika yhteys	51
3.4.7	Painuman raja-arvoja.....	56
3.4.8	Painumaerot jäykän ja taipuisan perustuksen välillä.....	57
3.4.9	Maan kerroksellisuuden vaikutus.....	58
3.5	Painumalaskennan tuloksia	59
3.5.1	Käsinlaskenta, konsolidaatiopainuma	59

	3.5.2	Sovellettu kimmomenetelmä eurokoodi 7 mukaisesti	63
	3.5.3	Muut käsinlaskentamenetelmät	64
	3.5.4	GeoCalc	64
	3.5.5	Plaxis 2D	67
	3.5.6	Plaxis 3D	70
	3.6	Yhteenveto maaperän jäykkyydestä	72
4		Betonianturan jäykkyys	73
	4.1	Betonin ominaisuudet	73
	4.1.1	Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys	73
	4.1.2	Betonin muodonmuutostyypit	75
	4.2	Muodonmuutokset laskennallisesti	77
	4.2.1	Kutistuma	77
	4.2.2	Viruma	79
	4.2.3	Betonin kokonaismuodonmuutos murtojännityksen arvoilla	83
	4.3	Taipuma	84
	4.3.1	Taipumaan vaikuttavat tekijät	84
	4.3.2	Poikkileikkauksen taipuma	87
	4.3.3	Kimmoisalla alustalla oleva palkki	88
	4.3.4	Kimmoisalla alustalla oleva laatta	93
	4.3.5	Halkeilun vaikutus jäykkyyteen	94
	4.3.6	Poikkileikkauksen kaarevuus	97
	4.3.7	Tuloksia	98
5		Peruspulttiliitoksen jäykkyys	102
	5.1	Jäykkyyden muodostuminen	102
	5.2	Komponenttimenetelmän käyttö	102
	5.3	Peruspultit ja aluslevy	103
	5.3.1	Pulttien esittäminen laskentamallissa jousena	103
	5.3.2	Valittu peruspulttityyppi	104
	5.3.3	Taivutetun levyn jäykkyys	106
	5.3.4	Levyn myötömekanismit	107
	5.3.5	Puristetun osan teholliset mitat	108
	5.4	Levyn, pulttien ja betonin yhteistoiminta	110
	5.4.1	Jäykkyyden muodostuminen	110
	5.4.2	Kiertymisjäykkyys	111
	5.4.3	Murtumismuodot	114
	5.4.4	Tuloksia	115
6		Kokonaisjäykkyyden muodostuminen	117
	6.1	Osajäykkyyksien yhdistäminen	117
	6.2	Osatekijöiden prosentuaaliset osuudet kokonaisjäykkyydestä	118
	6.3	Riittävän varmuuden huomioiminen jousivakioissa	118
7		Vertailulaskelmat	120
8		Johtopäätökset	121

9	Jatkotutkimusehdotukset.....	123
	Lähteet	124
	Liitteet	
	Liite 1	
	Liite 2	
	Liite 3	
	Liite 4	
	Liite 5	
	Liite 6	
	Liite 7	
	Liite 8	
	Liite 9	
	Liite 10	
	Liite 11	

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

Suotovirtaus	Pohjaveden hidasta virtausta huokoisessa väliaineessa kuten maaperässä tai rakoilleessa kalliassa.
Darcyn laki	Kuvaa pohjaveden virtausta maaperässä osoittaen virtaaman olevan suoraa verrannollinen hiekkakerroksen poikki-pinta-alaan ja hydrauliseen gradienttiin.
Normaalikonsolidoitunut	Maakerros, jota ei ole kuormittanut suurempi kuorma kuin sen päällä olevat maakerrokset.
Ylikonsolidoitunut	Maakerros, jota on kuormittanut suurempi kuorma kuin sen päällä olevat maakerrokset.
Jäännösmuodonmuutos	Muodonmuutos, joka on vielä tapahtumassa.
Konsolidaatioaste	Kuinka suuri osa tulevasta painumasta on tapahtunut jollain ajan hetkellä.
Mohr-Coulomb materiaalimalli (M-C)	Idealisesti kimmoplastinen materiaalimalli, joka huomioi hydrostaattisen jännityksen. Materiaali oletetaan isotrooppiseksi ja käytös on lineaarisesti kimmoista murtoon saakka.
Poissonin luku	Kuvaa materiaalin kokoonpuristuvuutta. Teoreettinen maksimiarvo on 0,5, jolloin materiaali on täysin kokoonpuristumatonta. Arvo maalajeilla on yleensä 0,3-0,4.
Jännitys jakauma	Jännitysten suuruuden vaihtelu.
Jäykkyys	Kestävyys muodonmuutoksia vastaan.
Hystereesi	Järjestelmän ominaisuus, joka estää systeemiä palaamasta alkuperäiseen tilaan.
Hystereesisilmukka	Hystereesistä aiheutuva jännitys-muodonmuutoskäyrän silmukkamainen muoto, joka johtuu pysyvien muodonmuutosten syntymisestä ja betonin lujittumisesta kuormituksen aikana.
CEM-tyyppi N	Lujuusluokkien CEM 32,5 R, CEM 42,5 N sementit.
FEM	Finite-element-method. Suomennettuna elementtimenetelmä.
Rakennejärjestelmän jäykkyyden vertailu	Perustusten, rakennusrungon ja jäykistysseinien kokonaisjäykkyyttä verrataan maapohjan jäykkyyteen jäykkyyssuhteen avulla.
T-osa	Pilarin laippojen ja uuman alapuolinen alue. ks. kuva (Kuva 78)
Vertikaalinen	Pystysuuntainen.
Horisontaalinen	Vaakasuuntainen.

a-mitta	Pienahitsissä hitsin poikkileikkaukseen piirretyn suurimman tasakylkisen kolmion korkeus. Käytetään yleensä vähimmäismittana.
EC2	Eurokoodi 2, jolla tarkoitetaan betonirakenteiden eurokoodia SFS-EN 1992
EC3	Eurokoodi 3, jolla tarkoitetaan teräsrakenteiden eurokoodia SFS-EN 1993
EC7	Eurokoodi 7, jolla tarkoitetaan pohjarakenteiden eurokoodia eli geoteknistä suunnittelua SFS-EN 1997
Vipuvaikutus	Kuormitustilanteessa levyn reunat alkavat ottaa kiinni betoniin tai alusvaluun, jolloin rakenteen rasitukset muuttuvat
Hiuesavi	Hiedan, hiesun ja saven muodostama maalaji
Geostaattinen jännitys	Maan omasta painosta aiheutuva jännitys
Postglasiaalinen savi	Hienorakeinen kerrostuma
Vedenjohtavuus	Vedenläpäisevyys [m/s], joka kuvaa nesteen virtausvastusta huokoisessa väliaineessa. Määritetään usein laboratoriossa.
Huokoisuus	Huokostilan ja huokoisen aineen koko tilavuuden suhde, joka esitetään yleensä prosentteina [%]

KÄYTETYT MERKINNÄT

A	kuormituspinta-ala
A_c	betonin poikkileikkausala
A_{s1}	taivutetun teräspoikkileikkauksen vedetyn alueen pinta-ala
A_{s2}	taivutetun teräspoikkileikkauksen puristetun alueen pinta-ala
$A_{s,b}$	peruspultin jännityspoikkipinta-ala kierteiden kohdalta
a	välimatka kuormituksen alkamispisteestä palkin päähän
a_c	hitsin a-mitta
a_p	momenttivarsi
B	anturan leveys
B'	anturan merkityksettömämpi sivumitta
B_1	levykuormituskokeessa käytetyn suorakulmaisen alustan sivumitta
B_B	anturan merkityksettömämmästä sivumitasta riippuva muuttuja
b	tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys.
b_p	pohjalevyn leveys
b_{eff}	tehollinen leveys
C_α	sekundääripainuman aikakerroin (määrittäminen pitkäaikaisella ödometrikokeella)
c	koheesio
c_1	muuttuja, ks. kaava 107
c_t	kerroin kokoonpuristuvan kerroksen paksuudelle
c_v	konsolidaatiokerroin pystysuunnassa
c_q	tasaisen kuormituksen reunapisteen etäisyyttä palkin keskipisteestä
D	perustussyvyys
D_x	jäykkyysluku
D_w	poistuvan veden kulkema virtausmatka maakerroksessa
d	peruspilarin (paalun) ulkohalkaisija
d_1	poikkileikkauksen tehollinen korkeus eli vetoraudoituksen painopisteen etäisyys vedetystä reunasta
d_2	puristusraudoituksen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta
$d_{b,nimellinen}$	ruuvin nimellishalkaisija
El_f	perustuksen taivutusjäykkyys
$(El_f)_I$	halkeilemattoman perustuksen taivutusjäykkyys

$(EI_f)_{II}$	halkeilleen perustuksen taivutusjäykkyys
$(EI_f)_{Ef}$	halkeilleen poikkileikkauksen tehollinen jäykkyys
EI_c	pilarin jäykkyys
E_c	betonin kimmomoduuli
E_{cm}	betonin sekanttimoduuli
E_d	maapohjan muodonmuutosmoduuli, määrittäminen levykuormituskokeella
E_m	perusmaan kimmokerroin
E_s	teräksen kimmokerroin
$E_{s,maa}$	maan kimmokerroin
E_t	betonin tangenttimoduuli
e	epäkeskisyys, momentin ja normaalivoiman suhde
e_1	pohjalevyn myötömitan laskemiseen tarvittava muuttuja
e_k	muuttuja, joka on riippuvainen momenttivarresta ja jäykkyystekijöistä
e_x	pohjalevyn myötömitan laskemiseen tarvittava muuttuja
F	rakenneosaan kohdistuva pystysuuntainen pistemäinen voima
$F_{p.Rd}$	pohjalevyn myötöraja, mitoitusarvo
$F_{pu.Rd}$	pohjalevyn murtoraja, mitoitusarvo
$F_{t.Rd}$	murtoraja, mitoitusarvo
$F_{y.Rd}$	myötöraja, mitoitusarvo
f_{ck}	betonin puristuslujuus, ominaisarvo
H	kokoonpuristuvan maa-ainekerroksen paksuus
h	kerrospaksuus
h_c	betonilaatan paksuus
h_0	betonipoikkileikkauksen muunnettu paksuus
h_m	valittu tarkastelusyvyys perusmaan osalta
I	anturan neliömomenti
I_I	neliömomentin arvo halkeilemattomalla suorakaidepoikkileikkauksella
I_{II}	neliömomentin arvo halkeilleella suorakaidepoikkileikkauksella
I_p	muotokerroin
i_s	perustuksen muotokerroin
K	liitoksen jäykkyys 2D mallissa
K_1	anturan mitoista riippuva muuttuja
K_2	anturan mitoista riippuva muuttuja
k	konsolidaatioasteen eksponentti
k_0	vedenläpäisevyyskerroimen alkuarvo

k_1	0,3m*0,3m kokoisen kantavan laatan tai muun kokoisen kuormituslevyn alustaluvun arvo.
k_{13}	puristetun betonin jäykkyys
k_{15}	pohjalevyn taivutus vedetyllä puolella
k_{16}	peruspulttien jäykkyys
k_b	peruspulttien jousivakio, jäykkyys
$k_{C.1}$	Liitoksen vasemmanpuoleisen osan jäykkyystekijä puristuksessa
$k_{C.r}$	Liitoksen oikeanpuoleisen osan jäykkyystekijä puristuksessa
k_{ch}	muuttuja, joka riippuu muunnetusta paksuudesta
k_h	vaakajousen jousivakio (x-suunta)
k_p	pohjalevyn jousivakio
k_s	alustaluku
k_{sf}	alustaluku perustukselle savimaalla Terzaghin mukaan
k_{sh}	muunnetusta paksuudesta riippuva arvo
$k_{T.1}$	liitoksen vasemmanpuoleisen osan jäykkyystekijä vedossa
$k_{T.r}$	liitoksen oikeanpuoleisen osan jäykkyystekijä vedossa
k_v	pystyjousen jousivakio (y-suunta)
k_w	maan vedenläpäisevyyskerroin
k_φ	liitoksen kiertymisjäykkyys
L	anturan pituus
L'	anturan määräävä sivumitta
L_b	peruspulttien venymäpituus
L_{be}	valun sisällä oleva peruspultin tehokas pituus, venymäpituuden osa
L_{bf}	valun yläpuolella oleva peruspultin vapaa pituus, venymäpituuden osa
$L_{b.kok}$	peruspultin kokonaispituus
L_c	pilarin kerroskorkeus
L_{pp}	peruspilarin pituus
l_{eff}	tehollinen pituus
M	kokoonpuristuvuusmoduuli (ödometrimoduuli)
M_0	pistemomentti
M_A	taivutusmomentti tuella, ks. liite 6
M_x	x-suuntainen taivutusmomentti
M_y	y-suuntainen taivutusmomentti
M_{Ed}	kuormituksen aiheuttama taivutusmomentti, mitoitusarvo
M_{Rd}	taivutusmomenttikestävyys, mitoitusarvo
$M_{d.max}$	kuormitushistorian suurin taivutusmomentti
M_r	halkeamamomentti (halkeamiskestävyys)

m	moduuliluku
m_1	pohjalevyn myötömitan laskemiseen tarvittava muuttuja ks. kuva 75
m_x	pohjalevyn myötömitan laskemiseen tarvittava muuttuja ks. kuva 75
m_ζ	potenssi jakaumakertoimen laskennassa. Eurokoodin mukaan laskettaessa $m_\zeta=2$
N	painotettu kairausvastus
N_1	kairausvastus syvyydellä 0-0,75B
N_2	kairausvastus syvyydellä 0,75B-1,5B
N_3	kairausvastus syvyydellä 1,5B-2,0B
N_{Ed}	normaalivoima, mitoitusarvo
N_{Rd}	normaalivoimakestävyys, mitoitusarvo
n	saven tyypistä johtuva kerron
n_h	alustalukukerroin [kN/m^3]
$q(x, y)$	pohjapaine
R_A	reunan pystysuuntainen tukireaktio
r_{cs}	kutistumisen aiheuttama kaarevuus
S	kokonaispainuma
$S(t)$	tietyllä ajan hetkellä tapahtunut konsolidaatiopainuma
S_i	raudoituksen staattinen momentti poikkileikkauksen painopisteen suhteen
$S_{j.ini}$	kiertymisjäykkyyden alkuarvo
S_p	primäärinen konsolidaatiopainuma
S_0	geostaattista jännitystä vastaava painuma
S_i	alkupainuma
S_p	konsolidaatiopainuma
S_s	viruma eli sekundääripainuma hetkellä $t \geq t_{\text{primaari}}$
S_τ	leikkausjännitysten aiheuttamaan painuma
t	aika tarkasteluhetkellä
t_1	T-osan laipan paksuus
$t_{\text{aluslaatta}}$	aluslaatan korkeus
t_{mutteri}	mutterin korkeus
t_p	pohjalevyn paksuus
t_{primaari}	primaaripainumaan kuluva aika
t_s	betonin ikä kuivumiskutistumisen alkuhetkellä (vrk)
t_{valu}	jälkivalun korkeus
u	huokosveden ylipaine syvyydellä z ajan hetkellä t
u_c	sen piirin yhteenlaskettu pituus, jossa kuivumista voi tapahtua
u_e	huokosveden ylipaine hetkellä e

U	konsolidaatioaste
$w(x, y)$	tarkasteltavan pisteen painuma
X_I	halkeilemattoman poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus
X_{II}	halkeilleen poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus
y	painuma kuormituksesta
$y_{c.N}$	taipuman korkeus pistekuorman vaikutuksesta palkin keskelle
$y_{c.q}$	taipuman korkeus tasaisesta kuormasta
y_N	äärettömän laatan painuma winkler –alustalla
z	peruspilarin (paalun) syvyys maanpinnasta
$z_{c.1}$	momenttivarren osa
$z_{c.r}$	momenttivarren osa
$z_{T.1}$	momenttivarren osa
$z_{T.r}$	momenttivarren osa
α	pohjalevyn myötömitan laskemiseen tarvittava muuttuja
α_1	kerroin, jossa otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus
α_2	kerroin, jossa otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus
α_3	kerroin, jossa otetaan huomioon betonin lujuuden vaikutus
α_e	betonin ja teräksen kimmokerrointen suhde
α_{paalu}	muuttuja, joka on arvoltaan 0,75 (Terzaghi) tai 1,0 (Poulos)
α_w	muodonmuutosekspONENTTI
β	jännitysekspONENTTI
$\beta_{as}(t)$	sisäisen kutistuman laskentaan tarvittava tarkasteluajankohdasta riippuva muuttuja
$\beta_c(t, t_0)$	kerroin, joka kuvaa kuormittamisen jälkeistä virumisen kehitystä
$\beta_c(f_{cm})$	kerroin, jolla kuvataan betonin lujuuden vaikutusta
$\beta_c(t_0)$	kerroin, jolla otetaan huomioon kuormittamisen alkamisajankohta
$\beta_{as}(t, t_s)$	muuttuja, jonka arvo riippuu betonin iästä sekä kuivumiskutistuman alkamishetkellä että tarkasteluhetkellä ja muunnetusta paksuudesta
β_H	suhteellisesta kosteudesta (RH%) ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin
β_{paalu}	muuttuja, jonka arvo riippuu Poissonin vakiosta kaavan (26) mukaisesti
β_v	muuttuja, joka vaikuttaa oikean laskentamallin valintaan
β_ζ	kerroin, joka kuvaa kuormituksen keston ja toistuvuuden vaikutusta keskimääräiseen venymään
γ	tilavuuspaino

γ_{sat}	tilavuuspaino pohjaveden alapuolella, käytetään myös merkintää γ'
γ_w	veden tilavuuspaino (10kN/m ³)
$\Delta\sigma$	kokonaispystyjännitysliisäys syvyydellä z
$\Delta\sigma'$	tehokkaiden jännitysten lisäys syvyydellä z
δ_b	liitoksen siirtymä
ε	kokoonpuristuma, venymä
ε_1	pääjännityksen aiheuttama puristuma σ_1 -suunnassa
ε_3	pääjännityksen aiheuttama puristuma jännitystä vastaan kohtisuorassa suunnassa
ε_{c1}	muodonmuutos jännityksen huippuarvon kohdalla
ε_{ca}	sisäinen kutistuma
ε_{cs}	kokonaiskutistuma
$\varepsilon_{cs.0}$	nimellisen kuivumiskutistuman arvo (%), taulukko 19
ε_{cd}	kuivumiskutistuma
$\varepsilon_{cd.0}$	nimellinen kuivumiskutistuman arvo, joka riippuu suhteellisesta kosteudesta ja betonin lujuusluokasta
ε_p	maan lopullinen konsolidaatiopainuma
ε_t	maan muodonmuutos ajan hetkellä t
ε^e	maan muodonmuutos kimmoisella alueella
ε^p	maan muodonmuutos plastisella alueella
$\bar{\varepsilon}$	Jäännösmuodonmuutos
$\bar{\lambda}_0$	pilarin hoikkuus, kun oletuksena on nivel molemmissa päissä
μ	kiertymäjäykkyys
μ_0	kerroin, joka riippuu perustuksen muodosta ja perustamis- syvyydestä
μ_1	kerroin, jonka suuruus riippuu painuvan maakerroksen pak- suudesta ja perustuksen muodosta
μ_{maa}	dimensiottoman maan massa yksikköpituutta kohden
ν_m	perusmaan poissonin luku
ν_s	Poissonin luku
ζ	halkeiluaste
ρ_1	vetoraidoitussuhde
ρ_2	puristusraidoitussuhde
σ'	tehokas pystyjännitys
σ_0	maan omasta painosta aiheutuva geostaattinen jännitys
σ_a	vertailujännitys 100kN/m ²
$\sigma_{s.max}$	vetoraidoituksen jännitys halkeilleella poikkileikkauksella
σ_{sr}	vetoraidoituksen jännitys halkeilleella poikkileikkauksella ensimmäisen halkeaman muodostuessa

σ_{z0}	kerroksellisen maan omasta painosta aiheutuva geostaattinen jännitys
φ	kiertymä
φ_0	nimellinen virumaluku
φ_{RH}	kerroin, jolla kuvataan suhteellisen kosteuden vaikutusta
φ_c	betonin virumaluku
ϕ	maan kitkakulma
ψ	maan dilataatiokulma
ω_z	yksikötön muuttuja, joka riippuu anturan mitoista
ω_φ	yksikötön muuttuja, joka riippuu anturan mitoista, ks. taulukko 13
∇^2	Laplacen operaattori

1 JOHDANTO

1.1 Tausta

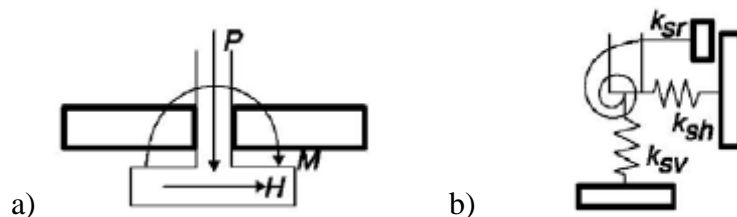
Tutkimus sai alkunsa putkisiltasuunnittelusta. Havaittiin, että mastopilareiden anturaperustuksille välittyvä momenttirasitus kasvoi huomattavan suureksi lämpöliikkeistä ja putkikuormista johtuen. Tällöin heräsi ajatus diplomityöstä, jossa määritettäisiin anturaperustusten jäykkyys. Tarkoituksena olisi saada selville anturaperustuksen jousivakiot, kun perustus mallinnetaan jäykkänä. Alussa arvioitiin, että joustavuudesta 95 % aiheutuu maaperän ominaisuuksista ja loput 5 % muista elementeistä.

1.2 Tavoitteet

Tutkimuksen tavoitteena on mastopilarianturan jäykkyyden selvittäminen alustaluvun ja jousivakioiden avulla sekä vastata kysymykseen: ”Voidaanko anturan yläpinnan vastaanottamia rasituksia pienentää anturaperustuksen joustavuuden vuoksi?”

Tarkoitus on määrittellä, kuinka paljon jäykäksi määritelty peruspulttiliitos joustaa, kun otetaan huomioon myös maaperä ja betoniantura. Toisin sanoen tutkimuksessa selvitetään laskennallisesti solmupisteen siirtymäjousen [kN/m] arvo z-suunnassa ja kiertymäjousen [kNm/°] arvo vaakasuunnassa. Tavoitteena on määrittellä jousiarvojen laskenta siten, että jousivakioiden arvot voitaisiin hyödyntää suoraan sauvarakenteiden FEM – laskentamallissa. Tällöin yläpuoliselle rakenteelle aiheutuvat pakkovoimat pienenisivät.

Toisaalta halutaan selvittää anturan eri osien jäykkyyden suhde perustuksen kokonaisjäykkyyteen, jolloin saataisiin selville, kuinka merkittävässä roolissa kyseinen osatekijä on jäykkyyden arvioinnissa. Kuvan 1 kohdassa a) on esitetty pilarianturalle välittyvät kuormitukset ja kohdassa b) niiden aiheuttamat tukireaktiot pilarin alapäähän.



Kuva 1 a) Anturaperustukselle välittyvät kuormitukset sekä b) pilarin alapään tukireaktion esittäminen jousina, kun liitos ei ole täysin jäykkä [7 s.4-8].

On huomioitava, että pilariliitos ei ole täysin jäykkä, mikäli liitosta kuvataan jousiarvoilla jäykän tuen sijaan. [7 s.4-8]

1.3 Rajaukset

Tutkimuksessa rajoitetaan tutkimaan anturaperustuksen jäykkyyttä maapohjan, betonin ja peruspulttiliitoksen osalta. Tarkastelun kohteena on maanvarainen antura ja laskennassa rajoitetaan pääosin kitkamaihin. Lisäksi tutkitaan karkeasti myös yksi koheesiomaata sisältävä maarakenne, joka sisältää kuivakuorisavea, karkeaa löyhää silttiä, pohjamoreenia sekä kovan kalliopohjan. Tarkastelun rajaaminen johtuu siitä, ettei maanvaraista rakennetta kannata perustaa hienorakeiselle ja pehmeälle alustalle. Näissä tilanteissa käytetään paaluperustusta, jota ei tarkastella tässä tutkimuksessa. Maalajien suhteen rajoitetaan maavaihtoehdot karkeasti viiteen eri tapaukseen, jotka on esitelty taulukossa 1.

Taulukko 1 Tutkittavat maakerrokset.

Maakerrokset	
1.	Kuivakuorisavi Karkea siltti, löyhä Pohjamoreeni Kallio
2.	Kitkamaa, erittäin löyhä
3.	Kitkamaa, löyhä
4.	Kitkamaa, keskitiivis
5.	Kitkamaa, tiivis

Kerroksellisuus otetaan huomioon vain yhdessä koheesiomaita koskevassa laskenta-tapauksessa. Koska perustussyvyyden ohjeistetaan kansallisesti olevan vähintään 0,5 m viereisestä maanpinnasta mitattuna [40], valitaan anturan alapinnan korkeusasemaksi maanpinnan suhteen ensin 3 arvoa: 0,5 m, 1,0 m ja 1,5 m. Pohjaveden pinnan oletetaan olevan anturan alapinnan tasolla. Alkupainuman laskenta ohitetaan, koska se tapahtuu yleensä jo rakennusaikana, eikä sitä voida välttämättä erottaa konsolidaatiopainumasta. Viruma ja leikkausjännitysten aiheuttama painuma ovat taas merkityksellisempiä, joten niitäkään ei lasketa.

Tarkasteltavat neliöanturat ovat leveydeltään yhdestä metristä kolmeen metriin. Pääosin laskennassa käytetään 2 m x 2 m anturaa. Alustaluku valitaan vakioksi koko anturan leveyden alueella. Laskennassa on huomioitava, ettei alusta toimi vedolle, ja vedon syntyminen on eliminoitava laskentapohjasta. Koska anturaperustukset ovat rakennepaksuutensa takia useimmiten jäykkiä, tarkastellaan niiden käyttäytymistä jäykkänä laattana. Betonin lujuusluokka on C25/30 betonia ja rasiusluokka XC2.

Tässä työssä ei laskentaosuudessa oteta huomioon kutistuman vaikutusta, sillä anturat ovat lähes koko ajan ympäristössä, jossa suhteellinen kosteus lähentelee 100 prosenttia. Kyseinen suhteellisen kosteuden arvo voidaan pitää mahdollisena sillä oletuksella, että pohjaveden taso yltää lähes anturoiden tasolle. Kuivumiskutistumaa ei näin ollen ole ja sisäisen kutistuman arvo jää niin pieneksi, ettei sen huomiointi ole järkevää. Ku-

tistuma käsitellään työssä kuitenkin karkeasti, sillä se liittyy oleellisesti betonin muodonmuutosominaisuuksiin. Halkeamien vaikutus taipumaan käsitellään kirjallisuustutkimuksessa, mutta lopullisissa laskelmissa ne jätetään ottamatta huomioon. Tehollisen jäykkyyden käyttäminen voi johtaa liian pieneen jousiarvoon. Halkeamien vaikutus on testattu kappaleessa **Virhe. Viitteen lähdettä ei löytynyt.** esitetystä käytännön sovelluslaskelmassa.

Peruspulttiliitoksen osalta tarkastellaan ainoastaan symmetristä liitosta. Tarkasteltavat peruspultit on valittu Peikon valikoimista. Työssä tarkastellaan HPM ja PPM pultteja. Pulttien sijainnit valitaan tapauskohtaisesti. Arvot esitetään tarkemmin kappaleesta 5. Oletuksena on että liitos on ensin mitoitettu oikein ja riittävälle varmuudelle. Työssä ei tarkastella eikä oteta kantaa liitoksen kestävyyskykyyn. Myötäämistä ei sallita tässä työssä.

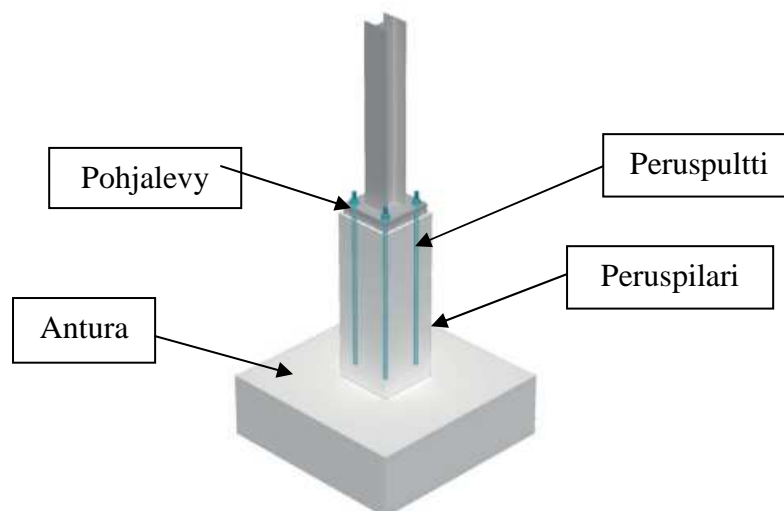
Perustukselle tulevat kuormitukset on rajattu normaalivoimaan, leikkausvoimaan ja taivutusmomenttiin. Vaakavoima on otettu huomioon peruspilarin vaakajousessa ja anturalle aiheutuvassa taivutusmomentissa. Vääntö on rajattu tarkasteluista kokonaan pois. Laskennassa on oletettu kuormitusten vaikuttavan yhtäjaksoisesti eikä esimerkiksi kuormien dynaamisuutta ole huomioitu. Toistuvien kuormitusten vaikutus käsitellään kirjallisuustutkimuksessa lämpökuormista aiheutuvien kuormien suunnan vaihtelun takia.

1.4 Tutkimuksen rakenne

Tutkimusongelman ratkaisua lähestytään työssä vähitellen, yksi osatekijä kerrallaan. Jäykkyyden muodostuminen ja määrittäminen on jaettu kolmen eri pääotsikon alle:

- rakennuspohja
- anturan betoniosa ja
- peruspulttiliitos.

Kuvassa 2 on esitetty tarkasteltava pilarianturaperustus.



Kuva 2 Pilarianturaperustus [72 s.5].

Jäykkyyden tarkastelu etenee alhaalta ylöspäin. Ensimmäisenä kohteena on maapohja, jonka tutkiminen perinteisillä käsinlaskentamenetelmillä on melko epätarkkaa maan kerroksellisuuden ja epätasaisen koostumuksen takia. Geoteknisen osan jälkeen siirrytään käsittelemään betonirakennetta ja sen käyttäytymistä ajan kuluessa kuormituksen alaisena. Anturan tuenta määritetään pystysuunnassa jousien avulla, jotta tuloksista saataisiin luotettavimmat. Alapuolinen tuenta vaikeuttaa laskentaa verrattuna tilanteeseen, jossa rakenne on tuettu ainoastaan päistä. Tässä tilanteessa on oleellista tarkastella, voidaanko palkin laskentaan tarkoitettuja kaavoja käyttää suoraan tai soveltaa käytettäväksi anturaperustuksen laskentaan.

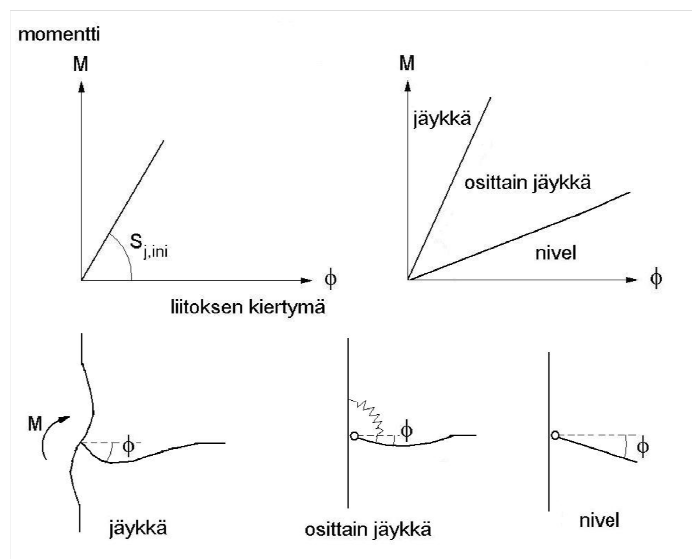
Viimeisenä keskitytään tarkastelemaan perustusliitoksen teräsosia eli pilarin pohja-levyä ja peruspultteja. Jäykkyyden määrittämiseen käytetään perinteistä eurokoodin EN 1993-1-8 [39] mukaista komponenttimenetelmää, jonka avulla on mahdollista määrittää suoraan liitoksen jousiarvo.

2 ANTURAPERUSTUKSEN JÄYKKYYS

2.1 Yleistä

Liitokset voidaan jakaa kolmeen ryhmään jäykkyytensä mukaan: jäykkä, osittain jäykkä ja nivelellinen liitos [39 s.54]. Yleensä suunnittelussa rajataan käsittely koskemaan ainoastaan joko täysin jäykkiä tai nivelellisiä liitoksia. Täysin jäykkiä liitoksia on todellisuudessa kuitenkin hyvin vaikea löytää. Laskenta monimutkaistuu huomattavasti otettaessa huomioon liitoksen jousto. Työssä selvitetään, saadaanko jouston huomioimisella merkittävää etua betonianturan mitoittamiseen.

Kiertymäjäykkyys määritellään momentin ja kiertymän suhteena. Siirtymäjäykkyys esitetään vastaavasti voiman ja siirtymän suhteen (ks. luku 3.3). Kuvassa 3 on havainnollistettu liitoksen jäykkyyttä ja esitystapaa. Vasemmassa yläkulmassa on esitetty kiertymisjäykkyyden alkuarvo $S_{j,ini}$, joka vastaa momentti-kiertymäyhteyden kimmoisan osan kaltevuuden arvoa [39 s.65]. Oikeassa yläkulmassa oleva kuvaaja havainnollistaa liitoksen jäykkyyden määrittymistä momentti-kiertymäsuhteen avulla. Kuvan 3 alimmaisessa rivissä olevat liitokset havainnollistavat jäykkyyden merkitsemistä. Jäykkä liitos määritellään siten, että sen kaikkien osien kiertymät momentin M vaikutuksesta ovat samansuuruiset. Kuvassa tätä kiertymän arvoa merkitään muuttujalla ϕ . Keskimäinen kuva, jossa on esitettynä osittain jäykkä tilanne, on hieman harhaanjohtava. Mikäli liitoksella on edes vähän jäykkyyttä, kiertyy myös rakenneosia, johon liitos on kiinnitetty. Tässä tapauksessa kyseinen kiertyvä osa on pystysauva, kuten jäykän liitoksen tapauksessakin. Kiertymä vain ei ole yhtä suuri. [23, Liitokset s.1]



Kuva 3 Liitoksen jäykkyyden määrittäminen [23, Liitokset s.1, kuva 7.1].

Anturaperustuksen jäykkyyttä määritettäessä on tavallista valita joko täysin jäykkä tai nivelellinen liitos. Tällöin sekä mallinnus että laskeminen ovat yksinkertaisempia, eikä hankalia jousiarvoja tarvitse määrittää. Jäykkyyden laskentaan voidaan käyttää erilaisia FEM-ohjelmia sekä muun muassa komponenttimenetelmää.

Liitoksen jäykkyys 2D-mallissa muodostuu kolmesta tekijästä k_v , k_h ja k_φ , jotka voidaan esittää jäykkyydsmatriisina [16 s.74]:

$$K = \begin{bmatrix} k_v & 0 & 0 \\ 0 & k_h & 0 \\ 0 & 0 & k_\varphi \end{bmatrix}, \quad (I)$$

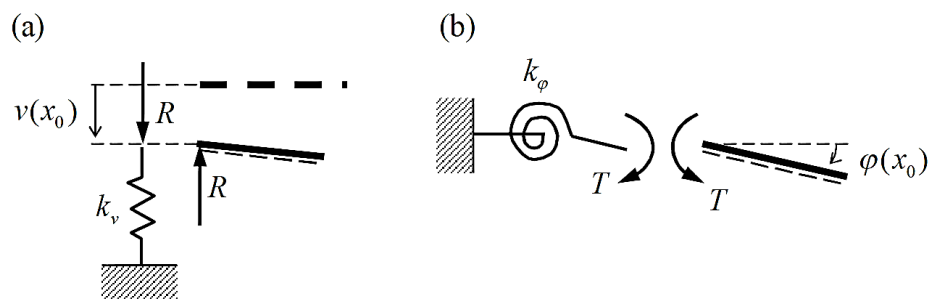
jossa

k_v on pystyjousen jousivakio (y-suunta)

k_h on vaakajousen jousivakio (x-suunta)

k_φ on liitoksen kiertymisjäykkyys.

Perustuksen jäykkyys yksinkertaistetaan työn edetessä kuvan 4 mukaisilla jousilla, jotka kuvaavat a) pystysuuntaista jäykkyyttä ja b) kiertymisjäykkyyttä. Anturaperustukselle ei sallita vaakasuuntaisia liikkeitä, joten vaakajousi on jätetty kuvasta pois. Vaakajousen määrittäminen on kuitenkin oleellista, mikäli kiertymisjäykkyyden laskennassa halutaan ottaa huomioon peruspilarin käyttäytyminen taivutusmomentin tai vaakakuorman vaikuttaessa rakenteeseen. Pystysuuntaista kuormitusta kuvaa muuttuja R ja taivutusmomenttia M_x tai M_y . Kuvassa taivutusmomentti on merkitty muuttujalla T . [16 s.74]



Kuva 4 a) Tavallinen pystysuuntainen jousituki k_v ja b) kierrejousituki k_φ [16 s.74].

Myös rakennejärjestelmän jäykkyyttä voidaan arvioida. Tällöin perustusten, rakenne- ja jäykistysseinien kokonaisjäykkyyttä verrataan maapohjan jäykkyyteen [38 s.206]. Tätä ei kuitenkaan tarkastella tässä työssä, sillä rakennejärjestelmän vaikutus on haluttu rajata työn ulkopuolelle.

2.2 Liitosluokitus eurokoodin mukaan

Liitoksen käyttäytyminen otetaan huomioon rakenneanalyysissä vain osittain jäykän mallin mukaisessa tapauksessa. Liitosmalli määritetään taulukon 2 mukaisesti liitosluokan ja analyysimenetelmän perusteella. Valinta tehdään vertaamalla liitoksen taivutuskestävyyttä liittyvien sauvojen taivutuskestävyyksiin. Liitos voidaan määrittellä kimmo-

teorian mukaisesti jäykkyyden perusteella nimellisesti nivelellisiin liitoksiin, jäykkiin liitoksiin ja osittain jäykkiin liitoksiin [78 s.305]. Täysin lujalla liitosluokalla tarkoitetaan sitä, että liitos kestää enemmän momenttia kuin liitettävät osat. [39 s.54]

Taulukko 2 Liitosmallin valinta [39 s.54].

Kokonaistarkastelussa käytetty menetelmä	Liitosluokka		
	Kimmenteoria	Nimellisesti nivelellinen	Jäykkä
Jäykkä-plastinen malli	Nimellisesti nivelellinen	Täysin luja	Osittain luja
Kimmo-plastinen malli	Nimellisesti nivelellinen	Jäykkä ja täysin luja	Osittain jäykkä ja osittain luja Osittain jäykkä ja täysin luja Jäykkä ja osittain luja
Liitosmalli	Nivelellinen	Jäykkä	Osittain jäykkä

Työssä tarkastellaan ainoastaan kimmoteorian mukaista määritelmää, koska oletetaan, ettei mikään osa liitoksesta pääse plastisoitumaan. Kimmoteorian mukaisessa menetelmässä liitosten luokittelu voidaan tehdä kiertymisjäykkyyden mukaisesti, jolloin liitoksen jäykkyys määritellään vertaamalla kiertymisjäykkyyden alkuarvoa raja-arvoihin [39 s.58]. Vaihtoehtona on suorittaa erilaisia kokeita, joiden perusteella jäykkyys selvitetään kokeellisesti [39 s.58].

2.3 Liitoksen jäykkyyden määrittäminen

Kiertymäjäykkyys koostuu peruspulttiliitoksen sekä betonin ja maaperän yhdistetyistä jäykkyyksistä. Pystysuuntainen jäykkyys taas koostuu pääasiassa maaperän ja betonin jäykkyydestä, ellei perustusliitos ole vedetty. Eurokoodissa EN 1993-1-8 käsitellään ainoastaan peruspulttiliitoksen jäykkyyden laskenta.

Eurokoodi määrittelee jäykkyyden arvot eri liitoksille vertailemalla kiertymisjäykkyyden alkuarvoa $S_{j,ini}$ eurokoodissa esitettyihin raja-arvoihin [39 s.58]. Pilarien pohjalevyliitosten jäykkyyden laskenta poikkeaa määritelmien osalta muiden liitosten laskennasta. Työssä käsitellään vain kyseinen osuus. Liitos voidaan luokitella jäykäksi seuraavien ehtojen [39 s.59] toteutuessa:

- $\bar{\lambda}_0 \leq 0,5$
- $0,5 < \bar{\lambda}_0 < 3,93$ ja $S_{j,ini} \geq 7(2\bar{\lambda}_0 - 1)EI_c/L_c$
- $\bar{\lambda}_0 \geq 3,93$ ja $S_{j,ini} \geq 48EI_c/L_c$.

Nämä ehdot pätevät vain mikäli tarkastellaan kehiä, jossa vaakasuuntaiset siirtymät ovat pienentyneet vähintään 80 % jäykistysjärjestelmien ansiosta. Muissa tapauksissa käytetään liitoksen kiertymisjäykkyyden alkuarvolle $S_{j,ini}$ ehtoa [39 s.59]

$$S_{j.ini} \geq \frac{30EI_c}{L_c} \quad (2)$$

jossa

$\bar{\lambda}_0$ on pilarin hoikkuus, kun oletuksena on nivel molemmissa päissä

EI_c on pilarin jäykkyys ja

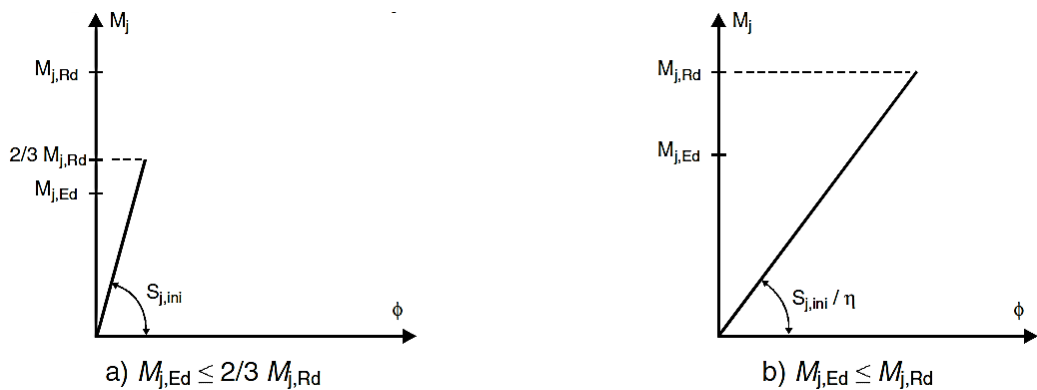
L_c on pilarin kerroskorkeus. [39 s.59]

Osittain jäykän liitoksen kiertymisjäykkyys S_j lasketaan yleensä taivutusmomenttia $M_{j.Ed}$ vastaavaksi. Analyysissa voidaan kuitenkin käyttää alkuarvoa $S_{j.ini}$, jos momentin $M_{j.Ed}$ arvo on pienempi kuin $2/3M_{j.Rd}$. Kuvan 5 a kohdassa on havainnollistettu tätä mahdollisuutta. Kiertymisjäykkyys voidaan kuitenkin eurokoodin EN 1993-1-8 mukaan laskea myös yksinkertaistetulla menetelmällä. Tällöin alkuarvo jaetaan muunnostekijällä η . Muunnostekijän arvot on esitetty taulukossa 3. [39 s.54]

Taulukko 3 Muunnostekijä η [39 s.55, taulukko 5.2].

Kiinnitystyyppi	Palkki-pilari-liitokset	Muut liitostyytit (palkki-palkki- liitokset, palkkien jatkokset, pilarien pohjalevyliitokset)
Hitsaus	2	3
Ruuveille kiinnitetty päätylevy	2	3
Ruuveilla kiinnitetty laipan kulmateräkset	2	3,5
Pohjalevyt	-	3

Käyttämällä yksinkertaistettua menetelmää, kiertymäjäykkyys vastaa kaikkia momentin arvoja. Tämä on havainnollistettu kuvan 5 oikeanpuoleisen kuvaajan b avulla.



Kuva 5 Kiertymisjäykkyyden määrittely kimmoteorian mukaisesti a) kun voidaan käyttää suoraan jäykkyyden alkuarvoa $S_{j.ini}$ tai käytetään b) yksinkertaistettua menetelmää, joka edellyttää muunnostekijän käyttöä [39 s.55, kuva 5.1].

On huomioitava, että kuvassa 5 on esitettyä liitoksen momentti-kiertymäyhteys kim-
moteorian mukaisesti.

2.4 Jousivakioon vaikuttavat osatekijät

2.4.1 Maaperä

Maakerrosten ominaisuudet vaikuttavat perustuksen jäykkyyden arviointiin, sillä täysin painumatonta maalajia ei ole. Painumiin, alustalukuun ja sitä kautta jousivakioon vaikuttavia tekijöitä ovat mm.

- perustuksen dimensiot
- muoto
- jäykkyys
- perustamissyvyys
- painuman tarkastelusyvyys
- maamateriaali
- maan vesipitoisuus ja
- kuormitus [1 s.4006].

Alustaluku ei siis ole maalajille ominainen vakioarvo. Rakennesuunnittelija ei näin ollen voi kysyä geosuunnittelijalta jousivakion arvoa ilman tietoa perustuksen tyypistä ja koosta [31 s.4].

Muodonmuutokset maaperässä syntyvät jännitysten aiheuttamana, jonka takia jännitys-
jakauma vaikuttaa muodonmuutoksiin ratkaisevasti. Tyypillisessä jännitys-
jakaumassa jännitykset pienenevät poispäin kuormituksesta. Lisäksi suurim-
pinen pääjännitysten suunta muuttuu siirryttäessä kuormituksen suunnasta sivusuuntaan. [11 s.1]

Laskennassa käytetyt maaparametrit on esitetty taulukossa 4. Erittäin löyhä kitka-
maa vastaa materiaaliarvoiltaan hienoa hiekkaa ja löyhä kitkamaa hiekkaa. Keskitiiviin
kitkamaan kohdalla vastaavuus löytyy soran ja tiiviin kitkamaan tapauksessa tiiviin so-
ran arvoista.

Taulukko 4 Käytetyt maaparametrit.

		Kuivakuorisavi	Karkea siltti, löyhä	Pohjamoreeni	Kallio	Kitkamaa, erittäin löyhä	Kitkamaa, löyhä	Kitkamaa, keskitiivis	Kitkamaa, tiivis
Kerrospaksuus [m]	h	0,3	7	1					
Moduuliluku	m		30	800		70	200	700	1200
Jännityseksponentti	β	1	0,3	0,5		0,5	0,5	0,5	0,5
Tilavuuspaino [kN/m³]	γ	17	15	18		16	17	18	19
Tilavuuspaino pohjaveden alapuolella	γ'	8	5			6	7	8	9
Koheesio [kN/m²]	c	20							
Kitkakulma [°]	ϕ		28			30	32	37	40
Konsolidaatioasteen eksponentti	k	1	1	1	1	1	1	1	1

Tässä työssä ja liitteenä olevissa laskentapohjissa on tästä eteenpäin käytetty ainoastaan termejä: kerroksellinen, hieno hiekka, hiekka, sora ja tiivis sora havainnollisuuden vuoksi. Seuraavassa taulukossa on esitettyä joitakin materiaaliarvoja, joita tarvitaan FEM-laskennassa.

Taulukko 5 Plaxis2D ja 3D laskennassa käytettyjä materiaaliarvoja.

Materiaali	Kimmomoduuli [kN/m²]	Poissonin luku	Kitkakulma [°]	Dilataatiokulma [°]
Betoni	31500	0.2		
Hieno hiekka	10000	0.25	30	0
Hiekka	60000	0.35	32	2
Sora	100000	0.4	37	7
Tiivis sora	150000	0.4	40	10

Taulukon arvot ovat laskennan takia tehtyjä arvioita, eivätkä ne vastaa täysin todellisia tilanteita.

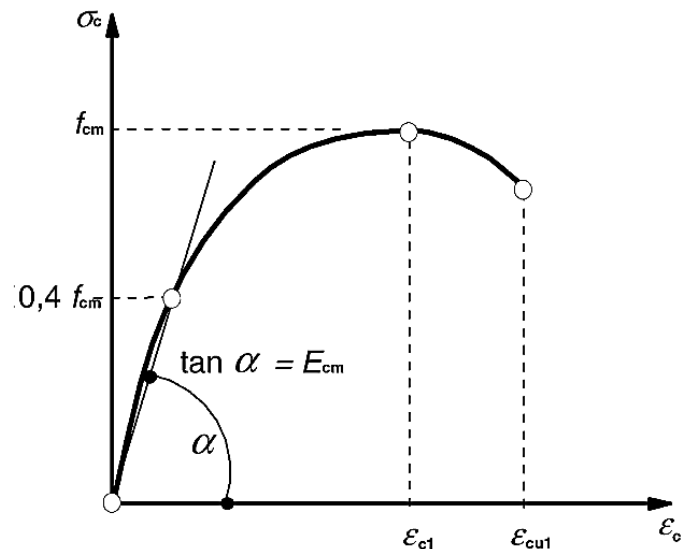
2.4.2 Antura

Pilarianturalla tarkasteltavien jousiarvojen määrittämiseen vaikuttavat anturan

- dimensiot
- käytetty betonilaatu
- muoto
- jäykkyys

- kuormitus ja
- sijainti syvyys suunnassa.

Betonilaatu vaikuttaa muodonmuutosominaisuuksiin sen ainesosien, runkoaineen ja sementtikiven ominaisuuksien osalta. Kuvassa 6 on esitetty periaatekuva betonin jännitys-muodonmuutosyhteydestä. Koska käyrän muoto on kaareva, muodonmuutoksen ja jännityksen lisäykset eivät ole suoraan verrannollisia. Muuttuja ε_{c1} tarkoittaa kuvassa muodonmuutosta jännityksen huippuarvon kohdalla ja ε_{cu1} on murtopuristuman nimellisarvo [38 s.34]. [22 s.12]

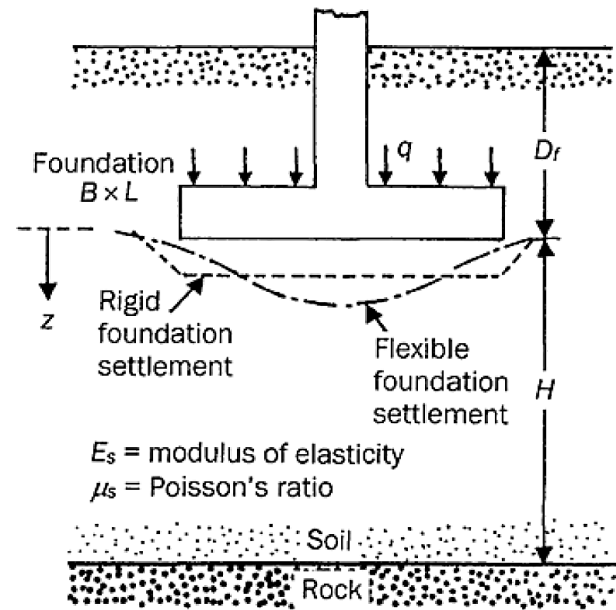


Kuva 6 Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys [38 s.35].

Kuvassa 6 on esitettyä myös sekanttimodulin eli keskimääräisen kimmokertoimen E_{cm} määrittäminen jännityksen ja muodonmuutoksen suhteena. Kimmokerroin E_{cm} määritellään origoon piirretyn jännitysmuodonmuutoskäyrän tangentin kulmakertoimena. [22 s.12]

Perustuksen (BxL) taipumaviivat on esitetty kuvassa 7 niin jäykälle kuin taipuisal-lekin tapaukselle. Kuvan tilanteessa perustukselle on oletettu tasainen kuormitus q koko pinta-alalle. Perustussyvyyden arvoa merkitään symbolilla D (kuvassa D_f). Painuvan maa-aineksen syvyydeksi on määritetty mitta H ja maaparametreiksi kimmomoduuli $E_{s,maa}$ (kuvassa E_s) ja Poissonin luku μ_s .

Laatan jäykkyydestä riippuen alustaluku voi olla arvoltaan muuttuva tai vakio. Jäykän perustuksen alla kuormat oletetaan usein käsinlaskennassa jakautuvan tasaisesti ja painuma on yhtä suuri koko alueella eli painumaviiva on tasainen. Taipuisalla laatala taipuman arvo on suurin perustuksen keskipisteessä ja se pienenee kohti reuna-alueita. Suurimmat alustaluvun arvot ovat tällöin joustavan anturan nurkkapisteissä. [1 s.4009; [51 s.27]



Kuva 7 Painumaero jäykän (rigid foundation settlement) ja taipuisan (flexible foundation settlement) perustuksen (foundation) välillä [51 s.27].

Vertailemalla kuvan 7 taipumaviivoja voidaan nähdä, että betoniosan jäykkyysominaisuudet sekä tarkastelupiste vaikuttavat huomattavasti taipuman suuruuteen. Mikäli kyseessä on taipuisa antura, mutta laskenta suoritetaan jäykän anturan mukaisesti, saadaan keskipisteessä tulokseksi todellista pienempi ja reunapisteessä todellista suurempi taipuman arvo. [51 s.27]

2.4.3 Peruspilari

Tässä työssä ei oteta kantaa peruspilarin (ks. kuva 2) jäykkyyteen, vaan oletetaan sen olevan täysin jäykkä mittasuhteidensa takia. Peruspilarin vaikutus otetaan huomioon kuitenkin kiertymäjäykkyyden laskennassa, sillä siihen vaikuttaa vaakasuuntainen maajousi. Kyseinen jousi kuvaa maaperän vastustusta syntyvää kiertymää kohtaan. Toisinsanoen vaakasuuntainen jousi pienentää kiertymää ja suurentaa kiertymäjäykkyyttä. Pystysuuntaisiin painumiin peruspilarin vaikutusta ei oteta huomioon.

2.4.4 Peruspultit

Peruspultit voivat ottaa liitoksessa vastaan sekä normaalivoimaa että leikkausta. Ne eivät vastaanota momenttia suoraan, vaan taivutusmomentti siirtyy pilarilta pulteille veto ja puristusresultantteina. Puristavat voimat välittyvät betonille ja peruspulteille jäykkyyksien suhteessa. Poikkeuksena voidaan pitää asennusaikaista tilannetta, jolloin jälkivalua ei ole vielä valettu. Kuormat ovat tällöin kuitenkin huomattavan pieniä verrattuna käyttötilan aikaisiin kuormiin. Leikkaustarkastelu jätetään työssä huomiotta tehdyn rajauksen vuoksi.

Peruspulttien jäykkyyteen vaikuttavat

- pultin koko

- pultin tyyppi ja
- pultin materiaali.

Peruspulttikokoa kasvattamalla kasvaa pinta-alan mukana myös jäykkyys. Valittu pulttityyppi vaikuttaa jäykkyyteen rakenteellisten ominaisuuksiensa kautta.

Laajennetaan näkökulmaa koskemaan koko teräsosista koostuvaa liitosta kokonaisuutena. Tällöin vaikuttavia tekijöitä ovat myös pulttien sijainti suhteessa toisiinsa sekä profiilin ja levyn reunoihin nähden. Myös betonin ja peruspultin liitoksen tartunnan kehittyminen on merkittävässä osassa. Mikäli syntynyt tartunta ei ole riittävä, pultti pääsee venymään oletettua pidemmältä matkalta eli venymäpituus muodostuu laskennallista arvoa pidemmäksi. On myös varmistettava, ettei pultin ja pohjalevyn eikä betonin ja pohjalevyn rajapintaan synny välystä, vaan peruspultti kiristetään riittävän kireälle. Pulttien myötäämistä ei sallita.

2.4.5 Pohjalevy

Pohjalevyn jäykkyys muodostuu levyn taivutuskestävyyden kautta. Jäykkyyttä pääsee tutkimaan tarkastelemalla myötötappaa kahden eri murtumismallin kautta. Murtumismallit eroavat toisistaan myötökuvion muodon perusteella. Myötökuviot ratkaistaan myötömekanismien ja levyn tehollisten mittojen avulla.

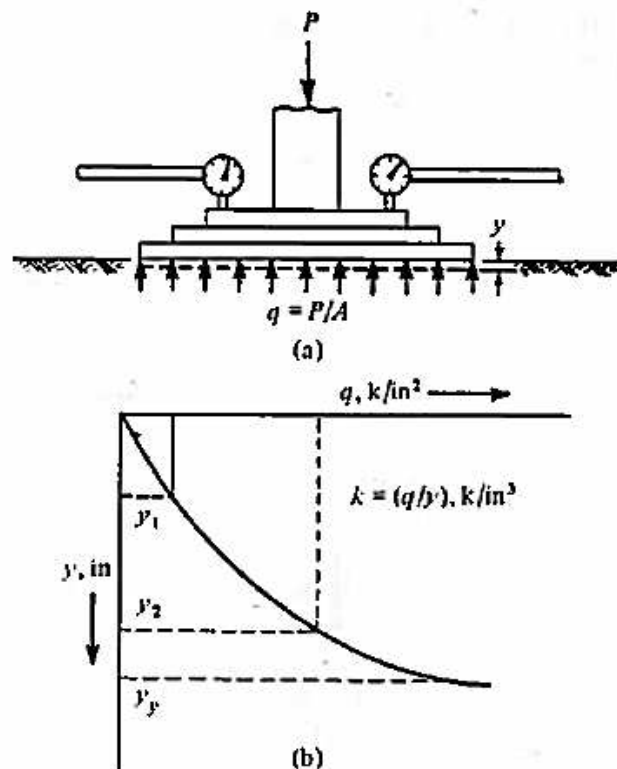
Käsiteltäessä puristettua liitoksen osaa, jäykkyys muodostuu pohjalevyn ja betonin pintapaineen yhdistelmästä. Tällöin tarkasteluun on lisättävä uusi termi, T-osa, joka määrittellään eurokoodin EN 1993-1-8 [39 s.72] mukaisesti.

3 MAAPOHJAN LASKENNALLINEN JÄYK- KYYS

3.1 Alustaluku pystysuunnassa

Alustaluku-termillä kuvaillaan maan kokoonpuristuvuusominaisuuksia. Se kuvaa rakenteen voima-siirtymä yhteyttä pinta-alayksikköä kohden. Jotta maanvaraisten perustusten ja laattojen suunnittelu on ylipäättään mahdollista, on selvítettävä ensin maan alustaluku.

Käsitteenä alustaluku on melko tuore. Se on tunnettu vasta vuodesta 1867, jolloin Winkler toi sen esille [1 s.4006]. Alustaluku määritellään kulmakertoimenä rakenteen kuormitus-siirtymä kuvaajassa. Kuvasta 8 nähdään, kuinka levykuormituskokeella saadut tulokset on yhdistetty kuvaajaan, josta alustaluku voidaan laskea eri painuman ja kuormituksen arvoilla tangentin kulmakertoimenä. Painuma esitetään tässä tapauksessa pituuden yksikkönä eli metreinä. Kuormituksen yksikkö on kN/m^2 . Esimerkkitapauksessa on käytetty mittauksissa kolmea jäykkää levyä, jotta saataisiin haluttuja tuloksia jäykälle perustukselle. [6 s.516]



Kuva 8 Levykuormituskoe kolmella erillisellä levyllä a) ja kokeesta saadut painumat y ja niitä vastaavat kuormitukset q piirrettynä käyräksi b) [6 s.516].

Kuvasta 8 nähdään, ettei alustaluvun arvo ole vakio. Alustaluku riippuu [1 s.4006]:

- maalajista
- perustussyvyydestä
- perustuksen mitoista
- perustuksen muodoista ja
- perustuksen jäykkyydestä.

Alustaluvun määritys erilaisilla mitoitusmenetelmillä perustuu useimmiten johonkin alustalukumenetelmään. Painumalaskelmat ovat usein paras tapa alustaluvun määrittämiseen. Kaikki menetelmät eivät sovi käsinlaskentaan, sillä yhtälöiden muodostaminen ja niistä saatujen suurten matriisien ratkaiseminen on työlästä. [16;[21 s.38]

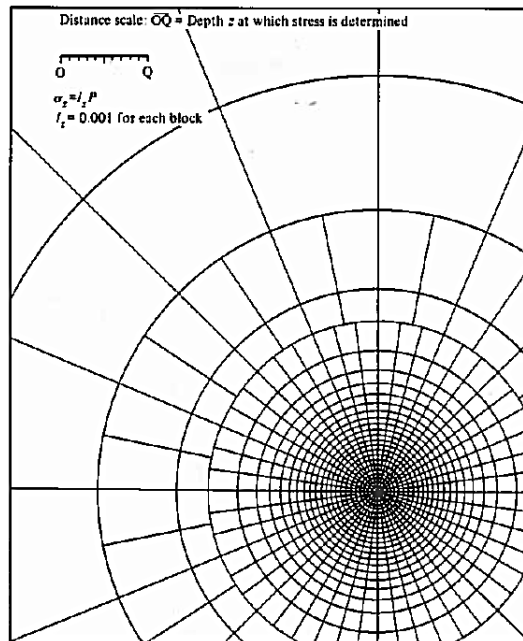
Alustaluku voidaan määrittellä myös arvioimalla pohjatutkimuksia, levykuormituskokeella ja nomogrammien, painumahavaintojen sekä koekuormitusten avulla, kuten esimerkiksi kuvassa 8 [21 s.39]. Mikäli arvojen suhteen päädytään suureen hajontaan, on myös mahdollista käyttää laskennassa alustaluvulle ylä- ja alaraja-arvoa [10 s.22]. Eri menetelmien käytettävyyttä parantaa muuttuvan alustaluvun käyttö vakioarvon sijaan [21 s.39].

Anturan koon vaikutus alustaluvun arvoon perustuu maan painumaan. Yleisesti ottaen voidaan sanoa, että mitä suurempi antura on kyseessä, sitä suuremmat ovat painumat ja sitä pienempi on alustaluvun arvo. Myös perustuksen muoto vaikuttaa osaltaan alustalukuun. Tätä vaikutusta on koestettu muun muassa levykuormituskokeella edellä mainitussa Wael N. Abd Elsameen [36] tutkimuksessa. Tutkimuksen tulokset viittaavat siihen, että pyöreälle perustukselle aiheutuu pienin alustaluku verrattaessa neliön ja suorakaiteenmuotoiseen anturaan. Yllättävintä tuloksissa on ero neliönmuotoisen ja suorakaiteenmuotoisen perustuksen alustalukujen välillä. Suorakaiteenmuotoisen anturan alustaluvulle on saatu suurempi arvo kuin vastaavan neliömäisen. Liitteessä 2 on esitetty Wael N. Abd Elsameen [36] tutkimustulokset taulukoituna. On huomioitava, että tutkimus koskee vain jäykän kappaleen alustalukuja. Vastaavanlaisia tuloksia on saanut myös Pentti Haimakainen Oulun yliopiston rakentamistekniikan osastolle 1978 tehdyssä diplomityössä. [81]

Kimoteoriaan perustuen vastaus löytynee jännitysten jakautumisesta. Pyöreä muoto on optimi siirtämään jännitykset keskitetyksi, kun taas neliö ja suorakaide siirtävät kuormaa hieman laajemmalle. Perustelut tälle väitteelle voidaan esittää Newmarkin influenssikartan avulla, joka on esitetty kuvassa 9. Tällä kartalla saadaan selville tietyn pisteen jännityslisäys halutulla syvyydellä. Kartta muodostuu lukuisista tiheytyvistä ympyröistä, jotka on jaettu tangentin suuntaisilla viivoilla segmenteiksi. Lopputuloksena karttaan muodostuu lähes neliön muotoisia osia, jotka pienenevät lähestyttäessä origoa.

Tarkasteltava perustus piirretään kuvaan siten, että tarkasteltava piste sijaitsee origossa. Mittakaava valitaan tarkasteltavan syvyyden perusteella siten, että tarkasteltava syvyys vastaa kuvassa esitettyä etäisyyttä OQ. Toisin sanoen, mitä syvemmällä tapausta tarkastellaan, sitä pienempi on kuvaan piirrettävä antura. Kun rakenne on piirretty kuvaan, lasketaan sen peittämien neliöiden määrä, sisältäen vaillinaiset neliöt. Jännitys-

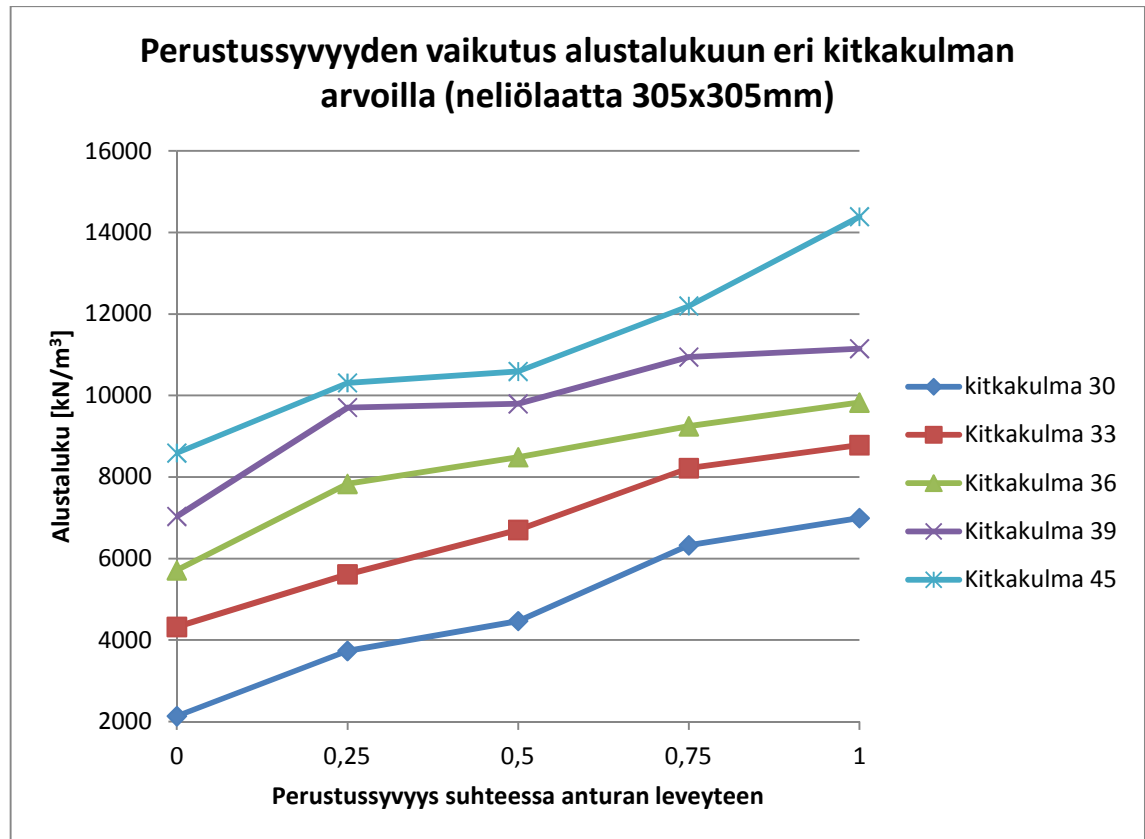
lisäys saadaan laskettua pohjapaineen, influenssiluvun ja edellä mainittujen neliöiden tulona. Influenssiluku on kaavio kohtainen ja tässä se on 0,001.



Kuva 9 Newmarkin influenssikartta [6 s.159].

Kitkamaalla alustaluku kasvaa maan kitkakulman kasvaessa sekä perustussyvyyden kasvaessa. Kitkakulman kasvamisen vaikutus pohjautuu maa-aineksen kasvaneeseen raekokoon ja rakeiden välisen kitkan lisääntymiseen [1 s.4011]. Perustamissyvyyden vaikutus painumien pienenemiseen johtuu siitä, että syvemmällä olevat maakerrokset ovat usein tiivistyneemmässä tilassa kuin pintamaat. Painuva kerros on myös hieman matalampi syvemmälle perustettaessa. [1 s.4011];[36 s.790]

Kuvassa 10 on esitetty W.N.Abd Elsameen tutkimuksen tuloksia [36 s.790] kuvaajamuodossa, josta maan kitkakulman ja perustussyvyyden vaikutukset voidaan havaita paremmin. Kuvassa esitetyt käyrät kuvaavat maan kitkakulman suuruutta. Maan kitkakulman suureneminen kohottaa alustaluvun arvoja melko tasaisesti kitkakulman arvoon 39° asti, sillä käyrät sijaitsevat kuvaajassa melko tasaisin välimatkoin. Vain suurimman kitkakertoimen (45°) kohdalla, alustaluvun kasvu on ollut hieman vähäisempää verrattuna muilla kitkakulmilla saatuihin arvoihin. Taulukoidut tulokset erimuotoisille perustuksille on esitetty liitteessä 2.



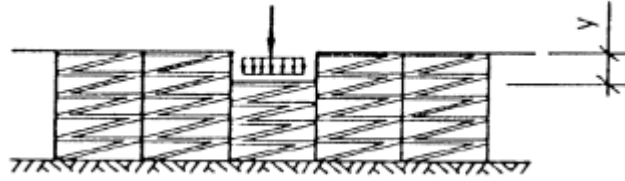
Kuva 10 Perustussyvyyden ja maan kitkakulman vaikutus alustaluvun arvoon *Elsameen* [36 s.790 mukaisesti] tutkimustulosten (liite 2) perusteella.

Myös maaperässä oleva vesi on osallisena alustaluvun vaihteluun hiekkamailla. Veden vaikutuksesta alustaluvun arvo pienenee, koska sisäiset kosketuspaineet pienenevät maapartikkelien välillä. Alustaluku on siitä syystä suurempi kuivalla kuin märällä maalla. Mikäli anturan dimensiot kasvavat, tämä edellä mainittu vaikutus pienenee. Suurilla anturoilla alustaluvun arvo on lähes sama niin kuivalla kuin märällä maalla. Maan vesipitoisuudesta johtuvat erot vaikuttavat siis merkittävästi vain pienillä anturoilla. Savisilla mailla alustaluku on suoraan verrannollinen maan tiiviyteen ja lujuteen. Maan lujuden kasvaessa alustalukukin kasvaa. [2 s.2527-2529]

3.1.1 Alustaluvun laskennan kehittyminen

Alustamallit ovat käytännössä yksinkertaistuksia kolmiulotteisesta kimmoisesta puoliavaruudesta. Monet tutkijat ovat tutkineet alustaluvun arvon määrittämistä ja siihen vaikuttavia tekijöitä. Tunnetuimpia alustamalleja ovat Winklerin ja Vlasovin mallit. Asiaa ovat tutkineet lisäksi muun muassa Biot (1937), Terzaghi (1955), Vesic (1961) sekä Vallabhan (2000). [1];[2]

Vanhin, yksinkertainen ja tunnetuin alustaluvun määrittämiseen kehitetty malli on edellä mainittu Winklerin malli [1 s.4006]. Maaperän oletetaan käyttäytyvän siinä kuten ääretön määrä lineaarisesti elastisia jousia, jotka eivät ole kiinni toisissaan. Tällöin kuormitus ei vaikuta viereisiin jousiin lainkaan. Tilannetta, jossa maaperä mallinnetaan erillisinä jousina, on havainnollistettu kuvassa 11.



Kuva 11 Winklerin malli [34 s.19].

Kaikilla Winklerin mallin mukaisilla kimmoisilla jousilla on sama jousivakio, jolloin kuorman ja painuman välillä on voimassa yhtälö 3 [1 s.4006 E.Winklerin mukaan]

$$F = k_v y \quad (3)$$

jossa

F on kuormitus

k_v on alustan jousivakio (pystyjousi)

y on painuma kuormituksesta

Tästä voidaan johtaa lauseke, jossa pohjapaine q muodostuu alustaluvun k_s sekä tarkasteltavan pisteen painuman w tulona.

$$q(x, y) = k_s w(x, y) \quad (4)$$

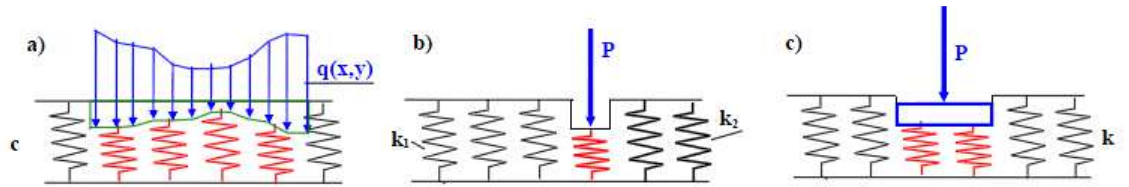
jossa

$q(x, y)$ on pohjapaine

k_s on alustaluku [MN/m^3]

$w(x, y)$ on tarkasteltavan pisteen painuma [10 s.21].

Winklerin mallia on mahdollista käyttää myös jäykkyysominaisuuksiltaan muuttuvan maan kuvaamisessa. Tällöin käytetään jousia, joiden jousivakion arvot vaihtelevat. Kuvassa 12 on esitetty eri kuormitusten ja jousivakioiden käyttöä. Kohdassa a havainnollistetaan, millaisia painumia epätasaisesti jakautunut jatkuva kuorma $q(x, y)$ aiheuttaa maahan alustaluvun k_s ollessa vakio. Jotta alustaluvun arvo pysyy vakiona tällaisessa tapauksessa, painuman on kasvettava aina kuormituksen kasvaessa. Vakio alustaluku ei ole siis tae tasaisten painumien syntymiselle. Kuvan 12 kohdassa b maaperän jäykkyys on määritelty kahdella eri jousivakion arvolla k_1 ja k_2 . Winklerin mallissa pistekuorman vaikuttaessa suoraan maaperään ei ole merkitystä, kuinka monella eri jousivakion arvolla maata kuvataan. Koska pistekuorma kohdistuu vain pistemäisen voiman alapuolella olevalle jouselle, vain kyseisellä jousivakion arvolla on merkitystä. Kohdassa c pistekuorma vaikuttaa jäykän laatan ($EI = \infty$) pinnalle, jolloin kaikki laatan alapuoliset jouset painuvat tasaisesti. [10 s.22; [34 s. 19]



Kuva 12 Winklerin alustamallilla kuvattu maanpinnan painuma eri kuormituksilla [10 s.22].

Biot [3 s.3 mukaan] kehitti vuonna 1937 yhteyden Winklerin mallin ja lineaarisesti kimmoisen teorian (linear elastic theory) välille. Hänen teorian mukaisesti alustaluvun laskentaan tulee käyttää oheista kaavaa (5)

$$k_s = \frac{0,95 * E_{s.maa}}{B * (1 - \nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_{s.maa}}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0,108}, \quad (5)$$

jossa

$E_{s.maa}$ on maan kimmomoduuli

B on perustuksen sivumitta

EI on perustuksen taivutusjäykkyys

ν_s on Poissonin luku.

Maan kimmomoduuli esitetään yleensä taulukoituina arvoina. Näitä arvoja on esitettyä taulukossa 8 sekä liitteen 1 taulukossa L1-1.

Poissonin luku ν_s eli suppeumaluku voidaan määrittellä kokoonpuristuvuuden avulla kaavalla [54 s.47]

$$\nu_s = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1}, \quad (6)$$

jossa

ε_3 on pääjännityksen aiheuttama puristuma jännitystä vastaan kohtisuorassa suunnassa ja

ε_1 on pääjännityksen aiheuttama puristuma σ_1 -suunnassa.

Vuonna 1955 Terzaghi [2 s.2524–2525 mukaisesti] esitti alustaluvun k_s [kN/m] laskemista luonnollisen kokoiselle anturalle hiekkamaalle kaavalla (7). Kaavaa voidaan käyttää, mikäli kyseessä on neliönmuotoinen perustus. [2 s.2524]

$$k_s = k_1 \left(\frac{B_1 + B}{2B} \right)^2 \quad (7)$$

jossa

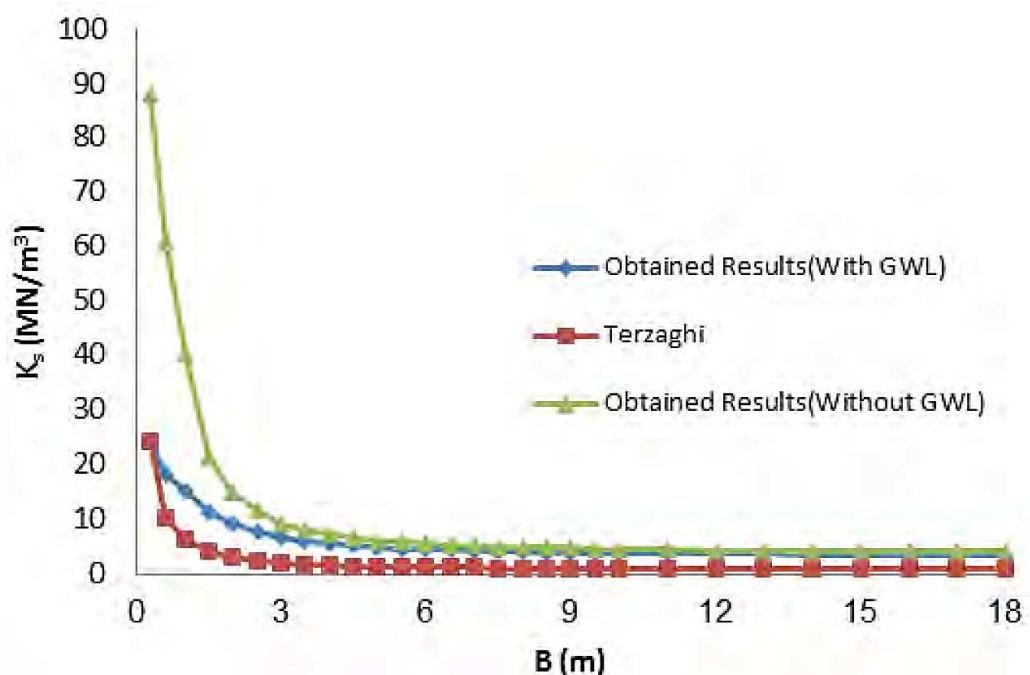
B_1 on levykuormituskokeessa käytetyn suorakulmaisen alustan sivumitta ja

B on perustuksen sivunpituus [2 s.2524].

Muuttuja k_1 tarkoittaa 0,3m*0,3m kokoisen kantavan laatan tai muun kokoisen kuormituslevyn alustaluvun arvoa. Mitta 0,3m, perustuu suoraa Terzaghin alkuperäiseen määri-

telmään, jossa kappaleen alustaluvun laskentaan käytettiin apuna sivumitoiltaan yhden jalan (1ft = 0,3048m) suuruista laattaa.

Terzaghin kaavalla saadut alustalukujen tarkkuudet alkavat kuitenkin heikentyä, kun suhde B/B_1 ylittää arvon 3. Toisin sanoen, mitä suurempi antura, sitä huonommat tulokset saadaan. Kaavat eivät ota huomioon veden vaikutusta. Tämä heikkous ilmenee tutkimuksen [2 s.2527] kuvasta 13. Kuvassa esitetään alustalukulaskennan vertailua Terzaghin kaavalla ja Plaxis-ohjelmalla saatujen tulosten (kuvassa Obtained Results) välillä. Ohjelmistolla on tarkasteltu sekä tilanne ilman veden vaikutusta (Without GWL) sekä veden vaikutuksen kanssa (With GWL). Kuvaajasta nähdään, että Terzaghin kaava antaa pienempiä alustaluvun K_s arvoja kuin elementtimenetelmän mukaisesti laskettuna Plaxis -ohjelmalla. [2 s.2527-2528]



Kuva 13 Alustalukulaskennan vertailua Terzaghin kaavalla ja Plaxis-ohjelmalla [2 s.2527].

Savimailla alustaluku lasketaan Terzaghin kaavalla [4 s.2 mukaan]

$$k_{sf} = k_s \frac{B_1}{B} . \quad (8)$$

Tutkimustulokset ovat osoittaneet, ettei Terzaghin kaavoja suositella käytettäväksi laskentaan löyhillä savimailla. Myös tässä tapauksessa tulokset heikkenevät suhteen B/B_1 ylittäessä arvon 3 [1 s.4008]. Kun raja-arvo ylittyy, kaavaan (8) lisätään muuttuja n , jolloin kaava muuttuu muotoon [3 s.3 mukaan]

$$k_{sf} = k_s n \frac{B_1}{B} , \quad (9)$$

jossa

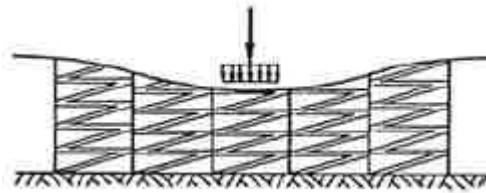
n on saven tyyppistä johtuva kerroin.

Muuttuja n voidaan valita taulukosta 6. [1 s.4009]

Taulukko 6 Muuttujan n arvoja eri savityypeille [1 s.4009].

Savityyppi englanniksi	Savityyppi suomeksi	n
Medium clay	Hiuesavi	0,75
Stiff clay	Keskitiivis/Jäykkä savi	0,85
Very stiff clay	Tiivis/ Hyvin jäykkä savi	0,90
Hard Clay	Kova savi	0,95

Vlasovin alustamalli on huomattavasti monimutkaisempi kuin Winklerin malli ja sen käyttö rajoittuu suurimmilta osin tietokonelaskentaan. Vlasovin mallissa jousien oletetaan olevan yhteydessä toisiinsa vaakasuunnassa, jolloin niiden välillä on leikkausta vastaanottavia kimmoisia siteitä. Tällöin kuorman vaikutus aiheuttaa muutoksia myös anturaa ympäröivään maahan. Vaakasuuntaisten siirtymien syntymistä ei kuitenkaan sallita. Vlasovin malli, jossa alustan kuvaamiseen käytetään kahta alustaluvun arvoa, on havainnollistettu kuvassa 14. [34 s.19]



Kuva 14 Vlasovin malli [34 s.19].

Vlasovin kehittämä kaava alustaluvun laskentaan [3 s.3 mukaisesti] on muotoa

$$k_s = \frac{E_{s.maa}(1 - \nu_s)}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{\mu_{maa}}{2B} \quad (10)$$

jossa

μ_{maa} on dimensiottoman maan massa yksikköpituutta kohden.

Vuonna 1961 Vesic [3 s.3 mukaan] esitti alustaluvun laskentaan oman versionsa, jossa Winklerin mallia oli laajennettu kohti kimmoista mallia. Hän kehitti laskentaa, sovittamalla sitä palkin suurimpien siirtymien arvoon. Kirjallisuudesta löytyi kuitenkin kaksi erilaista yhtälöä, joista toinen huomioi muotokerroimen. Yksinkertaisin kaava, ilman muotokerrointa I_p on muotoa [2 s.2]

$$k_s = \frac{E_{s.maa}}{B * (1 - \nu_s^2)} \quad (11)$$

Kaava (12) on muutoin sama kuin kaava (11), poikkeuksena muuttuja I_p , joka merkitsee siis muotokerrointa [31 s.3].

$$k_s = \frac{E_{s.maa}}{BI_p(1 - v_s^2)} \quad (12)$$

Kerroin I_p lasketaan kaavalla

$$I_p = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_{s.maa} * B^4}{EI}}, \quad (13)$$

jolloin huomioon otetaan myös perustuksen taivutusjäykkyys EI . [3 s.3]

Vuonna 1997 Bowles [50 s.256-257] ehdotti käytettäväksi perustuksen reunoilla suurempaa alustaluvun arvoa ja vastaavasti keskellä pienempää. Bowlesin menetelmällä alustaluku voidaan laskea kaavalla

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - v_s^2)I_s I_f}, \quad (14)$$

jossa

I_s on muotokerroin, ks. kaava (15) ja

I_f on perustussyvyydestä riippuva kerroin, ks. kuva 15 [50 s.407].

Muuttuja I_s voidaan laskea kaavalla

$$I_s = I_1 + \frac{1 - 2v_s}{1 - v_s} I_2. \quad (15)$$

Kaavassa (15) esiintyvät muuttujat I_1 ja I_2 voidaan laskea Steinbrennerin (1934) kaavoilla [50 s.256 mukaisesti]

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1 + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{M^2 + N^2}}{M(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1})} + \ln \frac{(M + \sqrt{M^2 + 1})\sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (16)$$

ja

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (17)$$

Muuttujat M ja N määritellään seuraavalla tavalla:

$$M = \frac{2L'}{B'} \quad (18)$$

$$N = \frac{2H}{B'}, \quad (19)$$

joissa

H on kokoonpuristuvan maa-aineksen paksuus

B' on anturan merkityksettömämpi sivumitta ja

L' on anturan määräävä sivumitta.

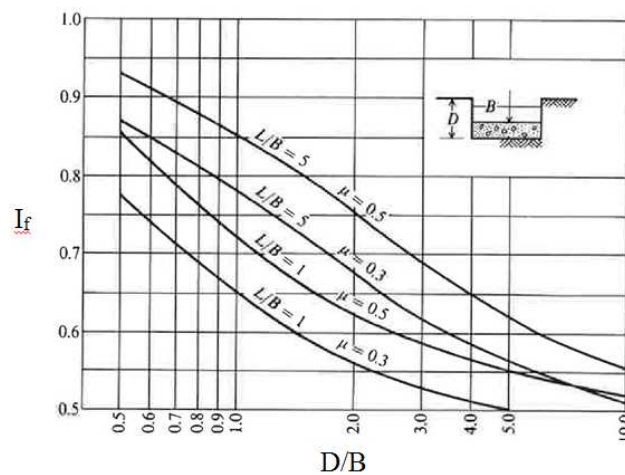
Anturan keskipistettä tarkasteltaessa käytetään alustaluvun laskennassa ehtoa $I_i = B_B$.

Muuttuja B_B määritellään kaavalla $B_B = 2B'$. [50 s.256]

Muuttujan I_f laskentaan voidaan käyttää Foxin (1948) kaavaa tai kuvan 15 käyrästöä [50 s.256-257]. Oikean käyrän valintaan vaikuttavat sekä Poissonin vakio että sivumittojen suhde L_B/B_B . Muuttuja L_B lasketaan tällöin kaavalla:

- $L_B = 2L'$, kun tarkastelussa on keskipiste tai
- $L_B = L'$, kun tarkastellaan nurkka-pisteitä.

Vaaka-akselilla kuvassa 15 on suhde D/B , joka tarkoittaa perustamissyvyyden D suhdetta anturan kaksinkertaiseen leveyteen B_B .



Kuva 15 Kerroin I_f perustukselle syvyydellä D [50 s.257].

Kertoimen I_f määrittämiseksi eri lähteistä löytyy myös taulukoituja arvoja. Yksi esimerkki edellä mainituista taulukkoarvoista on Foxin kaavan mukaisesti tehty taulukko 7.

Taulukko 7 Kerroin I_f perustukselle perustussyvyydellä D (tässä D_f) [51 s.33].

D_f/B	L/B						
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	5.0
Poisson's ratio $\mu_s = 0.30$							
0.05	0.979	0.981	0.982	0.983	0.984	0.985	0.990
0.10	0.954	0.958	0.962	0.964	0.966	0.968	0.977
0.20	0.902	0.911	0.917	0.923	0.927	0.930	0.951
0.40	0.808	0.823	0.834	0.843	0.851	0.857	0.899
0.60	0.738	0.754	0.767	0.778	0.788	0.796	0.852
0.80	0.687	0.703	0.716	0.728	0.738	0.747	0.813
1.00	0.650	0.665	0.678	0.689	0.700	0.709	0.780
2.00	0.562	0.571	0.580	0.588	0.596	0.603	0.675
Poisson's ratio $\mu_s = 0.40$							
0.05	0.989	0.990	0.991	0.992	0.992	0.993	0.995
0.10	0.973	0.976	0.978	0.980	0.981	0.982	0.988
0.20	0.932	0.940	0.945	0.949	0.952	0.955	0.970
0.40	0.848	0.862	0.872	0.881	0.887	0.893	0.927
0.60	0.779	0.795	0.808	0.819	0.828	0.836	0.886
0.80	0.727	0.743	0.757	0.769	0.779	0.788	0.849
1.00	0.689	0.704	0.718	0.730	0.740	0.749	0.818
2.00	0.596	0.606	0.615	0.624	0.632	0.640	0.714

Muuttujien I_1 ja I_2 laskennan helpottamiseksi löytyy eri lähteistä taulukoituja arvoja eri muuttujien M ja N arvoilla. Hyvä esimerkki tästä on lähteessä [51 s.29-32] esitetyt taulukot 4 ja 5.

3.1.2 Yleisiä laskentamenetelmiä Suomessa

Alustaluvun laskentaan on olemassa useita erilaisia laskentamenetelmiä (vertaa kohta 3.1.1). Pelsan diplomityössä [32 katso [34 s.20]] teoreettisten ja laskennallisten arvojen välille on saatu jännitysten perusteella hyviä riippuvuuksia kaavalla (20). Kaava on muotoa

$$k_s = \frac{0,9 * E_m}{(1 - \nu_s^2) * h_c} * \sqrt[3]{\frac{E_m}{E_c * (1 - \nu_s^2)}}, \quad (20)$$

jossa

E_m on perusmaan kimmomoduuli ja

h_c on betonilaatan paksuus. [34 s.42]

Kyseinen kaava koskee kuitenkin vain tapausta, jossa kaikki kokoonpuristuvat maakerrokset voidaan korvata yhdellä kimmomoduulilla. Alla olevassa taulukossa 8 on esitetty arvoja perusmaan kimmomoduulille ja Poissonin vakiolle eri perusmaiden tapauksissa. [34 s.20-21]

Taulukko 8 Perusmaan kimmomoduuleja ja Poissonin vakioita [34 s.42].

Perusmaa	E_m [MN/m ²]	ν_s
Savi	2...10	0,3
Hiekka	10...30	0,25
Tiivis hiekka	40...80	0,35
Tiivis sora	100...200	0,40
Tiivis murskesora	300...350	0,40

Mikäli maa koostuu kahdesta eri kerroksesta, käytetään alustaluvun laskentaan usein varsin yksinkertaista Miettisen diplomityössä [33 katso [34 s.42-43] tarkasteltua kaavaa

$$k_s = \frac{1}{\frac{h_1}{E_1} + \frac{h_2}{E_2} + \frac{1}{k_m}}, \quad (21)$$

jossa

h_1 on kerroksen 1 paksuus

h_2 on kerroksen 2 paksuus

E_1 on kerroksen 1 kimmomoduuli

E_2 on kerroksen 2 kimmomoduuli

k_m on perusmaan alustaluku.

Yhtälössä käytetyille perusmaan alustaluvulle k_m on annettu likimääräisiä arvoja alla olevassa taulukossa 9. Perusmaan alustaluvun valinnalle suositellaan käytettäväksi vaihtelualan alarajaa. Usein kaavaa käytettäessä myös betoniosuus merkitään yhdeksi kerrokseksi. Tämä ei kuitenkaan tuo juuri mitään lisäarvoa laskennalle, sillä betonin osuus jää kaavassa mitättömän pieneksi.

Taulukko 9 Perusmaan alustalukujen arvoja [34 s.43].

Perusmaa	k_m [MN/m ³]
Hiekka	10...30
Tiivis hiekka	30...80
Tiivis hiekkasora	80...150
Karkea sora	150...250
Tiivis sora	200...300

On kuitenkin huomioitavaa, että kyseinen alustaluvun laskentamenetelmä antaa vain arvion alustaluvun arvolle. [34 s.42-43]

Mikäli kyseessä on erittäin suuri tai pieni perustus, kaava (21) herättää epäilyjä sen luotettavuudesta. Perusmaan alustaluku on laskettu tietyille perusmaan syvyydelle riippuen perusmaasta. Betonilattiat 2000 [34] kirjassa annetuilla arvoilla perusmaan syvyys otetaan kaavassa huomioon tiiviin soran syvyydestä 0,5 m löyhän hiekan syvyyteen 10

m. Koska kaavassa (21) ei oteta huomioon anturan dimensioita, tarkastelusyvyys ei muutu anturan koon muuttuessa. Ongelmatilanne syntyy siis lähinnä hyvin pienillä ja suurilla anturoilla. Tästä syystä erityistapauksissa voidaan pohtia käytettävän kaavasta (21) muunnettua muotoa [29]

$$k_s = \frac{1}{\frac{h_1}{E_1} + \frac{h_2}{E_2} + \frac{h_m}{E_m}}, \quad (22)$$

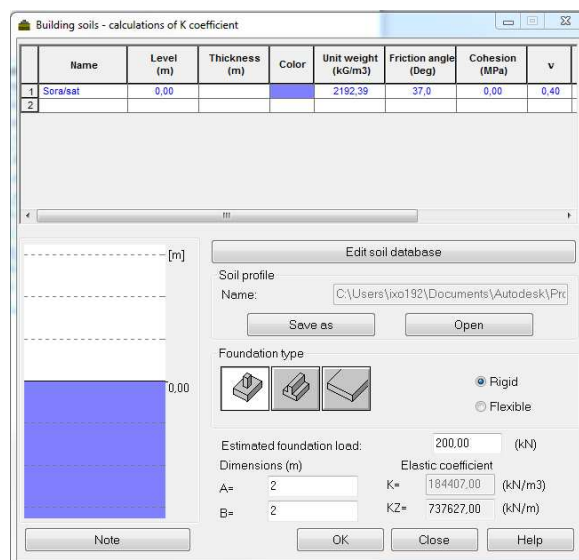
jossa

h_m on valittu tarkastelusyvyys perusmaan osalta.

Tällöin termin $1/k_m$ tilalla käytetään toista termiä h_m/E_m . Tämä vastaa ulkoasultaan muotoa h_i/E_i , jota käytetään ensimmäiselle ja toiselle rakennekerrokselle. Painumat lasketaan Betonilattiat 2000 –kirjan [34 s.42-43] mukaisesti syvyydelle ”2 kertaa perustuksen pidemmän sivun pituus”. Eurokoodissa EN 1997-1 [37 s. 61] sanotaan, että usein painuman laskemiseen riittää syvyys joka on 1-2 kertaa perustuksen sivumitta. Hyvin laajoilla anturoilla voidaan käyttää tarkasteluissa syvyyttä 0,5 kertaa perustuksen sivumitta [29]

Maapeite on Suomessa keskimäärin noin 7 metriä, mutta yleisimmillään se on 3-4 metriä [46 s.310]. Painuvan maakerroksen vaihteleva paksuus aiheuttanee osaltaan pientä virhettä painumalaskelmissa.

Alustaluvun ja jousivakion laskennassa voidaan käyttää myös Robot Structural Analysis ohjelman alustaluvunlaskentatoimintoa. Ohjelma määrittää alustaluvun ja jousivakion arvot painumien avulla Winklerin menetelmällä (kaava (3)). Kuvassa 16 on esitetty näkymä ohjelmasta. Lähtötietoina syötetään maamateriaalin tiedot, joihin vaikuttaa pohjaveden pinnan sijainti. Perustussyvyyttä ei voinut ottaa huomioon.



Kuva 16 Robot Structural Analysis ohjelman alustaluvun laskenta osuus.

Lähtötietoina ohjelmaan syötetään maamateriaalin tiedot, joihin vaikuttaa pohjaveden pinnan sijainti. Tämä otetaan huomioon käyttämällä maan omapainon (unit weight) laskentaan tarvittavan tilavuuspainon γ asemasta γ_{sat} arvoa. Muita syötettäviä parametrejä ovat kitkakulma (friction angle), koheesio (cohesion), Poissonin luku (ν) ja kimmoduuli (E_0).

		Name	Type	Consolidation symbol	Moisture type	IL / ID	Color	Unit weight (kG/m3)	Friction angle (Deg)	Cohesion (MPa)	Friction coeff.	ν	Eo (MPa)
1	<input checked="" type="checkbox"/>	Clay	Clay and silt A		-----	0,00		2243,38	25,0	0,06	0,47	0,25	65,00
2	<input checked="" type="checkbox"/>	Clayey silt	Clay and silt A		-----	0,00		2039,43	25,0	0,06	0,47	0,25	65,00
3	<input checked="" type="checkbox"/>	Silty clay	Clay and silt B		-----	0,10		1937,46	20,0	0,04	0,36	0,30	50,00

Kuva 17 Robot Structural Analysis ohjelmaan sijoitettavat maaparametrien arvot.

Kun maamateriaalit on määritelty, valitaan anturan muoto ja onko kyseessä jäykkä (rigid) vai joustava (flexible). Molemmat valinnat ovat esitettyinä välilehdellä erittäin havainnollisesti. Painamalla ”OK” painiketta alustaluku ja jousivakio tulostuvat ruudun oikeaan alalaitaan.

3.1.3 Tutkimustuloksia kirjallisuudesta

Taulukossa 10 on esitetty tutkimustuloksia alustaluvuille Elsameen [36] kokeellisesta tutkimuksesta kitkamaalle. Taulukoiduista arvoista voidaan nähdä, kuinka alustaluvun arvo vaihtelee eri laskentamenetelmillä. Vertailuun ei oteta mukaan Elsameen empiiristä kaavaa, joka kuvaa alustalukua tilanteessa, jossa perustussyvyys on anturan sivumitan suuruinen. Kyseinen tulos ei ole suoraan verrattavissa muihin alustaluvun arvoihin. Suurimmat eroavaisuudet laskentatuloksissa näyttävät aiheutuvan maalajeilla, joilla on suurin sisäinen kitkakulma ϕ . Tutkimuksessa tällä tarkoitetaan kitkakulmia välillä 36° - 42° . Tällöin suurimman ja pienimmän alustaluvun arvon välille jää erotukseksi $3,59 \text{ MN/m}^3$.

Taulukko 10 Alustaluvun k_s arvoja neliöanturalle ($B \times B$) kitkamaassa [MN/m^3] kirjallisuudesta ja Elsameen empiirisellä kaavalla [36 s.795].

Method	"k _s " [MN/m^3]		
	Loose ($\phi < 30^\circ$)	Medium ($\phi = 30^\circ - 36^\circ$)	Dense ($\phi = 36^\circ - 42^\circ$)
Biot (1937)	2.49	5.10	8.27
Vesic (1961)	1.72	3.45	5.56
Meyerhof and Baike (1965)	2.82	5.36	8.32
Selvadurai (1984)	1.83	3.49	5.41
Author empirical formula (Depth of footing = 0.0 B)	1.56	6.17	9.00
Author empirical formula (Depth of footing = 1.0 B)	6.34	10.20	13.55

Tutkimuksessa on käytetty maan kimmokertoimien $E_{s,maa}$ arvoja [36 s.794]:

- $E_{s,maa} = 7820 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, kun $\phi < 30^\circ$

- $E_{s,maa} = 14880 \frac{kN}{m^2}$, kun $\phi < 30^\circ - 36^\circ$
- $E_{s,maa} = 23080 \frac{kN}{m^2}$, kun $\phi < 36^\circ - 42^\circ$

Poissonin vakiona on käytetty arvoa $\nu=0,3$. [36 s.794]

Elsameen omalla empiirisellä kaavalla nelikulmaiselle anturalle (BxB) tarkoitetaan kaavaa

$$k_s = 2529,25D + 290,75\phi + 53,68q_a - 170413\delta_a - 5881,05, \quad (23)$$

jossa

D on perustussyvyys [m]

ϕ on sisäinen kitkakulma

q_a on sallittu kantavuus [kN/m^2] ja

δ_a on painuma sallitulla kantavuuden arvolla.

Tällä empiirisellä kaavalla virheprosentti on tutkijan mukaan vain $\pm 10\%$. Kaava (23) herättää kuitenkin kysymyksen laskennassa käytettyjen kertoimien tarkkuudesta. Koska kyseessä on maarakenteet, joita ei voida lähes ikinä määrittää täysin tarkasti, on melko kyseenalaista käyttää kahden desimaalin tarkkuutta.

3.1.4 Taulukkoarvoja

Kirjallisuudesta löytyy jonkin verran valmiiksi laskettuja alustalukujen arvoja. Niiden käytössä tulee kuitenkin noudattaa erityistä varovaisuutta, sillä lukujen suuruudet saattavat vaihdella huomattavasti. Tässä tapauksessa on muistettava myös tarkasteltavan maaperän ominaisuudet: onko taulukkoarvoja laskettaessa käytetty maaperä rakenteeltaan samanlaista kuin tarkasteltavassa kohteessa ja kuinka varmaa tietoa voidaan saada maaperän koostumuksesta. Taulukossa 11 on annettu joitakin alustalukujen arvoja saksankielisessä julkaisussa [52 s.180].

Taulukko 11 Alustalukujen (*Bettungsmodul*) arvoja maalajeille suomennettuna [52 s.180 taulukko 11.9].

Bodenart	Maalaji	k_s [MN/m ³]
Torf, Humus	Turve, humus	5-20
Ton, weich	Savi, pehmeä	20-40
Ton, plastisch	Savi, plastinen	30-60
Ton, steif	Savi, jäykkä	50-90
Ton, sehr steif	Savi, erittäin jäykkä	100-120
Ton, sandig	Savi, hiekkainen	80-100
Sand, locker gelagert	Hiekka, löyhä kerroksellinen	10-30
Sand, dicht gelagert	Hiekka, tiivis kerroksellinen	80-100
Kies, fein mit Sand	Hieno hiekkasora,	100-120
Kies, mittel mit Sand	Keskitiivis hiekkasora	120-150
Kies, grob mit Sand	Karkea hiekkasora	180-240
Kies, sehr dicht gelagert	Sora, erittäin tiivis	200-300

Englanninkielisen lähteen [35 s. 19] mukaisessa taulukossa on esitetty vastaavia arvoja hieman erilailla ryhmiteltynä. Taulukoitujen arvojen yksiköiden kanssa tulee olla tarkkana, jotta turhilta virheilta säästyttäisiin.

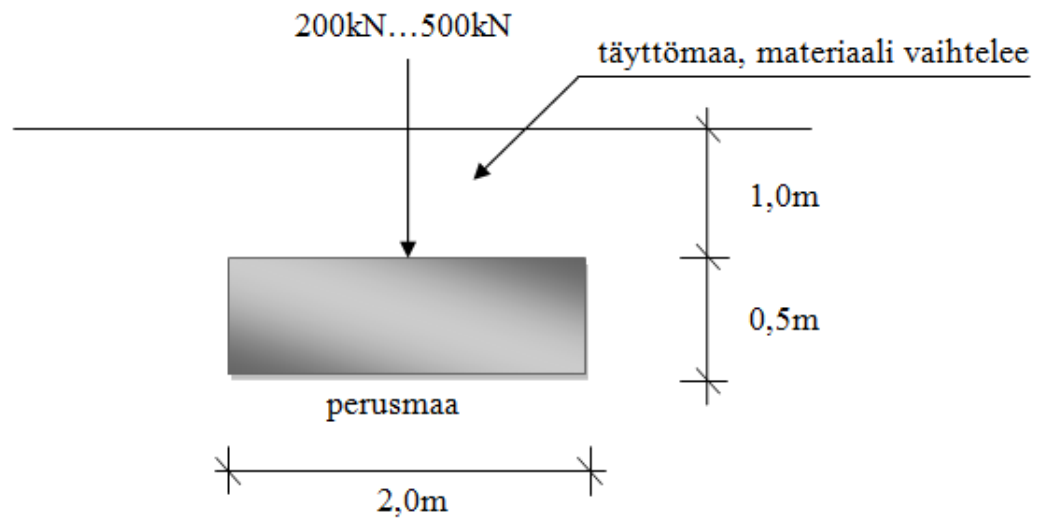
Taulukko 12 Alustalukujen (*Modulus of subgrade reaction*) arvoja maalajeille suomennettuna [35 s. 19].

Type of soil	Maalaji	k_s [kg/cm ³]	k_s [MN/m ³]
Quicksand, filled-up sand, wet soft clay	juoksuhiikka, täytemaa (hiekkä), märkä pehmeä savi	0,1-0,5	1-5
Sandy ballast, loose gravel, wet clay	hiekkainen pengertäyte, löyhä sora, märkä savi	0,5-5	5-50
Hight density sand, gravel, dry clay	Tiivis hiekka, sora, kuiva savi	5-10	50-100
Compacted sandy clay, stiff clay	tiivistetty hiekkainen savi, kova savi	10-20	100-200
Soft rocky soil, limestone, sandstone	pehmeä kivinen maa, kalkkikivi	20-100	200-980
Rock	kivi	100-1500	980-14700
Pile foundation	Paaluperustus	5-15	50-150

Kuten taulukoista 11 ja 12 nähdään, annetaan alustalukujen arvot lähes poikkeuksetta vaihteluväleinä. Tämä johtuu maaperän ominaisuuksien vaihtelevuudesta.

3.1.5 Laskennan tuloksia

Winklerin kaavaa käytettäessä on tiedettävä rakenteen pohjapaine ja painuma. Tämä menetelmä on siis riippuvainen kuormituksen suuruudesta yhdessä muiden kappaleessa 3.1 esitettyjen tekijöiden kanssa. Taulukossa 13 on näytetty sovelletulla kimmomenetelmällä määritetyt alustaluvut, jotka vastaavat 2m x 2m x 0,5m kokoisen anturan painumia hienolla hiekalla. Kuvassa 18 on esitetty havainnekuva tarkasteltavasta tilanteesta perustussyvyyden ollessa 1,5 m. Käytetyt maaparametrien arvot on esitetty kohdassa 2.4.1.



Kuva 18 Tarkasteltava perustus.

Painumat on laskettu sovelletulla kimmomenetelmällä. Taulukon ensimmäinen kohta (hieno hiekka) vastaa tapausta, jossa antura on perustettu suoraan maan pinnalle. Muissa kohdissa perustussyvyys on 1,5m ja täyttömaata on määritetty korkeussuunnassa 0,5m anturan yläpinnalle. Nimen toinen termi tarkoittaa täytemaan maa-ainesta, esimerkiksi kohdassa (hieno hiekka+hieno hiekka) täyttömaa on samaa maata kuin perusmaa eli hienoa hiekkaa. Viimeisessä kohdassa (hieno hiekka+sora+betoni) on otettu huomioon myös betonin omapaino kolmannella termillä. Siitä aiheutuva rasitus on lisätty suoraan kuormituksiin.

Taulukko 13 Alustalukuja sovelletun kimmomenetelmän painumien avulla laskettuna hienolle hiekalle.

Kuormitus	Perustus- syvyys 0,00m	Hieno hiekka painuma [mm]	Alustaluku k_s [kN/m ³]	Jousivakio k [N/mm=kN/m]
200kN		8,9	5610	22460
400kN		17,8	5610	22460
500kN		22,3	5610	22460
Kuormitus	Perustus- syvyys 1,50m	Hieno hiekka + Hieno hiekka painuma [mm]		
200kN		11,8	4250	17010
400kN		20,7	4840	19360
500kN		25,1	4980	19910
Kuormitus	Perustus- syvyys 1,50m	Hieno hiekka +Sora painuma [mm]		
200kN		12,1	4130	16510
400kN		21,0	4760	19030
500kN		25,5	4910	19630
Kuormitus	Perustus- syvyys 1,50m	Hieno hiekka +Sora +Betoni painuma [mm]		
200kN		14,3	3490	13950
400kN		23,2	4300	17210
500kN		27,7	4510	18050

Taulukosta nähdään Winklerin mallin mukainen painuman ja kuormituksen vaikutus alustalukuun sekä jousivakioon tapauksittain. Alustaluvun esittäminen maalajikohtaisena vakiona on siis hyvin kyseenalaista.

Biotin menetelmällä laskettuun alustalukuun ei sen sijaan vaikuta painuman suuruus eikä kuormitus. Se on riippuvainen ainoastaan maan kimmomoduulista, poissonin luvusta, anturan leveydestä ja jäykkydestä. Biotin kaava (5), vaikuttaa hyvin empiiriseltä jo alun alkaen, muun muassa jo potenssimerkinnän 0,108 vuoksi. Kaavalla lasketut maalajikohtaiset alustaluvun arvot on esitetty taulukossa 14. Samassa taulukossa on myös Vesicin painumakaavoilla Winklerin mukaan lasketut alustaluvut.

Taulukko 14 Alustaluvun laskentatuloksia 2mx2mx0,5m anturalle.

ALUSTALUKU [MN/m ³]	BIOT	VESIC (ilman muotokerrointa)	VESIC (muotokertoimen kanssa)	BY45/BLY7 (yksi rakennekerros)	KLEPIKOV
Hieno hiekka	4,4	5,3	9,2	1,3	5,7
Hiekka	34,4	34,2	50,9	15,9	36,2
Sora	64,6	59,5	84,9	33,4	63,1
Tiivis sora	99,6	80,4	123,1	57,3	94,6

Verrattuna Winklerin kaavalla laskettuihin alustalukuihin, jotka on laskettu Plaxis 3D:n perusteella, luvut ovat samaa suuruusluokkaa. Suurimmat yhtäläisyydet ovat havaittavissa löyhillä maa-aineksilla Biotin, Vesicin (ei muotokerrointa) ja Klepikovin kaavoilla. Taulukossa esitetty Klepikovin alustaluku on laskettu Winklerin menetelmällä, käyttämällä hyväksi Klepikovin kaavalla saatua painuman arvoa, ks kappale 3.4.4. Tiiviillä maa-aineksilla parhaat vastaavuudet on havaittavissa Vesicin kaavalla, jossa muotokerroin on huomioitu. Betonilattiat -kirjan kaavalla laskettu tulos on karkeasti puolet pienempi kuin muilla menetelmillä lasketut. Karkeasti kiteytettynä painumat ovat siis tällöin suurempia eli kaavaa ei voida soveltaa tässä tutkimuksessa.

Tarkasteltaessa Betonilattiat 2000 [34 s.42-43] mukaisia alustalukumenetelmiä, huomataan, että tulosten arvoa hallitsevat suuret kerrokset. Esimerkkinä voidaan esittää betonilaatan vaikutus alustalukuun. Kun tulos esitetään kolmen desimaalin tarkkuudella yksikössä [MN/m³], betonin lisääminen kaavaan ei vaikuta millään tavalla. Betonin osuus kaavasta jää merkityksettömän pieneksi suuren kimmokertoimen ja pienen kerrospaksuuden vuoksi. Samasta syystä ohut kerros kuivakuorisavea ei vaikuta alustalukuun tarkastellussa kerroksellisen maan tapauksessa. Lujilla maakerroksilla tätä ongelmaa ei kuitenkaan ole havaittavissa, sillä kantavuus on jo itsessään riittävä.

Kaavassa on myös toinen hieman epäilyttävä seikka, sillä tulos perustuu voimakkaasti kerrosten paksuuteen. Vertailemalla taulukon 15 tuloksia nähdään, että suurentamalla perusmaan paksuutta alustaluku pienenee.

Taulukko 15 Alustalukuja Betonilattiat 2000, BY45/BLY7 kirjan mukaisella kerroksellisen maan laskentakaavalla (21) määritettynä.

ALUSTALUKU [MN/m ³]	USEITA RAKENNEKERROKSIA 3m	USEITA RAKENNEKERROKSIA 5m	USEITA RAKENNEKERROKSIA 6m	USEITA RAKENNEKERROKSIA 8m
Hieno hiekka	2,5	1,667	1,429	1,111
Hiekka	12	8,571	7,5	6
Sora	27,273	17,647	15	11,538
Tiivis sora	37,5	21,818	21,429	16,667

Työssä tarkasteltiin lisäksi kaavoilla (20) ja (21) laskettuja alustalukujen arvoja. Tällöin pystyttiin määrittämään syvyys, jonka kaava (20) ottaa huomioon yhden rakennekerroksen tarkasteluissa. Maapohjalle, joka koostuu vain yhdestä materiaalista, määritettiin alustaluvun arvo molemmilla kaavoilla. Tarkasteltu antura oli kooltaan 2 m x 2 m x 0,5 m ja käytetty betoni oli laatua C25/30. Kaavalla (21) saatu arvo 1,34 MN/m³ vastasi (löyhän hiekan tapauksessa) kaavan (22) arvoa, kun tarkastelusyvytydeksi valittiin 6,5 metriä. Tiiviillä soralla taas kaavan (21) arvo 33,39 MN/m³ vastasi kaavassa (22) käytettyä syvyyttä 2,5 metriä. Taulukossa 16 on esitetty lisäksi muutamia tarkastelusyvytyksien likiarvoja.

Taulukko 16 Kaavassa (20) käytetty tarkastelusyvytyys.

	Alustaluku [MN/m³]	Tarkastelusyvytyys [m]
Savi	0,2	9,2
Löyhä hiekka	1,3	6,5
Tiivis Hiekka	9,3	3
Tiivis murskesora	144,5	0,7
Tiivis sora	33,4	2,5

Taulukon 16 perusteella voidaan todeta, että kaavassa (20) tarkastellaan sitä syvempää maakerrosta, mitä hienompaa ja löyhempää tarkasteltava maa-aines on.

Robot Structural Analysis ohjelmalla määritetyt alustalukujen arvot on esitetty taulukossa 17. Käytetyt maaparametrit on esitetty kohdassa 2.4.1.

Taulukko 17 Alustalukulaskennan tuloksia Robot Structural Analysis ohjelmalla.

	Kuormitus	Alustaluku k_s [MN/m³]	Jousivakio k [MN/m]
HIENO HIEKKA	200kN	9,9	39,7
	400kN	9,1	36,4
	500kN	8,7	34,9
HIEKKA	200kN	82,9	331,5
	400kN	73,0	292,2
	500kN	71,4	285,7
SORA	200kN	184,4	737,6
	400kN	162,6	650,2
	500kN	158,9	635,8
TIIVIS SORA	200kN	129,1	516,3
	400kN	116,7	466,9
	500kN	111,3	445,1

Vertailtaessa alustalukujen tuloksia, nähdään selvä yhtäläisyys muun muassa Plaxis 2D:n tuloksiin. Vain pienimmällä kuormituksella alustaluvun arvo on huomattavasti

liian pieni. Robotin antama tulos on varmalla puolella laskettaessa painumia, mutta anturan joustavuuden määrittämiseen sitä ei voi käyttää. Ohjelmaa voi siis käyttää suurilla kuormituksilla, mutta pienten kuormitusten kanssa on oltava erityisen varovainen.

3.2 Alustaluku vaakasuunnassa

Vaakasuuntainen alustaluku kuvaa maan vaakasuuntaisen siirtymän ja voiman suhdetta, samalla periaatteella kuin pystysuuntainenkin. Vaakajousien laskennassa sovelletaan paalujen mitoituksessa käytettävää alustaluvun arvoa rakenteiden samankaltaisuuden vuoksi. Kitkamailla vaakasuoran alustaluvun oletetaan kasvavan lineaarisesti syvyyteen 10d saakka. Tätä raja-arvoa 10d syvemmällä alustaluku oletetaan vakioksi. Alustaluku lasketaan staattisessa kuormitustilanteessa yhtälöllä

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

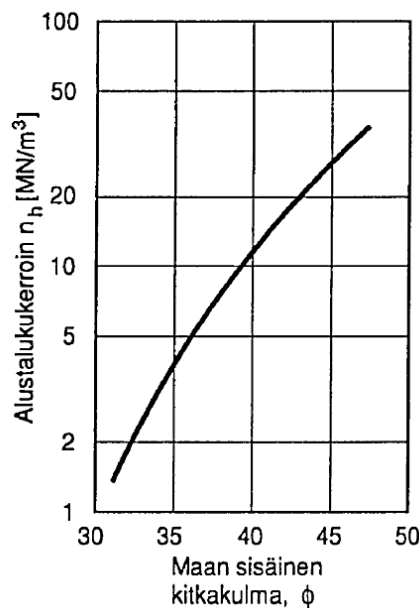
jossa

n_h on alustalukukerroin [kN/m^3]

z syvyys maanpinnasta

d peruspilarin(paalun) ulkohalkaisija. [55 s.30]

Alustalukukerroin kuvastaa alustaluvun muuttumisnopeutta syvyyden muutoksen suhteen. Tiivistyneillä kitkamailla tämä arvo on lähes maalajikohtainen vakio. Kerroin saadaan selville graafisesti maan kitkakulman avulla kuvasta 19. Kuvaajasta saatavat arvot pätevät pohjavedenpinnan yläpuolisille maakerroksille. Kuvaajan arvoja voidaan käyttää myös pohjavedenpinnan alapuolella, kun alustalukukertoimen arvoa kertoo luvulla 0,6. [55 s.30]



Kuva 19 Alustalukukertoimen määrittäminen [55 s.31].

Vaativissa (GL2) ja erittäin vaativissa olosuhteissa on suositeltavaa käyttää alustalukukertoimen laskentaan kaavaa

$$n_h = \alpha_{paalu} \beta_{paalu} \frac{M}{Z}, \quad (25)$$

jossa

α_{paalu} on muuttuja, jonka arvo on 0,75 (Terzaghi) tai 1,0 (Poulos)

β_{paalu} on kokoonpuristuvuusmoduuli [kN/m²]

M on kokoonpuristuvuusmoduuli [kN/m²] [55 s.32].

Muuttuja β lasketaan kaavalla (26)

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

Kaavalla saatavat arvot ovat suuruudeltaan väliltä 0,83...0,95, mikäli Poissonin luku vaihtelee välillä 0,25...0,15. [55 s.30]

Tässä työssä käsitellään vaakasuuntaisen alustaluvun laskentaa kirjallisuustutkimuksen osalta vain kitkamaille. Vaakasuuntaisia jousia ei käsitellä laskennallisesti, koska niiden käyttämiseen sisältyy useita epävarmuustekijöitä. Esimerkiksi vierustäytön tiiveyttä on hankalaa varmistaa työmaolosuhteissa. Koska tässä tapauksessa kyseinen jousiarvo syntyy ainoastaan täytemaiden vaikutuksesta, joten rajausta on aiheellinen. Lisäksi työtä on rajattu pystyjousien käsittelyyn.

Vaakajousien vaikutus on havaittu vähäiseksi matalalla peruspilareilla käytännön sovellusta kuvaavissa laskelmissa. Tutkimuksen kirjallisuusosiossa tarkkuudeksi määritellään taulukon avulla määritettävä alustalukukerroin.

Pilarin jäykkyys eli koko vaikuttaa olennaisesti muodonmuutosten suuruuteen. Pilaria voidaan käsitellä maassa kiertyvänä jäykkänä kappaleena, kun suhde $L_{pp}/T < 2$. Merkintä L_{pp} tarkoittaa pilarin upotussyvyyttä eli pituutta ja muuttuja T voidaan laskea kaavalla [43 s.65]

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI_c}{n_h}}, \quad (27)$$

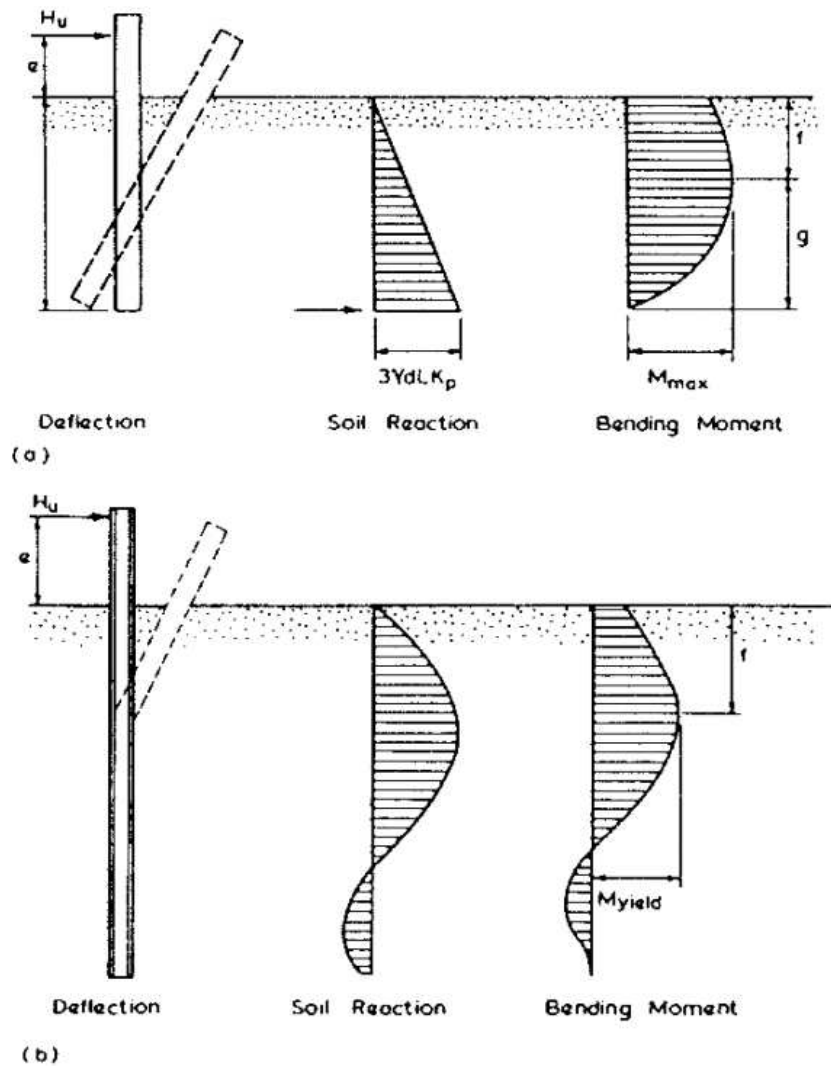
jossa

EI_c tarkoittaa peruspilarin jäykkyyttä.

Tällöin pilarin muodonmuutoksia ei tarvitse ottaa huomioon. Kun edellä mainittu parametrisuhde on ≥ 4 , laskelmissa tulee ottaa huomioon myös peruspilarin muodonmuutokset. [43 s.65]

Kuvassa 20 on havainnollistettu a) jäykän ($L_{pp}/T < 2$) ja b) taipuisan ($L/T \geq 4$) paalun murtomekanismit kitkamaassa, kun kyseessä on järeä perustus. Perustuksen vaakasuuntaisen alustaluvun tarkastelu pohjautuu tähän jaotteluun. Kohdassa a tarkastellaan jäyk-

kää pilaria sen taipuman (deflection), maan reaktion (soil reaction) sekä syntyvän taivutusmomentin kautta (bending Moment). Vastaavasti kohdassa b tarkastellaan kimmoisaa paalua, joka vaatii jäykkystarkastelun.



Kuva 20 a) Jäykän ($L_{pp}/T < 2$) ja **b)** taipuisan ($L/T \geq 4$) paalun murtomekanismit [58 s.9].

Oulun yliopistossa tehdyssä Hanna Rasi-Koskisen diplomityössä [59] käsiteltiin vaakasuorien alustalukujen määrittystä paaluille. Kyseisen tutkimuksen perusteella päädyttiin alustalukulaskennan suhteen johtopäätökseen, jossa Terzaghin ja Poulosin menetelmät soveltuvat hyvin kitkamaille. Leikkauskestävyyskulman avulla laskettu arvo antoi suuruudeltaan vaihtelevia eli liian pieniä ja liian suuria siirtymän arvoja mitattuihin siirtymiin verrattuna. [59]

3.3 Jousivakio

3.3.1 Pystyjousi

Jousivakiolla kuvataan alustaluvun tavoin maan kokoonpuristuvuusominaisuuksia. Se määritellään jousivoiman ja siirtymän avulla. Erona alustalukuun jousivakio määritetään tiettyä pinta-alaa kohden.

Tarkastellaan tässä tapauksessa Winklerin mallia, jossa maapohja painuu vain kuormitetulta alueelta. Tällöin jousivakio lasketaan kuormituksen ja painuman suhteenä. Jousivakio k [8 s.1] voidaan määritellä tutusta yhtälöstä (28):

$$F = k_v s \quad (28)$$

jossa

F tarkoittaa jousivoimaa ja
 s siirtymää.

Mitä enemmän antura painuu, sitä pienempi on jousivakion arvo eli sitä löysempi maajousi on. Jousi on sitä löysempi, mitä pienempi se on arvoltaan.

Jousivakiolle ja alustaluvulle saadaan yhtälöiden (4) ja (28) avulla yhteys, joka voidaan esittää yhtälön (29) muodossa [14 s. 5]. Symbolilla A tarkoitetaan tässä tapauksessa kuormituspinta-alaa.

$$k_v = k_s A. \quad (29)$$

Maajousen arvo koostuu siis toisaalta anturan pinta-alasta ja alustaluvun arvosta. Jousivakion yksikkö on MN/m. [14 s. 5]

3.3.2 Kiertymäjousi

Kiertymäjousi k_φ määritellään rakenteen kykynä ottaa vastaan momenttia. Se lasketaan momentin ja kiertymän suhteenä kaavalla

$$M_{Ek} = k_\varphi \varphi, \quad (30)$$

jossa

M_{Ek} on käyttörajatilan mukainen momentti
 φ kiertymä momentista.

Kaavasta on nähvissä suoraan sen analogisuus siirtymäjousen kaavaan (28).

3.4 Painuma

3.4.1 Määritelmä

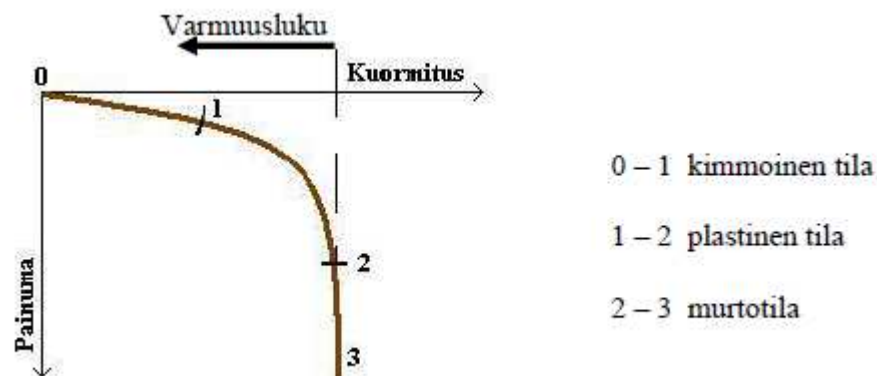
Painuma voidaan määritellä materiaalin muodonmuutoksena, joka voi olla joko kimmoista tai palautumatonta. Pohjarakenteiden yhteydessä painuma tarkoittaa yleensä maanvaraisen perustuksen pystysiirtymää. Se pätee tässäkin työssä. Painuma liittyy olennaisena osana jäykkyyden arvointiin.

Maaperän painumat syntyvät yleensä jonkin rakenteen kuormittaessa maata. Painumia voi aiheutua myös tärinästä, roudan sulamisesta tai sivuvaikutuksena pohjavedenpinnan laskemisesta. Painumalaskelmissa tulee ottaa huomioon sekä välitön että vähitellen syntyvä painuma. Maan käyttäytyminen riippuu pitkälti tilasta, jossa maa on kuormitettaessa. Muun muassa alikonsolidoituneessa maassa painumat ovat suurempia kuin normaalikonsolidoituneessa maassa. Painuman määrittämisessä on havaittavissa muutamia merkittäviä ongelmia, jotka vaikuttavat tulosten luotettavuuteen. Niitä ovat

- maaparametrien määrittäminen, josta aiheutuva virhe voi olla jopa 50 %.
- jännityskuvion esittäminen numeroarvoilla sekä
- arvio tehokkaasta syvyydestä [50 s. 240-241]. [11 s.4-7]

Etenkin painumien käsinlaskenta perustuu edelleen pitkälti Winklerin mallin mukaiseen ajatteluun, jolloin kaikki muodonmuutokset tapahtuvat vertikaalisesti (ks. kuva 11). Aikojen saatossa on todettu, muodonmuutoksia tapahtuu myös vaakasuunnassa, sillä pääjännityksen σ_1 suunta muuttuu siirryttäessä anturan symmetria akselilta reunoja kohden. Mikäli kyseessä on kuitenkin äärettömän laaja kuormitus, kaikki suurimmat pääjännitykset oletetaan kaikkialla vertikaalisiksi ja yhtä suuriksi. [11 s. 6-7]

Anturan ideaalinen kuormitus-painumakäyrä on kuvan 21 mukainen. Painumien suuruus ei ole suoraan verrannollinen kuormituksen arvoihin kuin kimmoisen painuman alueella eli kuvassa 21 alueella 0-1. Kun kuormitusta lisätään, painumat muuttuvat yhä enemmän pysyviksi plastisten muodonmuutosten takia. Tällöin puhutaan jo kuvassa esitetystä kohdasta 1-2. Välillä 2-3 lähestytään murtotilaa, jolloin painumat kasvavat voimakkaasti lähes ilman kuormituslisäystä. [13]



Kuva 21 "Ideaalinen" painumakäyrä anturalle [13 s.1].

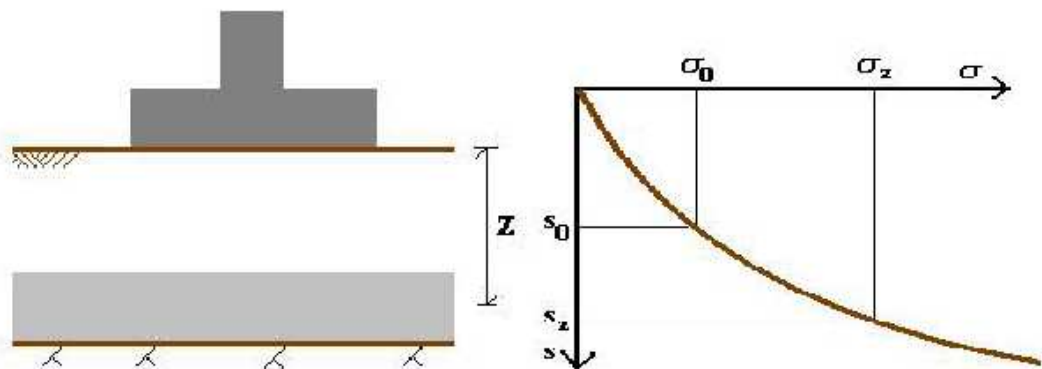
Painumalaskennassa kokoonpuristuvat maakerrokset otetaan huomioon syvyydeltä, joka riippuu

- perustuksen koosta ja muodosta
- maan jäykkyyden vaihteluista ja
- perustusten etäisyydestä.

Syvyyden voidaan usein olettaa olevan 1-2 kertaa perustuksen leveyden mittainen, kun kyseessä ei ole erittäin pehmeitä maalajeja. Mikäli syvyys halutaan määrittää tarkemmin, painuvat maakerrokset tulee ottaa huomioon sille syvyydelle saakka, jossa perustakuormista johtuva tehokas pystysuuntainen jännitys on enää 20 % maakerrosten painosta aiheutuvasta tehokkaasta jännityksestä. Laskettuja painumien arvoja ei pidetä tarkkoina, vaan ne antavat vain likimääräisen arvion. [37 s.60-61]

Levykuormituskoetta käytetään usein apuna painumien määrittämiseen. Siinä on kuitenkin omat rajoitteensa, sillä jännitys, joka aiheuttaa painumaa, ei ulotu kuin muutamana kymmenen senttimetrin syvyyteen. Jotta tuloksia voidaan pitää luotettavina, painuvan kerroksen on oltava ohut tai homogeeninen. Mikäli on tiedossa, että syvemmillä maassa on painuvampi kerros, kyseistä alustaluvunmääritysmenetelmää ei voida käyttää. [20;[36 s.790].

Painumalaskennassa on otettava huomioon geostaattiset jännitykset eli ennen rakentamista maakerroksissa vallitsevat jännitykset muun muassa maan omapainosta. Perustuksesta johtuva maakerroksen painuma voidaan siten laskea vähentämällä kokonaispainumasta geostaattisten jännitysten aiheuttama painuma. Poikkeuksena on kuitenkin painumalaskenta alikonsolidoituneille maille. Kuvassa 22 on havainnollistettu maan omasta painosta aiheutuvia geostaattisia jännityksiä ja kokonaisjännityksen muodostumista. Yhden maakerroksen aiheuttama geostaattinen jännitys σ_0 lasketaan kertomalla maan tilavuuspainoa γ kerroksen paksuudella h (kuvassa z). Tilannetta vastaava painuma on merkitty kuvassa 22 merkinnällä s_0 . Muuttujalla σ_z on merkitty geostaattisten jännitysten ja anturan aiheuttaman lisäjännityksen summaa.



Kuva 22 Painumalaskennassa huomioitavat jännitykset [11 s.8].

Mikäli maa on kerroksellista, maan omasta painosta johtuvat jännitykset lasketaan-kerrosten aiheuttamien geostaattisten jännitysten σ_0 summana

$$\sigma_{z0} = \sum \gamma_i \Delta h_i, \quad (31)$$

jossa

γ_i on maakerroksen tilavuuspaino ja

Δh_i on maakerroksen paksuus.

Kokonaisjännityksen laskemiseksi geostaattiseen kokonaisjännitykseen on vielä lisättävä anturaperustuksen aiheuttama lisäjännitys. [11 s.8]

3.4.2 Painumalajit ja laskenta

Painumat voivat olla joko pysyviä eli plastisia tai palautuvia eli kimmoisia. Kokonaismuodonmuutos lasketaan näiden summana eli molemmat täytyy tarkastella painumalaskelmissa. Toinen jaotteluperuste on painuman jako

- alkupainumaan s_i
- konsolidaatiopainumaan s_p
- leikkausjännitysten aiheuttamaan painumaan s_τ sekä
- virumaan s_s eli sekundääripainumaan [37 s.60-61].

Kyseisistä painumalajeista leikkausjännitysten aiheuttamat painumat ja viruma ovat merkitykseltään vähäisempiä kuin muut. Kokonaispainuman muodostumista voidaan kuvata kaavalla

$$S = s_i + s_p + s_\tau + s_s. \quad (32)$$

Eurokoodin EN 1997-1 [37 liite F4] mukaan painumien laskennassa on oltava varovainen, sillä ”suljetun tilan painuman ja konsolidaatiopainuman yhteenlaskeminen johtaa usein kokonaispainuman yliarviointiin”. Tilannetta on kuitenkin mahdollista korjailla tekemällä kokemuksiin perustuvia korjauksia.

Alkupainuma s_i tapahtuu heti kuormituslisäyksen jälkeen ja sitä voidaan kutsua myös kimmoisaksi painumaksi. On tavallista, että painuma on ohitse jo rakennusaikana, jolloin rakenteet ehtivät mukautua siihen. Koheesiomailla se ei aiheuta tilavuudenmuutosta, koska painuma tapahtuu suljetussa tilassa. Tällöin painuman edellytyksenä ovat leikkausmuodonmuutokset eli maan liike sivusuunnassa. Kitkamailla alkupainumaa kutsutaan välittömäksi painumaksi ja se tapahtuu avoimessa tilassa. Toisin sanoen siinä voi tapahtua sekä tilavuuden muutoksia että leikkausmuodon muutoksia. Normaalisti konsolidoituneen saven alkupainuma on noin 10-30 % ja ylikonsolidoituneen 20-50 % kokonaispainumasta. Tiiviillä ja karkearakeisilla maalajeilla alkupainumat jäävät verrattain pieniksi. [47 s.207-208; [48 s.22-24,65]

Yleisesti käytetty kaava [47 s.208] alkupainuman laskentaan homogeenisille koheesiomailla on Norjan geoteknisen instituutin kehittämä

$$s_i = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_m}, \quad (33)$$

jossa

μ_0 on kerroin joka riippuu perustuksen muodosta ja perustamissyvyydestä (ks. kuva 23)

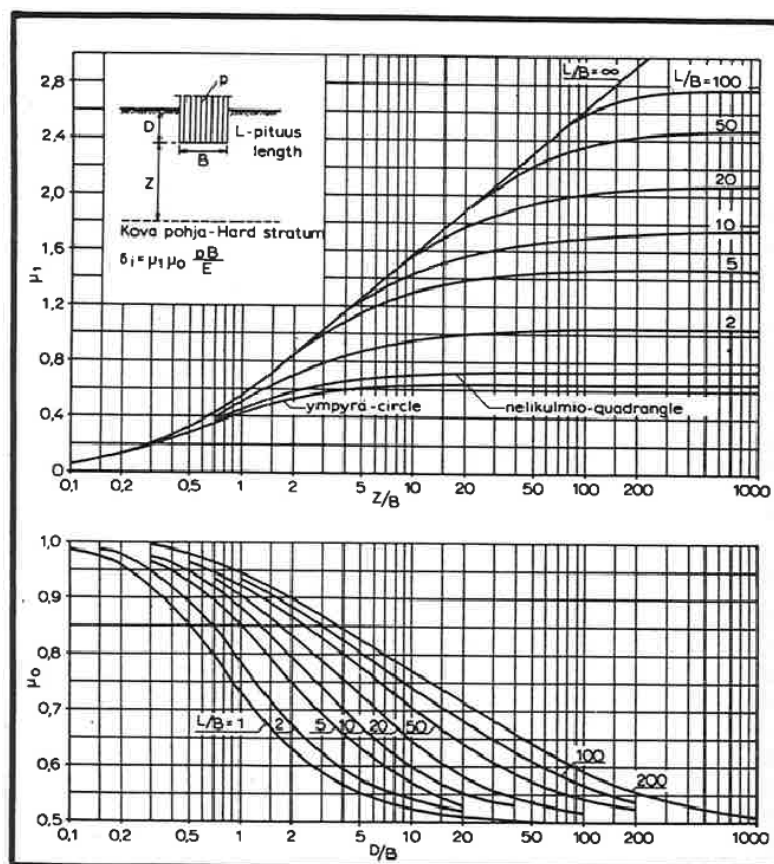
μ_1 on kerroin jonka suuruus riippuu painuvan maakerroksen paksuudesta ja perustuksen muodosta (ks. kuva 23)

q on maapohjalle tuleva tasainen pohjapaine

B on peruslaatan leveys ja

E_m on painuvan maakerroksen keskimääräinen kimmomoduuli.

Kuvassa 23 on esitettyinä käyrät kerrointen μ_0 ja μ_1 määrittämiseksi anturan mittojen ja perustussyvyyden perusteella.



Kuva 23 Alkupainuman määrittämiseen koheesiomailla [47 s.208].

Kitkamaille alkupainuma voidaan laskea likimääräisesti kaavalla [48 s.22]

$$s_i = \frac{i_s q B}{E_d} c_t \quad (34)$$

jossa

i_s on perustuksen muotokerroin (ks. kuva 25)

q on pohjapaine [kN/m^2]

B on perustuksen leveys [m]

E_d on maapohjan muodonmuutosmoduuli [MPa]

c_t on kerroin jonka suuruus riippuu kokoonpuristuvan kerroksen paksuudesta ja anturan mitoista (ks. kuva 26).

Kaavassa (34) Poissonin luvuksi on oletettu 0,33 ja muodonmuutosmoduuli E_d on oltava määritetty levykuormituskokeella. Mikäli muodonmuutosmoduuli halutaan kuitenkin määrittää kairausvastusten perusteella, ensin tulee laskea painotetun kairausvastuksen arvo kaavalla [48 s.22-23]

$$N = \frac{1}{6}(3N_1 + 2N_2 + N_3) \quad (35)$$

jossa

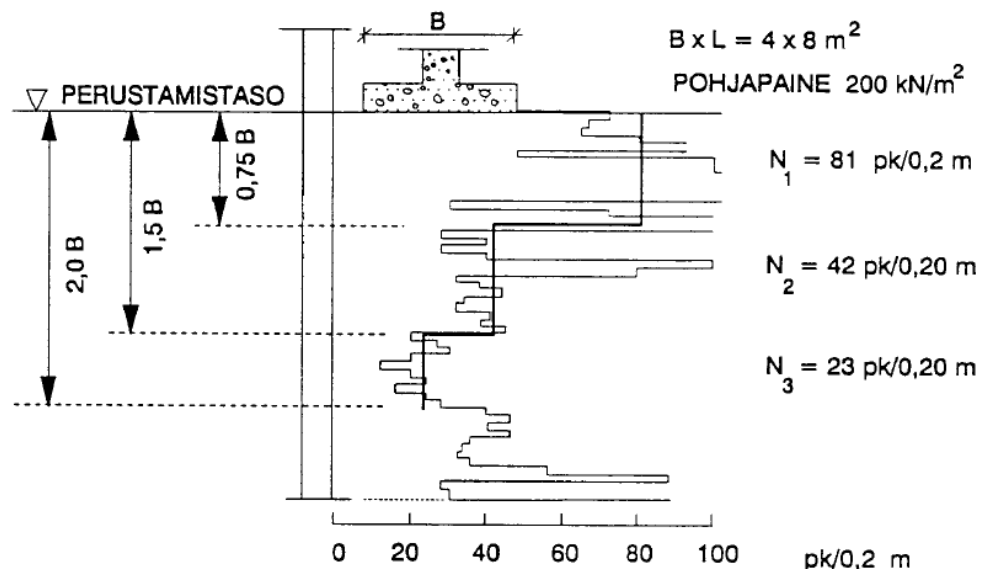
N on painotettu kairausvastus

N_1 on kairausvastus syvyydellä 0-0,75B (ks. kuva 24)

N_2 on kairausvastus syvyydellä 0,75B-1,5B (ks. kuva 24)

N_3 on kairausvastus syvyydellä 1,5B-2,0B (ks. kuva 24)

Maapohja jaetaan siis ensin kuvan 24 mukaisiin alueisiin syvyysuunnassa ja jokaiselle kerrokselle määritetään oma keskimääräinen kairausvastus. Kaavassa (35) käytettyjen kairausvastusten arvojen määrittäminen eri kerroksille on havainnollistettu kuvassa 24. [48 s.22,65]



Kuva 24 Kairausvastuksen painotus ja määrittäminen esimerkkitapauksessa [48 s.65].

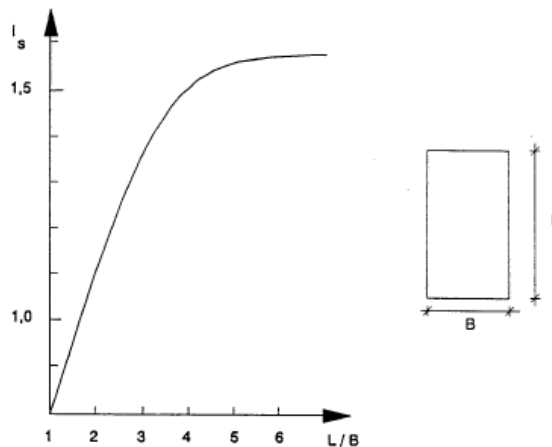
Muodonmuutosmoduulin arvo saadaan etsimällä kaavalla (35) saatua painotettua kairausvastusta vastaava arvo taulukosta 18. Huomioitavaa on, että taulukko ei toimi suoraan kaikille maalajeille, vaan se pätee vain hiekalle. Taulukkoa on kuitenkin mahdollista käyttää myös siltille pienentämällä arvoja 3 % ja soralle suurentamalla arvoja 2 %. Siltillä painokairausvastus tulee lisäksi jakaa arvolla 1,3 määrittäessä suhteellista

tiivyyttä. Mikäli kokoonpuristuvampia kerroksia on syvemmällä kuin ns. aktiivisella vyöhykkeellä (2B), painuma on laskettava kerroksittain. [48 s.22,65]

Taulukko 18 Muodonmuutosmoduulin ja kitkakulmien arvoja [48 s. 9].

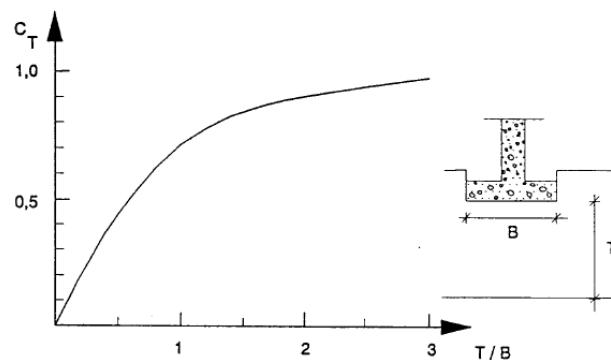
Suhteellinen tiiviyys	Heijari-kairaus N_{20} (L/0,2 m)	Puristin-kairaus q_c (MPa)	Paino-kairaus 1) NHT (pk/0,2 m)	SPT-kairaus 3) N_{30} (L/0,3 m)	Kitka-kulma 2) (ast.)	Muodonmuutosmoduuli E_d (MPa)
Hyvin löyhä	< 5	< 2,5	< 10	< 4	29 - 32	< 10
Löyhä	3 - 10	2,5 - 5,0	10 - 30	4 - 10	32 - 35	10 - 20
Keskitiivis	8 - 17	5,0 - 10,0	20 - 50	10 - 30	35 - 37	20 - 30
Tiivis	12 - 36	10,0 - 20,0	40 - 90	30 - 50	37 - 40	30 - 60
Hyvin tiivis	> 30	> 20,0	> 80	> 50	40 - 45	60 - 90

Muotokertoimen i_s määrittämiseen käytetään kuvan 25 kuvaajaa, jossa kertoimen arvo saadaan laskemalla ensin perustuksen sivumittojen suhde [48 s.9,65].



Kuva 25 Muotokertoimen i_s määrittäminen [48 s.23].

Kuvan 26 perusteella voidaan määrittää alkupainuman laskentaa varten kerroin c_t , joka riippuu painuvan kerroksen paksuudesta H (kuvassa T) suhteessa anturan leveyteen B. [48 s.23]



Kuva 26 Kertoimen c_t määrittäminen [48 s.23].

Konsolidaationapainumalla s_p tarkoitetaan rakennuspohjan tiivistymisestä aiheutuva painumaa, jolloin maan huokostilavuus ja vesipitoisuus pienenevät. Toisin sanoen konsolidaatiopainumassa on kyse nimensä mukaisesti maan konsolidoitumisesta eli veden poistumisesta kyllästetystä maasta. Ajallisesti konsolidaatiopainuma sijoittuu tapahtuvaksi alkupainuman jälkeen ja osaksi jo sen aikana. Kitkamailla konsolidaatiopainuma on niin nopeaa, että sen ja alkupainuman erottaminen erillisiksi painumiksi on mahdollista. Hienorakeisilla koheesiomailla painuma tapahtuu sen sijaan hyvin hitaasti, sillä maan vedenläpäisevyys on heikko. Tällöin painuma saattaa kestää kuukausia ja jopa vuosia. Toisaalta painuman suuruus on juuri maaperän suuren huokosluvun ja suuren vesipitoisuuden johdosta runsasta. Tästä syystä aika-painumayhteys on yleensä selvitetävää. [47 s. 209-212; [50 s.240-241]

Laskettaessa konsolidaatiopainumia voidaan käyttää apuna maan sivutuettua yksidimensionaalista muodonmuutosta tai konsolidaatiokäyriä [37 s. 149]. Laskenta voidaan suorittaa mm. kokoonpuristuvuusindeksimenetelmällä, sekanttimoduulimenetelmällä tai Ohde-Jambun tangenttimoduulimenetelmällä. Kansainvälisesti suosituin menetelmä perustuu kokoonpuristuvuusindeksiin C_c . Suomessa tätä ei kuitenkaan käytetä, sillä normaalikonsolidoituneet postglasiaaliset pehmeät savet, joita suomalaiset rannikosavet edustavat, eivät käyttäydy mallin edellyttämällä tavalla. Kyseinen kokoonpuristuvuusindeksimenetelmä on tangenttimoduulimenetelmän erikoistapaus. Suomessa käytetyin malli konsolidaatiopainuman laskentaan on tangenttimoduulimenetelmä. [20]

Tarkastellaan primäärisen konsolidaatiopainuman laskemista tangenttimoduulimenetelmällä [49 s.3-6]. Kyseisen painuman laskentaan käytetään tavallisesti kokoonpuristuvuusmoduulia M , joka lasketaan yleensä Jambun tangenttimoduulin tavoin kaavalla [49 s.4]

$$M = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon} = m\sigma_a \left(\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^{1-\beta}, \quad (36)$$

jossa

σ' on tehokas pystyjännitys

ε on kokoonpuristuma

m on moduuliluku

σ_a on vertailujännitys 100kN/m^2 ja

β on jännityseksponentti.

Mikäli jännityseksponentin arvo on nolla ($\beta=0$), yksinkertaistuu kaava muotoon [20 s.118]

$$M = m \sigma'. \quad (37)$$

Moduuliluvuille ja jännityseksponenteille löytyy taulukoituja arvoja. Näistä voidaan valita oikeat arvot, kun tiedetään maalaji ja sen tiiveys. Tehokas pystyjännitys voidaan laskea kaavalla [49 s.3]

$$\sigma' = \sigma'_0 + \Delta\sigma - u, \quad (38)$$

jossa

σ'_0 on tehokas pystysuuntainen alkujännitys

$\Delta\sigma$ on kokonaispystyjännityslisäys syvyydellä z

u on huokosveden ylipaine. [49 s.3-6]

Kokoonpuristuma ε määritään integroimalla kaavasta (36) ratkaistu de jännitysmuutoksen yli. Jännityseksponentin β ollessa nolasta poikkeava ($\beta \neq 0$), voidaan käyttää kaavaa [49 s.5]

$$\varepsilon = \int_{\sigma'_0}^{\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} = \frac{1}{m\beta} \left[\left(\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right)^\beta - \left(\frac{\sigma'_0}{\sigma_a} \right)^\beta \right]. \quad (39)$$

Mikäli jännityseksponentti on nolla ($\beta=0$), kaava [49 s.5] muotoutuu muotoon.

$$\varepsilon = \int_{\sigma'_0}^{\sigma'} \frac{d\sigma'}{M} = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma'}{\sigma'_0}. \quad (40)$$

Kokonaispainuma saadaan tästä integroimalla kokoonpuristuma syvyyden yli. Näin saadaan painumalle kaava [20 s.119]

$$S_p = \int_0^H \varepsilon dz = \sum_{i=1}^n \varepsilon_i H_i, \quad (41)$$

jossa

n on kerrosten lukumäärä. [49 s.3-6]

Leikkausjännitysten aiheuttama painuma s_τ on plastista, maamassan hitaasti tapahtuvaa liikettä. Yleensä tämä painumalaji on merkittävä vain tierakennuksessa, kun varmuus maapohjan murtumista vastaan on pieni. [37 s.60-61] Painuman laskeminen ei ole mahdollista klassisella maamekaniikalla, mutta se voidaan suorittaa esimerkiksi elementtimenetelmän avulla. [20 s.125]

Sekundääripainumaa s_s eli virumaa voidaan kuvailla maaperän ”raerungon” hitaana ”hiipumisena” [20 s.122]. Se on todella hidasta ja kehittyminen voi kestää äärettömän kauan. Suurin merkitys virumalla on orgaanisissa maalajeissa, jolloin itse runkoaines on kokoonpuristuvaa. Tällaisia kerroksia ovat esimerkiksi turve ja lieju. Virumaa kutsutaan myös yleisesti jälkipainumaksi, koska sen oletetaan alkavan konsolidaatiopainuman loputtua tai kun konsolidaatioaste ylittää arvon 90%. Todellisuudessa esimerkiksi savi on materiaaliltaan viskoosista, jonka vuoksi virumaa tapahtuu jatkuvasti. Viruman osuus painumista ei ole kokonaisuuden kannalta yleensä merkittävä. Harvoja tällaisia tapauksia on esimerkiksi painuma humuspitoisella savimaalla. [20 s.122-123; [37 s.60-61]

Sekundääripainuman suuruuden arvioimiseksi voidaan käyttää Buismanin empiiristä yhtälöä [20 s.123]

$$s_s = HC_\alpha \log \frac{t}{t_{primaari}}, \quad (42)$$

jossa

H on painuvan kerroksen paksuus

C_α on sekundääripainuman aikakerroin (määrittäminen pitkäaikaisella ödometrikokeella)

t on aika painuman tarkasteluhetkellä

$t_{primaari}$ on primaaripainumaan kuluva aika.

Työssä ei kuitenkaan tarkastella sekundääripainuman suuruutta tarkemmin, sillä sitä ei voi hyödyntää jousiarvojen laskennassa sen hitaan kehittymisen takia. [20 s.123]

Painumien laskennassa on otettava huomioon, että laskettu arvo on vain arvio todellisesta käyttäytymisestä. On havaittu, että mitä pienempi on tapahtunut painuma, sitä suurempi on suhteellinen virhe lasketulle painumalle. Kun hienorakenteisten maalajien ominaisuudet tiedetään tavanomaisella tarkkuudella, on todennäköistä, että painumat jäävät todellisuudessa pienemmiksi kuin mitä on laskettu. Tämä johtuu osaltaan siitä, että laskettaessa painuman arvoa käytetään eri vaiheissa useita likimääräistyksiä. Tavanomaisessa perustusten mitoituksessa tämä ei kuitenkaan tuota suuresti haittaa, sillä laskenta asettuu näin varmalle puolelle. Jäykkyyden määrittämisessä ei taas haluta laskennan tuloksena liian suuria painuman arvoja, sillä alustaluku jää tällöin liian pieneksi. Tämä taas aiheuttaa sen, että anturaperustukselle määritettävä jäykkyyttä kuvaava jousi on tarpeettoman löysä. Mikäli rakennemalliin pilarin alapäähän määritetty jousi on todellista löysempi, laskenta määrittää rakenteen rasitukset väärin. Painumalaskennan luotettavuutta ja tarkkuutta voidaan parantaa kenttäkokeiden avulla, joissa mitataan painumia todellisten rakenteiden kuormituksesta. [9 s.79]

3.4.3 Eurokoodin ohjeistus painumien arvioimiseksi

Eurokoodi EN 1997-1 [37 s.148] antaa luvan tarkastella kokonaispainumia opastavan liitteen F avulla. Liitteessä F on esitetty vaihtoehtoisiksi kokonaispainuman laskentaan jännitys-muodonmuutosmenetelmän sekä sovelletun kimmomenetelmän käyttö. Sovelletussa kimmomenetelmässä koheesio- tai kitkamaan kokonaispainumaa voidaan arvioida kimmoteorian mukaisella kaavalla [37 s.148]

$$S = \frac{pBf}{E_m}, \quad (43)$$

jossa

f on painumakerroin

E_m kimmomoduulin mitoitusarvo

B on perustuksen leveys ja

p on lineaarisesti jakaantunut pohjapaine.

Kaava on hyvin samankaltainen kuin alkupainuman lauseke (vrt. kaavat (33) ja (34)). Painumakerroin f lasketaan kaavalla [15 s. 12]

$$f = (1 - v^2)I_p, \quad (44)$$

jossa

I_p on muotokerroin sovelletussa kimmomenetelmässä.

Muotokertoimen arvo on neliöanturoilla 0,95 [15 s. 12]. Kyseistä menetelmää käytetään ainoastaan pienillä painuman arvoilla ja mikäli maan jännitysmuodonmuutosyhteys voidaan olettaa lineaariseksi. Menetelmän kanssa on oltava erittäin varovainen, mikäli maapohja on epähomogeeninen. Sovelletun kimmomenetelmän mukaiset laskentatulokset löytyvät kohdasta 3.5.2. Kerroksellinen rakenne on jätetty pois tästä laskennasta sen epävarmuuden takia. [37 s.148]

Jännitys-muodonmuutosmenetelmään perustuen kokonaispainuma voidaan laskea seuraavien ohjeiden avulla:

- lasketaan jännitysjakauma maapohjassa kimmoteorian mukaan (perustuskourmat)
- lasketaan maapohjan muodonmuutokset jännitys-muodonmuutosyhteysten avulla.
- yhdistetään pystysuuntaiset jännitykset tietyissä tarkastelupisteissä

Jotta kimmoteorian mukainen jännitysjakauma saadaan johdettua, maa oletetaan yleensä isotrooppiseksi ja homogeeniseksi. Pohjapaineen oletetaan jakautuvan lineaarisesti.

3.4.4 Muita käsinlaskentamenetelmiä

Klepikov esitti vuonna 1967 jäykän kappaleen painumien ja kiertymän määrittämiselle kaavat (45) ja (46). Painuman kaava on muotoa [35 s.5]

$$S = \frac{N_{Ra}\sqrt{A}(1 - v^2)}{\omega_z E_{s.maa} A} \quad (45)$$

jossa

ω_z on yksikötön kerroin, joka riippuu anturan mitoista (ks.taulukko 19)

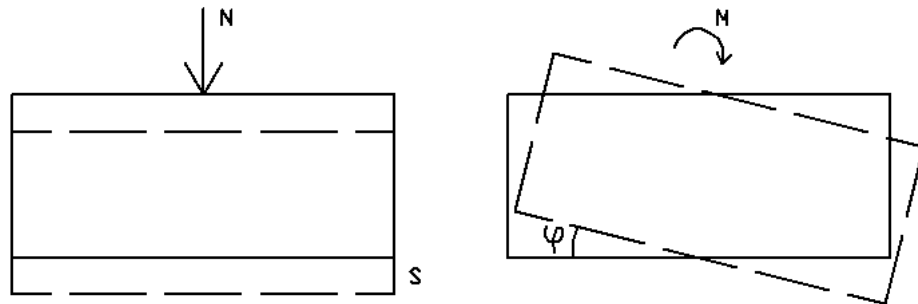
Suunnan x kiertymä lasketaan kaavalla [35 s.5]

$$\varphi = \frac{M_{Ra}\sqrt{A}(1 - v^2)}{\omega_\varphi E_{s.maa} I} \quad (46)$$

jossa

ω_φ on yksikötön muuttuja, joka riippuu anturan mitoista (ks.talukko 19) ja I on anturan jäykkyys.

Kuvassa 27 havainnollistetaan kaavoissa (45) ja (46) laskettavia siirtymän Δ_z sekä kiertymän φ_x arvoja.



Kuva 27 Anturan pystysuuntainen siirtymä S ja kiertymä φ .

Yksiköttömät kertoimet ω_z , ω_φ riippuvat anturan sivumittojen B (kuvassa a) ja L (kuvassa b) suhteesta ja niiden arvot voidaan valita taulukosta 19. Mitta a tarkoittaa anturan leveyttä x -suunnassa ja b y -suunnassa [35 s.20].

Taulukko 19 Kertoimien ω_z ja ω_φ arvot [35 s.20].

$\frac{a}{b}$	ω_z	ω_φ	ω_x
0.2	1.22	1.62	0.53
0.33	1.13	1.65	0.53
0.5	1.09	1.72	0.54
0.66	1.07	1.80	0.53
1	1.06	1.98	0.50
1.5	1.07	2.24	0.45
2	1.09	2.50	0.42
3	1.13	2.97	0.37
5	1.22	3.59	0.29

On huomioitava, että kyseiset painuman laskentaan osoitetut kaavat eivät edusta todellista perustuksen painumaa. [35 s.4-6]

Kirjallisuudesta löytyi myös muita painumalaskentamenetelmiä. Niitä ei kuitenkaan käsitellä tässä työssä, sillä niiden avulla saadut tulokset heittelivät voimakkaasti laskentaohjelmalla saatuihin tuloksiin verrattuna. Tulosten lisäksi myös yksiköt vaihtelivat näissä laskuissa voimakkaasti.

3.4.5 Painuman määrittäminen FEM-ohjelmistoilla

Elementtimenetelmän perusidea on jakaa monimutkainen ongelma osiin, ratkaista osat erillisinä kappaleina ja yhdistää lopulta tulokset [54 s.31]. FEM-mallinnuksella eli elementtimenetelmällä saadut tulokset ovat aina likimääräisiä verrattuna todelliseen tilanteeseen, sillä virheitä aiheutuu sekä mallinnuksesta, yhtälöiden diskretoinnista ja numeerisista ongelmista. Elementtiverkon koko ja tarkkuus vaikuttavat osaltaan tulosten oikeellisuuteen, sillä ne valitaan käyttäjäkokemusten, tottumusten ja käytettävissä olevan laskenta-ajan perusteella. Suurin osa (60-90 %) vahinkoihin johtaneista virhelaskelmista on johtunut käyttäjävirheistä. Toiseksi suurin virhelähde on ohjelmassa itsessään olevat virheet. [54 s. 38]

Tässä työssä tarkastellaan maan muodonmuutoksia seuraavia FEM-ohjelmia

- Novapoint Geocalc 2,0
- Plaxis 2D
- Plaxis 3D

Novapointin Geocalcin painumalaskenta perustuu Terzaghin yksiulotteiseen konsolidaatiopainumateoriaan [49 s.2]. Painuman laskemiseksi on määritettävä kokoonpuristuvuusmoduuli M , jonka laskemiseen voidaan käyttää jotain seuraavista viidestä laskentatavasta:

- tangenttimoduulimenetelmä
- kokoonpuristuvuusindeksimenetelmä
- vesipitoisuuden perustuva Helenelundin menetelmä
- vesipitoisuuden perustuva Janbun menetelmä
- ruotsalainen painumalaskentamenetelmä (CRS-ödometriko) [49 s.4-9].

Laskennassa on valittu käytettäväksi materiaalimallina tangenttimoduulimallia, jota kutsutaan usein myös Ohde-Janbun menetelmäksi. Tällöin tarvittavia laskentaparametrejä ovat:

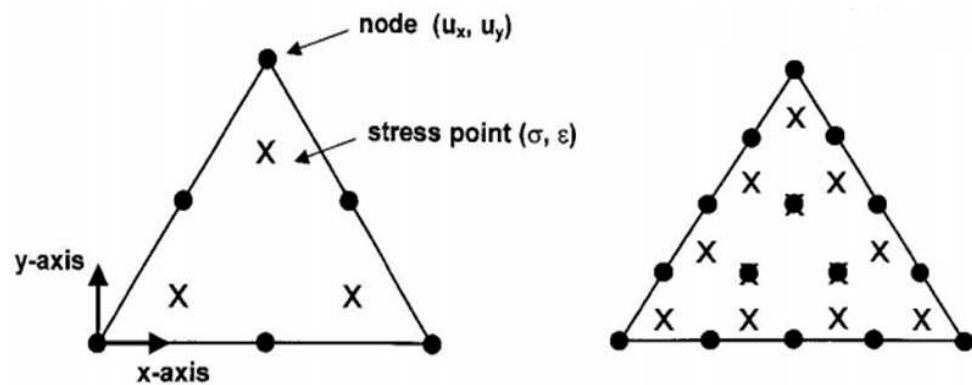
- kerroksen kokonaistilavuuspaino pohjavedenpinnan yläpuolella γ [kN/m^3]
- täysin vedelläkyllästyneen kerroksen kokonaistilavuuspaino, eli ns. märkätilavuuspaino γ_{sat} [kN/m^3]
- moduuliluku m
- jännityseksponentti β
- konsolidaatiokerroin C_v

Tilavuuspainot γ ja γ_{sat} sekä moduuliluku m ja jännityseksponentti β saadaan taulukkoarvoina. Moduuliluvun ja jännityseksponentin valinnassa tulee olla kuitenkin tarkkana, sillä taulukoissa on ilmoitettu arvot sekä normaalikonsolidoituneelle että ylikonsolidoituneelle maalle.

Konsolidaatiokertoimen laskenta (kaava (48)) on esitetty liitteessä 3. Sen laskemiseksi tarvitaan tieto maalajin vedenläpäisevyydestä (taulukko 20), maa-aineksen huokoisuus, tilavuuspaino, moduuliluku sekä jännityseksponentti. Normaalikonsolidoituneille maille lasketaan valitun tehokkaan jännityksen ja moduuliluvun (kaava (50)) avulla kokoonpuristuvuusmoduuli, joka vaikuttaa konsolidaatiokertoimeen suoraan.

Konsolidaatiokertoimen syöttämisessä laskentaohjelmaan on oltava varovainen, sillä esimerkiksi Novapointin GeoCalc ohjelmaan se pitää antaa yksikössä $m^2/vuosi$. Liitteen laskennan tuloksista nähdään, muodostuu konsolidaatiokertoimen arvo huomattavan suureksi vedenläpäisevyyskerroimen ja moduuliluvun takia. Arvon suuruudesta ei kuitenkaan kannata huolestua, sillä käytännössä arvolla ei ole juurikaan merkitystä, mikäli painumat tapahtuvat heti kuormituksen jälkeen.

Plaxis – ohjelmassa mallinnukseen on mahdollista käyttää 6- tai 15-solmuisia kolmioelementtejä. Käytännössä mallintamisessa käytetään nykyään ainoastaan 15-solmun elementtejä tietokoneiden kapasiteettien kehittymisen myötä. Yksinkertaisissa muodonmuutosanalyyseissä voidaan tarvittaessa käyttää 6-solmuisia elementtejä harkiten. Kuvassa 28 on esitetty 6- ja 15-solmuisen kolmioelementin muodostustapa eli solmupisteiden sijainnit. Kuvasta nähdään, kuinka 6-pisteisten elementtien kaikki solmupisteet ovat kolmion reunoilla, mutta 15-pisteisellä elementillä osa solmupisteistä on jännityspisteissä elementin sisällä. Tarkastelussa on tässä tapauksessa 2D elementti. [54 s. 33-34]



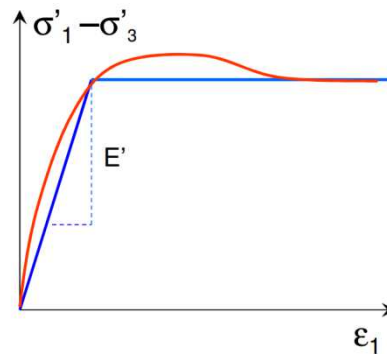
Kuva 28 Solmupisteiden (node) ja jännityspisteiden (stress point) sijainti 6-solmuisessa ja 15-solmuisessa kolmioelementissä [61 s.76].

Plaxis -ohjelmassa on valittavissa kuusi eri materiaalimallia:

- Linearisesti elastinen malli (Linear isotropic elasticity)
- Mohr-Coulombin malli
- Jointed Rock malli
- Hardening-Soil malli (HS)
- Soft Soil malli
- Soft Soil Creep malli
- Modified Cam Clay malli (MCC) [62 s.3]

Näistä materiaalimalleista käsitellään tässä tapauksessa vain melko yksinkertaista Mohr-Coulombin elasto-plastista mallia. Kuvassa 29 on esitetty materiaalimallin jännitys-muodonmuutos – kuvaaja. Materiaalimallin jännitys-muodonmuutos-kuvaaja on esitetty suhteessa materiaalin todelliseen käyttäytymiseen. Muodonmuutokset oletetaan kimmoisiksi myötörajan alapuolella (alueella ϵ^e) ja yläpuolella (alueella ϵ^p) täysin plastisiksi. Kokonaismuodonmuutos muodostuu plastisen ϵ^p ja kimmoisen ϵ^e alueen muodonmuutoksesta. Pysty akselilla oleva pääjännitysten σ'_1 - σ'_3 erotus tarkoittaa tehokasta

jännitystä σ' . Mohr-Coulombin mallia käytetään yleisesti muun muassa alustavissa laskelmissa. Menetelmän käyttökelpoisuus on tässä tapauksessa riittävä, sillä materiaaliarvoja tarkempiin laskelmiin ei ole usein saatavilla.



Kuva 29 Mohr-Coulomb jännitys-muodonmuutos-kuvaaja [62 s.30].

Mohr-Coulomb mallissa [54 s.46] lähtötiedoiksi vaaditaan viisi normaaleilla geoteknisillä laboratoriomenetelmillä saatavaa parametriä:

- Kimmomoduuli $E_{s.maa}$ [MN/m²]
- Poissonin luku ν_s [-]
- Kitkakulma ϕ [°]
- Koheesio c [kN/m²]
- Dilataatiokulma ψ [°]

Kimmomoduulin E arvo on mallissa jokaisessa maakerroksessa vakio, vaikka oikeasti arvo vaihtelee riippuen jännityksestä ja muodonmuutoksesta. Kimmomoduulille voidaan antaa kuitenkin $E_{\text{increment}}$ arvo, jonka yksikkö on [kN/m²/m]. Tällöin arvo muuttuu tasaisesti syvyyden kasvaessa [62 s.33-34]. Plaxis ohjelmassa suljetulle tilalle (undrained) Poissonin lukuna tulee käyttää arvoa $\nu_s \leq 0,35$ [54 s.48].

3.4.6 Painuma-aika yhteys

Kuten kappaleessa 3.4.2 kerrottiin, painuman ja siihen kuluvan ajan yhteys on usein selvittävää konsolidaatiopainuman osalta. Tällä tavoin saadaan selville, kuinka suuri osa konsolidaatiopainumasta voidaan käyttää hyväksi esim. perustuksen jäykkyyden arvoinnissa. Painuma-aika riippuvuus voidaan laskea joko Terzaghin huokospaineeseen pohjautuvalla tai Janbun muodonmuutokseen perustuvalla konsolidaatioteorialla, jotka ovat yleisimpiä pohjoismaissa käytettäviä yksiulotteisia teorioita. Kaksi- ja kolmiulotteiset teorit ovat laajennoksia yksiulotteisista teorioista. [44] Esimerkiksi Biot johti Terzaghin yksiulotteisesta teoriasta kolmiulotteisen version, jota on sittemmin käytetty mm. Plaxis-ohjelmiston pohjana [62].

Kyseistä tarkastelua ei tarvitse yleensä tehdä karkearakeiselle maaperälle [47 s.226]. Koheesiomailla aika-painuma voidaan arvioida likimääräisesti kokoonpuristuskokeesta saatujen tulosten avulla. Arviointi koskee kuitenkin vain nopeutta primääriseen konsoli-

daation aikana. Nopeus voidaan määrittää paremmin in situ –kokeiden läpäisevyysarvoista. [37 s.149;[47 s.226-227]

Terzaghin konsolidaatioteorian lähtöolettamuksia ovat:

- maa on homogeenista ja veden kyllästämää
- vedenläpäisevyys ei vaihtele
- sekä maa että vesi ovat kokoonpuristumattomia
- muodonmuutokset ja suotovirtaukset tapahtuvat vain yhteen suuntaan
- pohjaveden virtaus noudattelee Darcyn lakia ja
- konsolidaatiokerroin ja muodonmuutosmoduuli ovat vakioarvoja.
- konsolidaation tapahtumisessa kuluva aika johtuu maan huonosta vedenjohdavuudesta
- kuivuminen on tasaista [12 s.13-14;[20 s.139]

Sen mukainen differentiaaliyhtälö [20 s.139] on muotoa

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}, \quad (47)$$

jossa

u on huokosveden ylipaine syvyydellä z ajan hetkellä t ja

c_v on konsolidaatiokerroin pystysuunnassa.

Konsolidaatiokerroin voidaan määrittää ödometrikokeella (esim. Casagranden ja Taylorin menetelmät) tai laskea kaavalla [49 s.11]

$$c_v = \frac{Mk_w}{\gamma_w} \quad (48)$$

jossa

k_w on maan vedenläpäisevyys

γ_w on veden tilavuuspaino ($\approx 10 \text{ kN/m}^3$) ja

M on kokoonpuristuvuusmoduuli

Käytettäessä TKK:ssa 2001 kehitettyä mallia [49 s.10] voidaan vedenläpäisevyyskerroin k määritellä kaavalla

$$k_w = k_0(1 - \varepsilon_w)^{\alpha_w} \quad (49)$$

jossa

k_0 on vedenläpäisevyyskerroimen alkuarvo

ε_w on pystymuodonmuutos jännityspisteessä ja

α_w on muodonmuutoseksponentti

Mikäli kaavassa (49) tarvittavia muuttujien arvoja ei ole mahdollista selvittää, voidaan käyttää taulukoituja arvoja. Eri maalajien vedenläpäisevyyksiä voidaan lukea taulukosta 20.

Taulukko 20 Kivennäismaalajien vedenläpäisevyysarvoja [m/s][47 s.101].

sora	$10^{-2} \dots 10^{-4}$
hiekk	$10^{-4} \dots 10^{-6}$
siltti	$10^{-5} \dots 10^{-9}$
savi	$10^{-8} \dots 10^{-10}$

Kokoonpuristuvuusmoduulin M arvo määräytyy sen mukaisesti, onko maa normaali- vai ylikonsolidoitunutta. Laskenta normaalikonsolidoituneelle maalle voidaan tehdä kaavalla [47 s.152]

$$M = m 100 \left(\frac{\sigma'}{100} \right)^{1-\beta}, \quad (50)$$

Tässä tilanteessa joudutaan ratkaisemaan, millaisilla jännityksen arvoilla laskentaa ja tutkimusta jatketaan. [49 s.4-6]

Laskennassa on käytetty jännityksen arvoja, jotka on laskettu kaavalla (31). Jännitykset on laskettu viiden metrin syvyydellä, koska se on määritelty tarkastelusyvyydeksi.

Differentiaaliyhtälö (47) voidaan ratkaista myös pidemmälle, jolloin ratkaisuksi saadaan konsolidaatioaste U, joka vaihtelee välillä 0...100 %. Kaava muuttuu tällöin muotoon

$$U = \frac{S(t)}{S_p}, \quad (51)$$

jossa

$S(t)$ on tapahtunut konsolidaatiopainuma tietyllä ajan hetkellä ja

S_p on primäärinen konsolidaatiopainuma.

Terzaghin mukaan (lähteen [20 s.140] mukaisesti) konsolidaatioaste voidaan laskea myös vertailemalla tietyn hetken tehokkaiden jännitysten lisäystä kokonaisjännitysten lisäykseen, jolloin

$$U = \frac{\Delta\sigma'}{\Delta\sigma} = \frac{u - u_e}{u} = 1 - \frac{u_e}{u}, \quad (52)$$

jossa

$\Delta\sigma'$ on tehokkaiden jännitysten lisäys syvyydellä z

u_e on huokosveden ylipaine hetkellä e.

Yhtälö on kuitenkin voimassa vain, jos kokoonpuristuvuusmoduuli M on vakio koko kerroksessa pienillä jännitysväleillä.

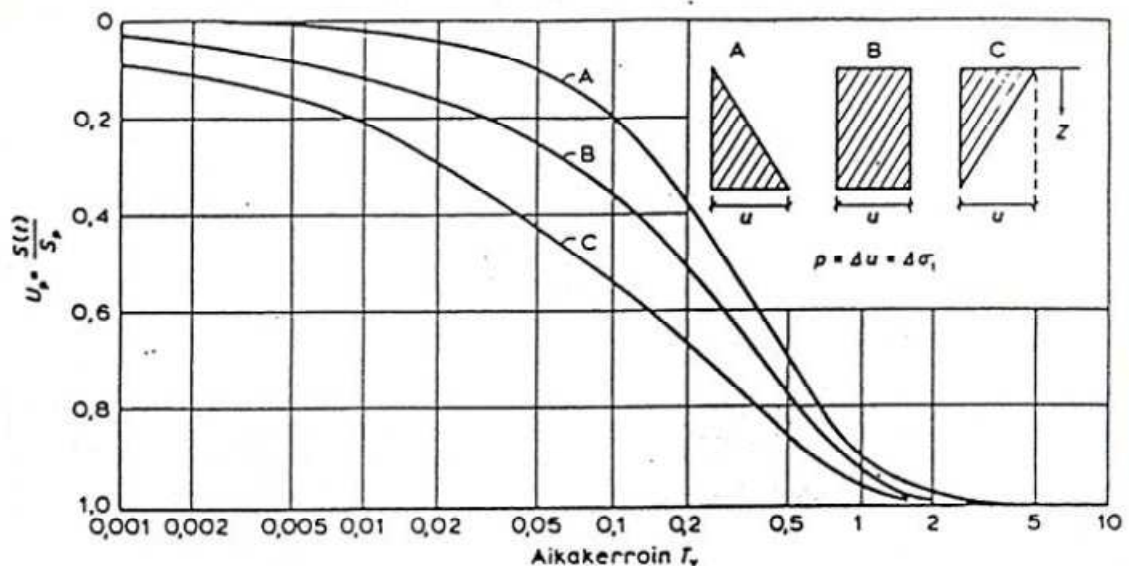
Tutkimustulosten perusteella on kehitetty valmiita ratkaisuja käyrästöinä, joista nähdään aikatekijän ja konsolidaatioasteen riippuvuus. Terzaghin konsolidaatioteorian mukainen käyrästö on esitettyä kuvassa 30. Kuvaajasta voidaan lukea oikea konsolidaatioaste aikakertoimen T_v avulla. Tarvittava aikakerroin saadaan laskettua kaavalla [47 s.157]

$$T_v = \frac{c_v t}{D_w^2}, \quad (53)$$

jossa

D_w on poistuvan veden kulkema virtausmatka maakerroksessa.

Käyrän A, B tai C valinta riippuu huokosvedenpaineen jakaantumisesta tutkittavassa maakerroksessa. [12 s.13-16]



Kuva 30 Aikakertoimen ja konsolidaatioasteen välinen yhteys Terzaghin mukaan [20 s.141].

Janbun konsolidaatioteoria pohjautuu likimäärin samoihin lähtöolettamuksiin kuin Terzaghin teoria. Jambun konsolidaatioteorian mukainen differentiaaliyhtälö voidaan esittää muodossa [20 s.142]

$$\frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2}, \quad (54)$$

jossa

$\bar{\epsilon}$ on jäännösmuodonmuutos

Kuten differentiaaliyhtälöstä voidaan nähdä, Janbun konsolidaatioteorian mukainen matemaattinen ratkaisu on identtinen Terzaghin teorian kanssa. Erona yhtälöissä on vain huokospaineen vaihtuminen jäännösmuodonmuutokseen, joka tarkoittaa selvää eroa perusajatuksessa. Ratkaisuna tälle differentiaaliyhtälölle saadaan kaavasta (54) johdettuna [20 s.143]

$$U = \frac{\delta(t)}{\delta_p} = \frac{\varepsilon_p - \bar{\varepsilon}}{\varepsilon_p} = 1 - \frac{\bar{\varepsilon}}{\varepsilon_p} \quad (55)$$

jossa

ε_p on lopullinen konsolidaatiopainuma

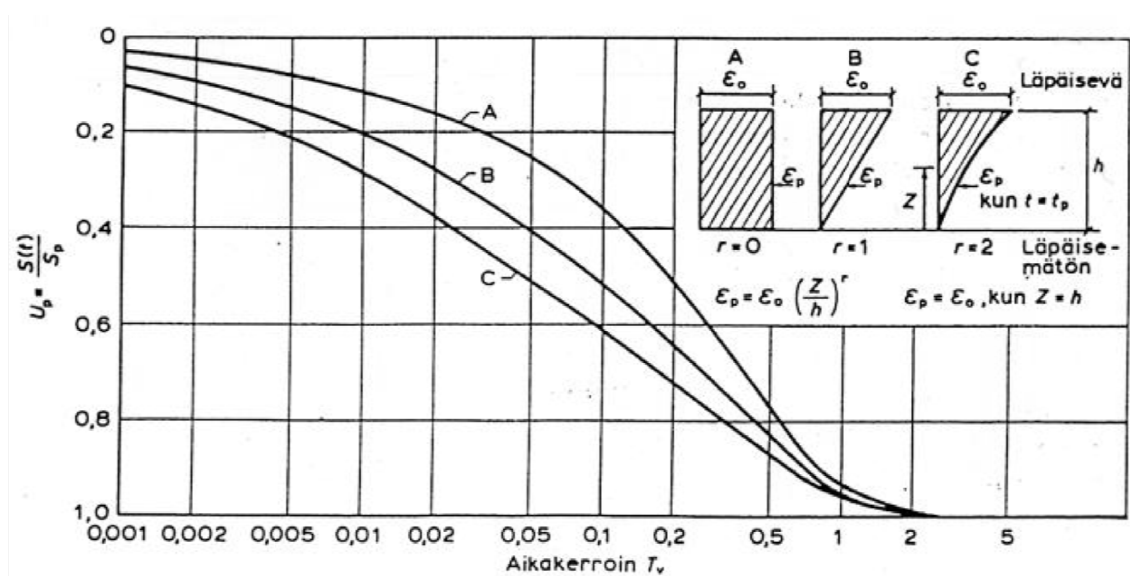
Jäännösmuodonmuutos $\bar{\varepsilon}$ lasketaan kaavalla [12 s.15]

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon_p - \varepsilon_t \quad (56)$$

jossa

ε_t on muodonmuutos ajan hetkellä t

Kuten Terzaghin konsolidaatioteorian, myös Janbun konsolidaatioteorian mukaisten tutkimustulosten perusteella on kehitetty valmiita ratkaisuja käyrästöinä. Janbun konsolidaatioteorian mukainen käyrästö on esitettyä kuvassa 31. Kyseisessä kuvassa käyrät A-C valitaan tutkittavan maakerroksen painuman ε -jakauman perusteella. [12 s.15-16]



Kuva 31 Aikakerroimen ja konsolidaatioasteen välinen yhteys Janbun mukaan [20 s.144].

Käyrästössä esiintyvä aikakerroin T_v lasketaan samalla kaavalla (53) kuin Terzaghin teorian yhteydessä.

Tässä työssä ei keskitytä käsinlaskennan osalta painuma-ajan laskentaan. Parhaiten tämä yhteys käy esille FEM- ohjelmistoilla laskettaessa, jolloin laskennasta saadaan selville myös painumaan kuluva aika.

3.4.7 Painuman raja-arvoja

Kokonaispainumalle ja kiertymälle on olemassa erilaisia raja-arvoja. Eurokoodin EN 1997-1 opastavassa liitteessä H [37 s.152] sanotaan, että tavallisissa rutiinirakenteissa painumat ovat sallittuja aina 50mm saakka. Suuremmatkin painumat voidaan sallia, mikäli suhteelliset kiertymät pysyvät hallinnassa ja kokonaispainumista ei aiheudu haittaa rakenteen toiminnalle [37 s.152]. Rakennusmääräyskokoelman B3 mukaisessa taulukossa 21 esitetyt raja-arvot on määritelty perustusten epätasaisista painumista sekä laattaperustuksen painumista. Arvot määräytyvät vaatimuksista, joita on esitetty kantavien ylärakenteiden käyttökelpoisuuden mukaisesti. [42;[79 s.15]

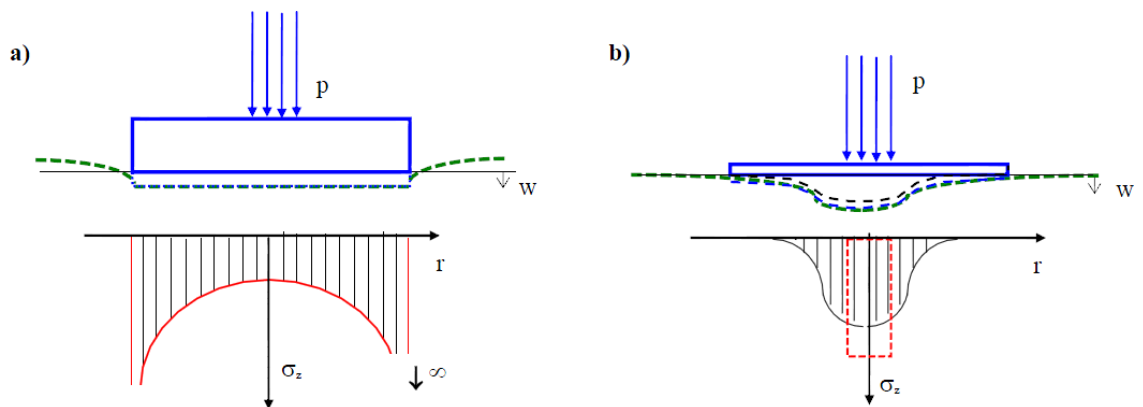
Taulukko 21 Raja-arvoja kokonaispainumille ja kulmakiertymille [79 s.15].

Rakennetyyppi	Kokonais- painuman raja-arvo- ja (mm)	Kulmakiertymien raja-arvojen vaihteluväli	
		Moreeni tai karkearakeinen maapohja	Hienorakeinen maapohja
Massiiviset jäykät rakenteet	100	1/250 - 1/200	1/250 - 1/200
Staattisesti määrätyt rakenteet	100	1/400 - 1/300	1/300 - 1/200
Staattisesti määräämättömät rakenteet			
– 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
– Teräsbetonielementti- rakenteet	40	1/1200 - 1/700	1/1000 - 1/500
– Teräsbetonikehärakenteet	30	1/2000 - 1/1000	1/1500 - 1/700

Taulukosta voidaan nähdä, että samat painuman raja-arvot pätevät niin kitka- kuin koheesiomaalle, koska vain sallittujen kiertymän raja-arvoissa on eroja. Tarkasteltaessa eritoten taulukon 21 mukaisia rakenteiden sallittuja kokonaispainumia, ne vaikuttavat nopeasti katsottuna melko suurilta. Ero eurokoodin ja Rakennusmääräyskokoelman arvojen välillä tulee tässä selvimmin esiin, sillä eurokoodin ohjeessa raja on vedetty mitaan 50mm. On huomioitava, että lopullisesti hyväksytyt painuman arvot määriytyy tapauskohtaisesti ja ne riippuvat suunnittelijan harkinnasta.

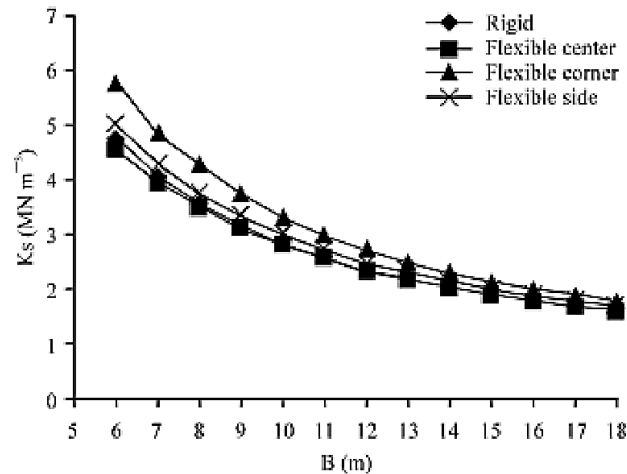
3.4.8 Painumaerot jäykän ja taipuisan perustuksen välillä

Pohjapaineen jakautuminen on erilaista jäykän ja taipuisan perustuksen alapinnassa. Kuvassa 32 on havainnollistettu jäykän ja taipuisan ympyrälaatan aiheuttamaa pohjapainejakaumaa, kun alustana on kimmainen puoliavaruus. Kohdassa a on tarkasteltu jäykkää laattaa, jolloin kosketuspaine on pienin laatan keskiosalla ja lähestyy reunoille siirryttäessä ääretöntä. Kohdassa b laatan jäykkyyden ollessa pieni, jännitykset kasvavat laatan keskiosissa ja pienenevät kohti reunoja. Pohjapaineen jakautuminen perustuu tässä tapauksessa Boussinesq:n teoriaan [10 s.1 mukaisesti]. [10 s.1]



Kuva 32 Perustuksen alle muodostuva pohjapainejakauma [10 s.1].

Laatan painumaa ei kuitenkaan voida suoraan vertailla kosketuspaineeseen, sillä painuma syntyy jännityksistä syvemmällä maapohjassa. Jäykän ja taipuisan perustuksen painumalaskentaan on olemassa omat menetelmänsä, joilla laatan jäykkyyden vaikutus otetaan huomioon. Kuvassa 33 on esitetty, kuinka perustuksen alustaluku riippuu perustuksen leveydestä jäykällä ja joustavalla anturalla. Kuvassa tarkastellaan alustalukuja jäykällä anturalla (rigid) sekä joustavan anturan keskellä (flexible center), nurkissa (flexible corner) ja sivuilla (flexible side). Jäykällä perustuksella alustaluku saa aluksi suurempia arvoja kuin joustavan laatan keskellä oleva tarkastelupiste. Eroavaisuus tasoittuu arviolta mitan 10m kohdalla. Joustavan anturan reunapisteiden alustaluvut ovat selvästi suurempia kuin jäykän perustuksen.



Kuva 33 Perustuksen leveyden B [m] vaikutus alustaluvun arvoon K_s [MN/m^3] [1 s.4011].

Anturanperustuksen paksuus on kuitenkin yleensä niin suuri, että sitä voidaan pitää maapohjaan verrattuna jäykkänä [10 s.21]. [1 s.4011]

3.4.9 Maan kerroksellisuuden vaikutus

Maan kerroksellisuudella tarkoitetaan maan koostumista useista erilaisista kerroksista, jotka voivat erota toisistaan joko materiaaleiltaan tai ominaisuuksiltaan. Laskennan kannalta merkittävimpiä kerrosten eroavaisuuksia ovat suuret erot tiiveydessä, vedenläpäisevyydessä ja koostumuksessa. Tarkasteltaessa kerroksellisuutta hienorakenteisten maalajien painumien kannalta, on syytä pohtia muun muassa seuraavia asioita:

- onko paksujen, heikosti kantavien maakerrosten päällä luja pintakerros
- onko lujien maakerrosten välissä heikkoja puristuvia kerroksia
- onko hienorakenteisessa kerrostumassa, hyvin vettä läpäisevä kerros ja
- onko täytemaata järkevää käyttää hienorakenteisella pohjalla. [9 s.14]

Tarkastellaan aluksi esimerkkilaskuissakin esiintyvää tilannetta, jossa hienorakenteisella paksulla kerroksella on luja kuivakuorikerros. Kuivakuorikerroksen paksuus voi vaihdella muutamasta kymmenestä senttimetristä jopa kolmeen metriin. Tyypillistä on, että sen lujuus ja kokoonpuristuvuusmoduuli on moninkertainen alla olevaan kerrokseen verrattuna. Tällöin rakennuspohjan kantavuus paranee kuivakuorikerroksen yläpinnan varaan perustettaessa. Kerros ei kuitenkaan välttämättä estä alla olevasta kerroksesta aiheutuvia haitallisia painumia syntymästä, vaikka painumat tapahtuvat tasaisemmin kuin ilman kuivakuoren vaikutusta. Riippuen kuivakuorikerroksen paksuudesta painumalaskennassa määrävänä on siis joka tapauksessa useimmiten alla oleva heikompi kerros. [9 s.14]

Hienot kerrokset lujien maakerrosten välissä suurentavat painuman arvoa ja heikentävät painumaa sen mukaisesti, kuinka lähellä heikkousvyöhykkeet sijaitsevat kuormituksen vaikutusaluetta. Hyvin vettä läpäisevät kerrokset hienorakenteisessa maassa eli esi-

merkiksi hiekka- tai silttikerrokset savikerrostumissa, nopeuttavat merkittävästi syntyviä painumia. Näitä asioita ei kuitenkaan tarkastella tarkemmin tässä työssä. [9 s.15]

Kuten edellä mainittiin, kerrokselliseksi rakennuspohjaksi voidaan lukea myös rakenne, jossa luonnonmaakerrosten päälle on tehty täytemaakerros. Mikäli täyttö tehdään huolellisesti tiiviiden karkearakeisten luonnonmaalajien varaan, perustusolosuhteet eivät huonone merkittävästi täytekerrosta vastaavaan luonnonmaapohjaan verrattuna. Hienorakenteisilla maapohjilla tilanne on kuitenkin toinen ja täytemaan käyttöä on harkittava tarkkaan. Täytemaan vaikutusta voidaan joissain tapauksissa verrata kuivakuorikerroksen vaikutukseen, mutta sen aiheuttava lisäkuormitus maapohjaan on otettava huomioon. Useimmiten lisäkuormitus muodostuu niin suureksi, että alemmat hyvin kokoonpuristuvat kerrokset aiheuttavat painumien merkittävän kasvamisen. [9 s.15]

Maapohjan kerroksellisuus vaikuttaa merkittävästi painuman suuruuteen ja nopeuteen, sekä painuman ennustettavuuteen. Kerroksellisuus saattaa muuttua merkittäväksi, mikäli kerrosten paksuus vaihtelee rakennuspaikalla voimakkaasti. Tällöin rakennelmiin saattaa syntyä epätoivottuja painumaeroja eri perustusten välille. Maan kerroksellisuus ja kerrosten likimääräiset paksuudet on saatavissa selville vain tarpeeksi laajoilla pohjatutkimuksilla.

3.5 Painumalaskennan tuloksia

3.5.1 Käsinlaskenta, konsolidaatiopainuma

Tarkastellaan aluksi, kuinka kattavasti painumat saadaan määritettyä käyttämällä konsolidaatiopainuman laskentamenetelmää. Laskenta on esitetty liitteessä 4 ja se on tehty jokaiselle maalajille erikseen eri perustussyvyyksillä. Käsinlaskenta on suoritettu lähteessä [46 s.147] esitetyllä yksinkertaistetulla menetelmällä, jossa maakerrokset on ajettu pienempiin osiin. Liitteessä ei ole esitetty kaikkia eri laskentatapauksia. Laskennassa on pääasiassa käytetty anturaa 2 m x 2 m x 0.5 m ja pistemäistä pystykuormaa 100 kN, 200 kN ja 500 kN, joka jakautuu tasaisesti koko anturan alalle. Vertailun vuoksi on kuitenkin tehty laskentakokeilu anturalle 1 m x 1 m x 0.5 m, samalla kuormituksella.

Konsolidaation käsinlaskentamenettelyllä saatiin tiiviin soran painumien laskennassa seuraavanlaisia tuloksia. Esimerkiksi liitteessä 5 esitetyssä kuvan L5-K1 kohdasta a) nähdään, että pohjavedenpinnan sijainti vaikuttaa tässä tapauksessa suurimmillaan vajaa 0,0003 m (0,3 mm) kokonaispainumaan kuormituksella 100 kN. Suurimmat painuman arvot saadaan, kun määritetään pohjavedenpinnan taso suoraa anturan alapintaan. Liitteen 5 kuvan L5-K1 perusteella voidaan lisäksi vertailla perustamissyvyyden vaikutusta painumiin. Mikäli perustussyvydeksi valitaan kuvitteellisesti 0 m ja määritetään pohjaveden pinnan sijaitsevan anturan alapinnan tasolla, kokonaispainuman arvo on tällöin 0,75 mm. Perustussyvyyden kasvaessa 0,5 metriin pienenee painuma arvoon 0,6 mm. Mikäli perustussyvyys on 1,0 m painuma saa arvon 0,5 mm ja 1,5 m vastaava luku on 0,45 mm. Kyseisessä laskennassa ei ole huomioitu betonin omapainoa.

Liitteen 5 kuvassa L5-K1 eri kohtien perusteella saadaan viitteitä perustamissyvyyden ja pohjavedenpinnan tason yhteisvaikutuksesta painumaan. Mitä syvemmälle antura perustetaan, sitä vähemmän pohjaveden pinnan sijainti vaikuttaa siihen. Mikäli tarkastelu tehdään hienommalle maa-ainekselle kuten hienolle hiekalle, kyseinen ilmiö nähdään hieman selvemmin. Tämä johtunee osaltaan maalajien rakenteellisista ominaisuuksista ja koostumuksesta, jotka vaikuttavat painumiin. Liitteen 5 kuvassa L5-K2 on esitetty kuvaa L5-K1 vastaavat tulokset hienolle hiekalle. Vertailemalla kuvia huomataan niiden olevan kuitenkin hyvin samankaltaisia maa-aineksesta riippumatta.

Tarkastellaan tilannetta eri maalajien välillä liitteen 5 kuvan L5-K3 kohdan a) perusteella. Oletetusti hienoin maa-aines painuu eniten (6,5 mm -14,1 mm) ja vastaavasti karkein sekä tiivein vähiten (0,5 mm -1,1 mm). Suurimmat muutokset painumien syntymisessä tapahtuvat ennen tarkastelusyvytyttä 4-5 m. Kyseinen havainto näkyy parhaiten liitteen 4 excel-laskennassa, jossa painuman tarkkuus on rajattu millimetrin kymmenesosaan. Tämän havainnon perusteella tarkastelusyvytydet on rajattu jatkossa pääasiassa juuri viiden metrin syvyyteen. Laskennassa käytetään tästä lähtien pohjaveden pinnan tasona perustuksen alapinnan tasoa. Painumat pienenevät siis hieman, mikäli pohjavedenpinta on todellisuudessa syvemmällä. Maanvaraiset perustukset tehdään kuitenkin yleensä tiiviille kitkamaille, jolloin painumaero on hyvin pieni.

Kuten jo aiemmin todettiin, painumat ovat sitä suurempia mitä lähempänä pohjavedenpinta on anturan alapintaa. Vertaillaan vielä, kuinka liitteen 5 kuvassa L5-K3 esitetty pohjavedenpinnan vaihtelu vaikuttaa painuman arvoihin eri maalajeilla. Kuvasta L5-K3 havaitaan, että pohjavedenpinnan vaihtelu vaikuttaa eniten hienoimpiin maalajeihin kuten hiekkaan ja hienoon hiekkaan. Karkeampiin maalajeihin ei pohjavedenpinnan muutoksilla ole juurikaan vaikutusta. Päätelmät on tehty vertaamalla maalajikohtaisia painuma-arvoja kuvassa L5-K3. Pohjaveden pinnan muutoksesta aiheutuvat erot eivät ole kuitenkaan kuin joitain millimetrejä. Esimerkiksi kuvan L5-K3 tapauksessa painumaero on hienolla hiekalla 8 metrin tarkastelusyvytydessä 3 mm. Tiiviillä soralla ja soralla ei painumaeroa ole juurikaan havaittavissa.

Taulukoissa 22 ja 23 on esitetty käsinlaskennasta saadut painuma-arvot perustussyvytydellä 0,0 m ja 1,5 m. Kuormitus on tässä tapauksessa 100kN. Kuten aiemmista kuvaajista jo havaittiin, pienenevät painuman arvot maalajista riippumatta pohjaveden pinnan laskiessa. Laskennassa on käsitelty anturaa, jonka koko on 2 m x 2 m x 0,5 m. pohjaveden sijainti on A= 0 m, B= 1 m, C= 4 m ja D= 8 m anturan alapinnan tasosta.

Taulukko 22 Konsolidaatiopainuman käsinlaskennasta saadut painumat.

Perustussyvyys 0,0m, kuorma 100kN

Painumat [mm]

Pohjaveden pinta	Hieno hiekka	Hiekka	Sora	Tiivis sora	Kerroksellinen
A= 0,0m	14,1	7,0	1,9	1,1	34,3
B= 1,0m	12,6	6,0	1,7	0,9	31,8
C= 4,0m	11,0	5,3	1,5	0,9	23,5
D= 8,0m	10,8	5,2	1,5	0,8	22,9

Taulukosta 23 on havaittavissa mielenkiintoinen piirre tiiviin soran painuma-arvoissa. Muutokset ovat tässä tapauksessa niin pieniä, etteivät ne näy tarkasteltaessa painumia neljän desimaalin tarkkuudella. Laskentatuloksista käy kuitenkin ilmi, että eroavaisuuksia on, eikä tapaus ole laskentavirheestä johtuva. Tarkasteluun tarvittaisiin viisi desimaalia, mutta painumien kannalta niin tarkka määrittäminen ei ole lainkaan järkevää.

Taulukko 23 Konsolidaatiopainuman käsinlaskennasta saadut painumat.

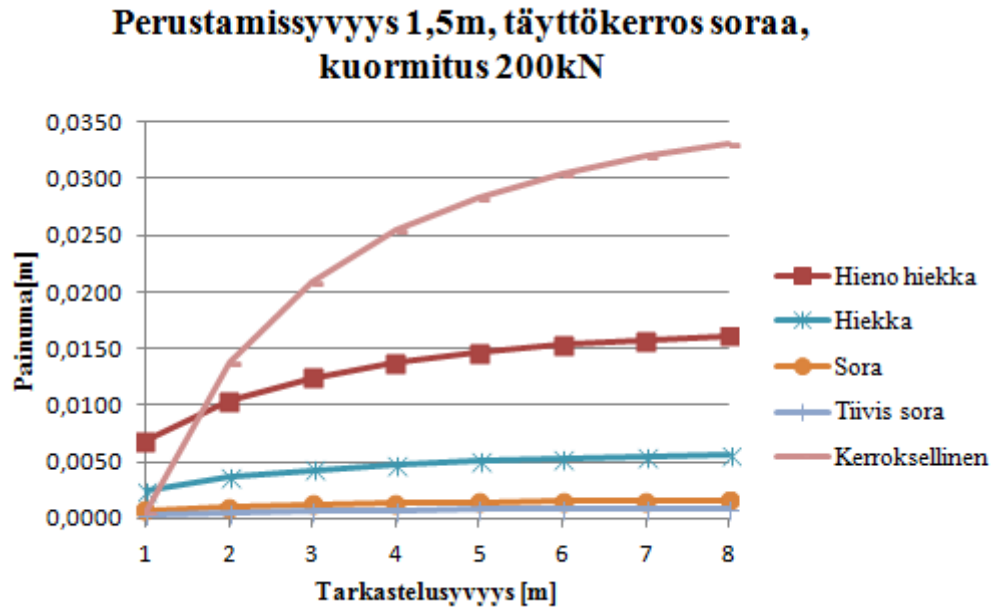
Perustussyvyys 1,5m, kuorma 100kN

Painumat [mm]

Pohjaveden pinta	Hieno hiekka	Hiekka	Sora	Tiivis sora	Kerroksellinen
A= 0,0m	8,8	3,0	0,8	0,4	18,1
B= 1,0m	8,3	2,8	0,8	0,4	17,7
C= 4,0m	7,6	2,6	0,7	0,4	15,6
D= 8,0m	7,5	2,6	0,7	0,4	15,2

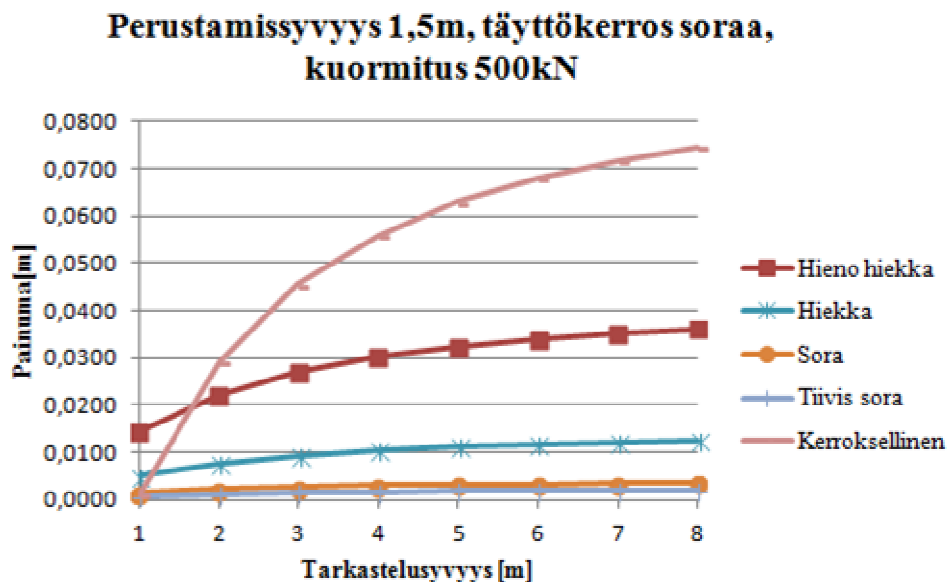
Taulukoiden 22 ja 23 painumaerot vaikuttavat melko suurilta. Kun asiaa tarkastellaan tarkemmin, huomataan, että esimerkiksi hienolla hiekalla ero on vain 5,3 mm, kun pohjavedenpinta on anturan alapinnan tasossa. Samoissa olosuhteissa soralla ero on vain 1,1 mm. Toisaalta painuma on likimäärin 50% pienempi esimerkiksi hiekan, soran ja tiiviin soran tapauksissa.

Tarkastellaan täyttökerroksen materiaaliin ja kuormituksen kasvattamisen vaikutusta painumiin. Tähän saakka täyttö on koostunut samasta maa-aineesta kuin perusmaa. Määritetään nyt täyttömaaksi sora ja lisätään kuormitusta arvoon 200 kN ja edelleen arvoon 500 kN. Vertailun mahdollistamiseksi työhön on lisätty painumat myös kuormitukselle 100 kN. Kuvassa 34 on esitetty painuman kehittymiselle tarkastelussyvyyden kasvaessa, kuin kuormitus on kasvatettu kaksinkertaiseksi eli arvoon 200 kN. Täyttökerros (1,5 m) on soraa ja pohjavedenpinta anturan alapinnassa. Vastaavasti kuvassa 35 on tarkasteltu kuormitusta 500 kN, samantyyppisillä perustamisolosuhteilla.



Kuva 34 Painuman kehitys käsinlaskennalla.

Kuvia 34 ja 35 tarkasteltaessa nähdään kerroksellisen maan tapauksessa kuivakuoren vaikutus painumiin. Painumat ovat verrattain pieniä vielä metrin syvyyteen saakka. Syvemmällä maaperässä siltti vaihtuu dominoivaksi, jolloin kuivakuoren vaikutus pienenee syvyyden kasvaessa. Verrattaessa kuvia 34 ja 35, nähdään että käyrät noudattavat lähes samoja linjoja. Painuman arvot eivät kuitenkaan ole samat.



Kuva 35 Painuman kehitys käsinlaskennalla.

Jotta kuvaajien tuloksia voidaan paremmin vertailla, painumat on koottu taulukkoon 24.

Taulukko 24 Painumat perustussyvyyden ollessa 1,5m. Täyttömaa on soraa.**Perustussyvyys 1,5m, täyttökerros soraa****Painumat [mm]**

	Hieno hiekka	Hiekka	Sora	Tiivis sora	Kerroksellinen
100kN	8,5	2,9	0,8	0,4	18,1
200kN	16,2	5,6	1,6	0,9	34,4
500kN	36,1	12,4	3,5	1,9	77,3

Painumat kasvavat oletetulla tavalla kuormituksen kasvaessa ja suhteessa toisiinsa painumat vaikuttavat hyvin luontevilta. Verrataan tuloksia taulukon 23 arvoihin. Arvot ovat likimain samat, joten täyttömaan materiaali ei vaikuta painumiin merkittävästi.

3.5.2 Sovellettu kimmomenetelmä eurokoodi 7 mukaisesti

Erona edelläkäsitellyyn konsolidaatiopainuman mukaisiin painumiin sovelletun kimmomenetelmän mukaiset tulokset ovat kokonaispainumia. Kuten kappaleessa 3.4.3 jo kerrottiin, Eurokoodi EN 1997-1 antaa luvan tarkastella painumia kyseisen menetelmän avulla. Laskenta on suoritettu kuorman arvoilla 200 kN, 400 kN ja 500 kN. Taulukon 25 ylin kohta ottaa huomioon vain pistekuorman vaikutuksen, kun taas keskimmäisiin osiin on lisätty täyttömaan osuus. Taulukon alalaitaan on laskettu vielä painumat, kun betonianturan omapaino on huomioitu.

Taulukko 25 Painumalaskennan tuloksia sovelletulla kimmomenetelmällä.

Sovellettu kimmomenetelmä, Eurokoodi				
Anturan koko 2mx2mx0,5m , painumat millimetrejä				
	HIENO HIEKKA	HIEKKA	SORA	TIIVIS SORA
200kN	8,906	1,389	0,798	0,532
400kN	17,812	2,779	1,596	1,064
500kN	22,266	3,473	1,995	1,33
	HIENO HIEKKA + HIENO HIEKKA	HIEKKA +HIEKKA	SORA+SORA	TIIVIS SORA +TIIVIS SORA
200kN	11,756	1,862	1,085	0,734
400kN	20,663	3,251	1,883	1,266
500kN	25,116	3,946	2,282	1,532
	HIENO HIEKKA +SORA	HIEKKA +SORA		TIIVIS SORA +SORA
200kN	12,112	1,89		0,724
400kN	21,019	3,279		1,256
500kN	25,472	3,974		1,522
	HIENO HIEKKA +SORA +BETONI	HIEKKA +SORA +BETONI	SORA+SORA + BETONI	TIIVIS SORA +SORA +BETONI
200kN	14,339	2,237	1,285	0,857
400kN	23,245	3,626	2,083	1,389
500kN	27,698	4,321	2,482	1,655
El soveltu kerroksellisen maan laskemiseen				

Tämä laskentamenetelmä ei suoraan toimi kerroksellisen maan laskemiseen. Se voidaan kuitenkin ottaa huomioon laskemalla painotettu keskiarvo maiden kimmokertoimista. Tässä tapauksessa on oltava varovainen tarkastelusyvytyden valinnassa. Erittäin syvällä maaperässä olevat maakerrokset eivät vaikuta painumiin merkittävästi.

3.5.3 Muut käsinlaskentamenetelmät

Tarkastellaan kappaleessa 3.4.4 esitellyn Klepikovin laskentamenetelmän tuloksia. Klepikovin menetelmä on ainuita menetelmiä, jossa otettiin kantaa myös kiertymän arvoon. Tavallisesti kaikki kaavat käsittävät vain pystysuuntaista painumaa ja vaakasuuntaista siirtymää. Tuloksena saadut painuman ja kiertymän arvot on esitetty taulukossa 26.

Taulukko 26 Painumalaskennan tulokset sekä kiertymät Klepikovin kaavoilla.

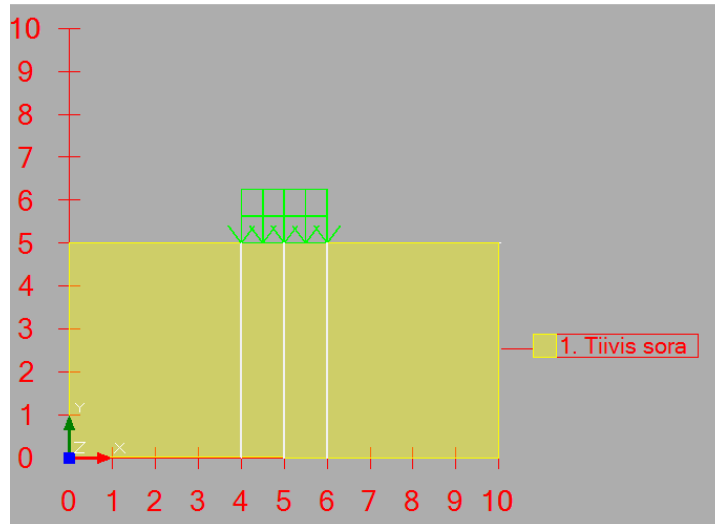
	HIENO HIEKKA		HIEKKA		SORA		TIIVIS SORA	
	Painuma [mm]	Kiertymä [°]	Painuma [mm]	Kiertymä [°]	Painuma [mm]	Kiertymä [°]	Painuma [mm]	Kiertymä [°]
500kN/200kNm	22,111	0,909	3,449	0,142	1,981	0,081	1,321	0,054
500kN/100kNm	22,111	0,455	3,449	0,071	1,981	0,041	1,321	0,027
200kN/100kNm	8,844	0,455	1,38	0,071	0,792	0,041	0,528	0,027
200kN	8,844		1,38		0,792		0,528	
400kN	17,689		2,759		1,585		1,057	
500kN	22,111		3,449		1,981		1,321	

Vertailtaessa Klepikovin kaavoilla saatuja kiertymän arvoja Plaxis 2D:n arvoihin, huomataan, että ne ovat aika lailla samaa suuruusluokkaa. 2D tapauksessa arvoja voitaisiin käyttää suoraan laskentaan. Pilarianturalla kiertymät pitää kuitenkin laskea 3D tapauksena. Kyseisen laskentamenetelmän käyttäminen kiertymän laskennassa ei ole lainkaan pois suljettu vaihtoehto.

Painuman arvot sen sijaan ovat hyvin lähellä Plaxis 3D:stä saatuja arvoja. Tätä kaavaa voitaneen käyttää painuman määrittämiseen suoraan. On kuitenkin huomioitava, että kuormitus ja maaparametrit vaikuttavat tuloksiin merkittävästi, joten tuloksia on tulkittava aina kriittisesti.

3.5.4 GeoCalc

Tarkastellaan painuman suuruutta Novapointin GeoCalc 2D-ohjelman avulla. Tämä laskentatapa eroaa kuitenkin tuloksiltaan todellisesta tilanteesta, sillä betonin jäykkyyttä ei oteta huomioon. Mikäli betonin osuus otettaisiin laskentaan mukaan, se mallinnettaisiin kuvaan maakerroksen tavoin. Tällöin sen muoto vaikuttaisi myös osaltaan painuman ja sitä kautta alustaluvun suuruuteen, kuten kappaleessa 3.1.1 todettiin. Kuormitukseksi on käytetty 100 kN / m, joka tarkoittaa 200 kN pistekuormitusta 2 m x 2 m anturalle.



Kuva 36 Novapointin Geocalc ohjelmaan mallinnettu kuormitus.

Kuvassa on laskettu 2 metriä leveälle kuormitukselle painuma maakerroksen ollessa 5m tiivistä soraa. Laskentapisteitä on kolme: piste 1 kohdassa 4 m, 2 kohdassa 5 m, 3 kohdassa 6 m. Painuman arvot on annettu taulukossa 27.

Taulukko 27 Painuman arvo laskentapisteissä anturalla 2mx2m (tiivis sora).

Piste	x-koord. (m)	painuma (mm)
1	4,0	1,0
2	5,0	2,0
3	6,0	1,0

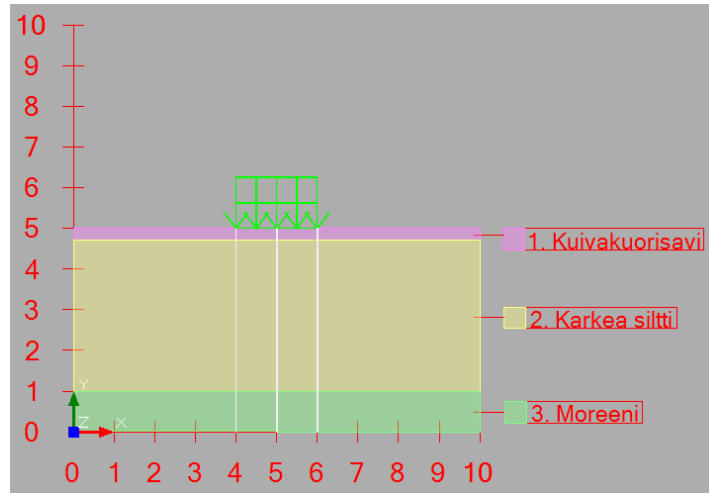
Tuloksena saadaan reunalla 1mm painuma ja keskikohdalla 2 mm painuma.

Tarkastetaan painuma-aika vielä painumahistorian kuvaajasta, josta nähdään, milloin painuma tapahtuu ajallisesti. Taulukossa 28 on esitetty GeoCalcin tulokset painuman muodostumisesta. Aika on tässä tapauksessa yksikköä vuosi, joten painumat havaitaan tapahtuneen kokonaisuudessaan jo ennen kun kuormituksen lisäyksestä on kulunut kaksi ja puoli kuukautta.

Taulukko 28 Painuman ja siihen kuluvan ajan [a] yhteys GeoCalc ohjelmasta.

Aika 0,200 [a]	x-koord. (m)	painuma (mm)
Piste 1	4,0	22
Piste 2	5,0	29
Piste 3	6,0	22
Aika 0,500 [a]	x-koord. (m)	painuma (mm)
Piste 1	4,0	22
Piste 2	5,0	29
Piste 3	6,0	22

Kokeillaan vielä, kuinka koheesiomaat toimivat tässä tarkastelussa. Kuvassa 37 on esitetty laskentamalli kerroksiselle maalle. Pystyviivat kuormituksen alapuolella ovat laskentapisteitä.



Kuva 37 Kerroksellisen maaperän laskentamalli Novapointin GeoCalc ohjelmassa.

Saadut tulokset on esitettyinä taulukossa 29. Verrattuna konsolidaatiopainuman laskelmiin (käsinlaskenta), kun pohjaveden pinta on anturan alapinnassa, tulokset ovat hyvin samansuuntaiset. Ainut suurempi eroavaisuus on hienon hiekan ja kerroksellisen rakenteen painuma arvoissa. Hienolle hiekalle Geocalcista saatu arvo on 29 mm ja konsolidaatiopainumalaskennalla 14 mm. Kerroksellisella maalla painuma on Geocalcin mukaan 70 mm ja käsinlaskennalla noin 34 mm. Eroa on molemmissa tapauksissa likimäärin puolet. Anturan koko ei näytä vaikuttavan painumiin juuri lainkaan.

Taulukko 29 GeoCalcista saadut painumalaskentatulokset.

Painumat GeoCalcista [mm]
Kuormitus 100kN/m²
Perustamissyvyys 0,0m

Anturan koko/ laskentapiste	Hieno hiekka	Hiekka	Sora	Tiivis sora	Kerroksellinen
2x2 / keskipiste	29	10	3	2	70
2x2 / reunapiste	22	7	2	1	52
1x1 / keskipiste	21	7	2	1	50
1x1 / reunapiste	17	6	2	1	41

Tarkastellaan seuraavaksi perustussyvyuden vaikutusta Geocalc laskelmien tuloksiin. Taulukossa 30 on esitetty laskentatulokset, kun perustussyvyys on kasvatettu arvoon 1,5 m. Käsinlaskennalla saadut arvot ovat tässä tapauksessa puolet pienempiä kuin laskentaohjelmalla määritetyt.

Taulukko 30 GeoCalcista saadut painumalaskentatulokset.

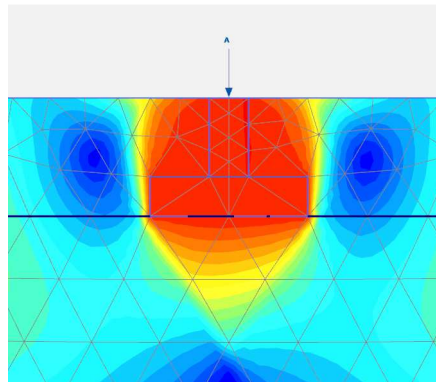
Painumat GeoCalcista [mm]
Kuormitus 100kN/m²
Perustamissyvyys 1,5m

Anturan koko/ laskentapiste	Hieno hiekka	Hiekka	Sora	Tiivis sora
2x2 keskipiste	20	7	2	1
2x2 reunapiste	14	10	1	1

Laskentatuloksista käy ilmi, kuinka reunapisteen ja keskipisteen painumaero tasoittuu siirtyessä hienoimmista aineksista jäykempiin.

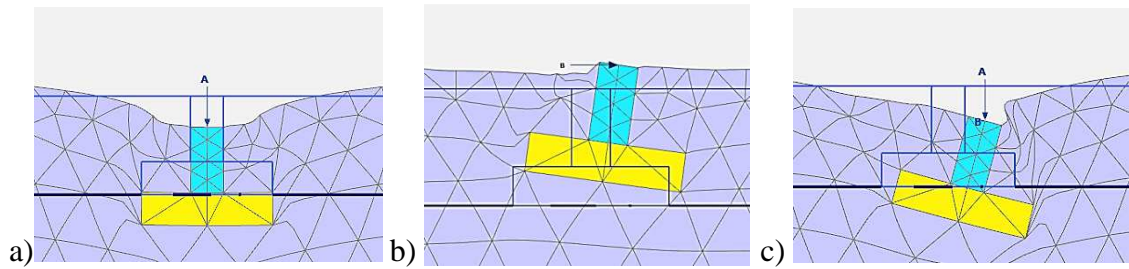
3.5.5 Plaxis 2D

Plaxis 2D classic -ohjelma tuntui hieman kehittyneemmältä versiolt verrattuna Geocalc ohjelmaan. Betonianturat voitiin mallintaa oikean kokoisina, ja kuvaan saatiin lisättyä myös peruspilari vastaanottamaan vaakavoimaa. Mallinnuksessa käytettiin apuna peruspilaria, joka oli mitoiltaan 0,4 m x 1 m. Peruspilaria ei ole mitoitettu. Kuvassa 38 on esitettyä ohjelmasta saatu jännityskuvaaja, kun kuormituksena on ainoastaan pystykuormaa. Tarkasteltavan perustuksen koko on (2 m x 2 m x 0,5 m).



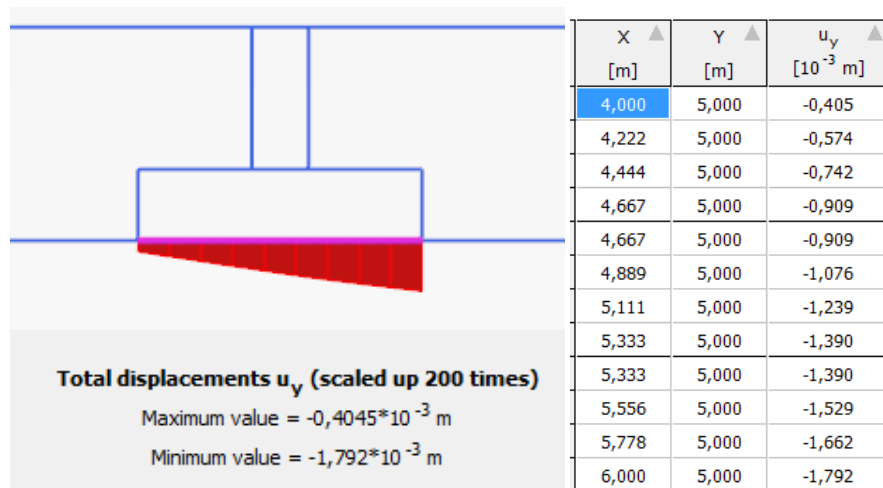
Kuva 38 Pystykuormasta syntyvät jännitykset neliöanturalle.

Kuten Geocalcin tapauksessa, tarkastelussa ei siis tarvinnut pitäytyä enää ainoastaan pystysuuntaisessa kuormituksessa, vaan mukaan voitiin ottaa myös vaakakuormat. Kuvassa 39 esitetään, kuinka vaakakuorman lisääminen muuttaa anturan (2 m x 2 m x 0,5 m) painuman arvoa anturan eri kohdissa. Kuvassa esitetyt siirtymät eivät kuvaa todellisia siirtymiä, vaan arvoja on skaalattu tulosten havainnollistamiseksi.



Kuva 39 Anturan painuma, kun kuormituksena on a) pystykuorma b) vaakakuorma ja c) sekä pysty- että vaakakuorma.

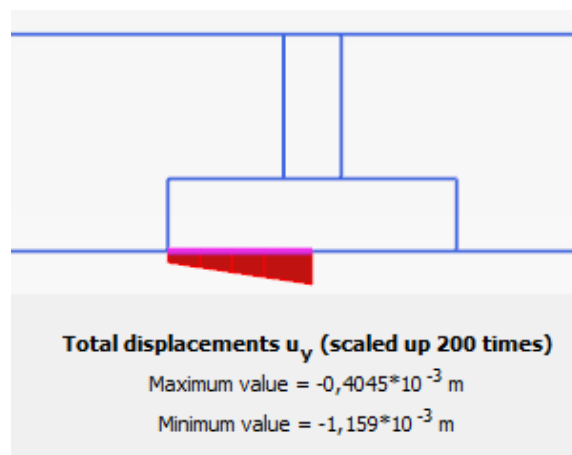
Varsinainen painuman määrittely tapahtuu taulukoiden avulla. Kuvassa 40 on esitetty, millaisia tuloksia ohjelma antaa tiiviille soralle sen eri pisteissä. Anturan vasemman alareunan koordinaatit ovat (4,5) ja oikean (6,5) eli anturan alapinta on tasolla +5,00. Plaxis 2D näyttää painuman kehityksen koko anturan matkalta kuvana sekä taulukkona.



Kuva 40 Painuman määrittely tiiviille soralle.

Kuvasta 40 nähdään, että anturan vasen nurkka painuu y-suunnassa 0,405 mm ja oikea nurkka 1,792 mm. Painumaeroa syntyy siis 1,387 mm, joka tarkoittaa $0,040^\circ$ kiertymää.

Keskipisteen painuma saadaan määritettyä muokkaamalla tulosten esitystä hieman. Kuvassa 41 on esitetty keskipisteen painuman määrittely.



Kuva 41 Anturan keskipisteen painuman määrittely Plaxis 2D ohjelmalla.

Keskipisteen painuma on kuvan 41 mukaisesti 1,159 mm. Laskennan tulokset on koottu taulukkoon 31. Keltainen merkintä painuman arvon kohdalla tarkoittaa sitä, että nurkkapiste ei ole painunut vaan se on kohonnut ylöspäin. Kuormitukset tarkoittavat kuormitusta metrin korkuisen peruspilarin yläpäähän. Koska kyseessä on 2D- ohjelma, antura tulkitaan kolmanteen suuntaan äärettömän pitkäksi ja kuormat määritetään yhtä pituusmetriä kohden. Taulukon painumat ovat millimetrejä.

Taulukko 31 Painumalaskennan tuloksia ohjelmalla Plaxis 2D.

2D															
	HIENO HIEKKA			HIEKKA			SORA			TIIVIS SORA			KERROKSELLINEN		
	Painuma 10^{-3} m														
Kuorma/Piste	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
(250kN/m)/(100kN/m)	7,632	33,621	59,505	0,878	4,159	7,326	0,527	1,863	3,076	0,405	1,159	1,792			
250kN/50kN	19,064	31,574	43,983	2,190	3,917	5,531	1,061	1,763	2,342	0,712	1,109	1,383			
100kN/50kN	2,882	5,127	13,09	0,216	0,799	1,764	0,027	0,385	0,744	0,016	0,255	0,442			
100kN	3,202	3,267	3,281	0,518	0,557	0,541	0,308	0,340	0,317	0,212	0,212	0,217			
200kN	21,155	21,276	21,315	2,631	2,680	2,638	1,155	1,209	1,162	0,726	0,779	0,732			
250kN	31,24	31,414	31,489	3,802	3,865	3,818	1,628	1,693	1,634	1,006	1,070	1,012			
TÄYTTÖKERROS SORAA															
(250kN/m)/(100kN/m)	ei tulosta			1,199	3,841	6,364				0,333	1,202	1,951	14,911	36,716	58,397
250kN/50kN	18,038	26,065	33,978	2,172	3,632	4,974				0,704	1,146	1,465	24,066	34,062	43,936
100kN/50kN	1,301	2,789	6,823	0,092	0,675	1,389				0,013	0,267	0,495	0,113	3,283	6,389
100kN	1,755	1,784	1,757	0,469	0,506	0,488				0,224	0,254	0,230	2,441	2,427	2,347
200kN	16,592	16,689	16,689	2,465	2,515	2,471				0,745	0,799	0,753	20,086	20,300	20,402
250kN	25,483	25,609	25,620	3,584	3,647	3,595				1,032	1,097	1,039	32,291	32,565	31,712
Tarkastellaan tapaus jossa peruspilari on korvattu pistekuormalla anturan oikeaan laitaan															
EI SORAKERROSTA	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
(250kN/m)/(100kN/m)	27,417	55,304	83,137	3,096	6,545	9,918	1,473	2,885	4,204	0,969	1,798	2,528	36,092	65,369	94,567
250kN/50kN	29,293	42,095	54,806	3,192	5,067	6,833	1,475	2,267	2,934	0,967	1,429	1,765	33,602	46,643	59,566
100kN/50kN	4,176	13,370	22,545	0,668	1,843	2,990	0,350	0,865	1,342	0,246	0,550	0,815	6,068	12,284	8,458

Painumalaskennan tulokset näyttävät olevan oikeaa suuruusluokkaa, joten ei ole syytä epäillä suuria virheitä laskennassa. Pienet eroavaisuudet, joita havaitaan pelkän pystykuorman vaikutuksesta selittyy sillä, että Plaxis 2D:ssä ja 3D:ssä on vakiooletuksena iterointi 1% tarkuudella. Alimmaisena taulukossa on esitettyä painuman arvot ilman peruspilarin vaikutusta ks. kuva 44.

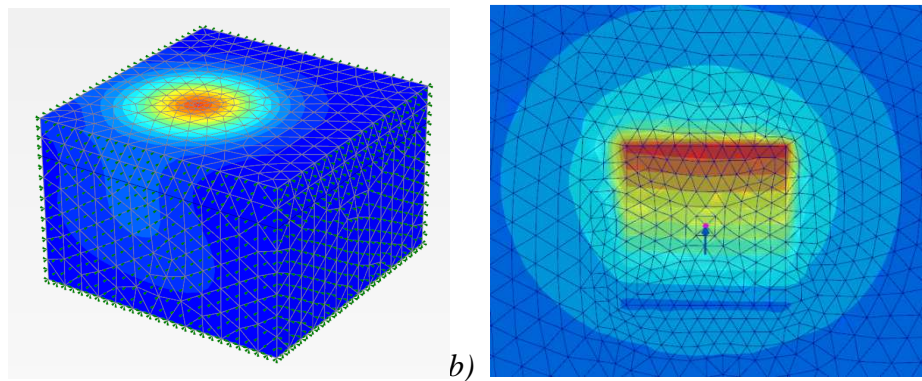
Painumissa on huomattava ero, mikäli verrataan keskenään Plaxis 2D:llä määritettyjä arvoja Geocalcilla saatuihin vastaaviin arvoihin. Plaxis antaa tulokseksi huomattavasti pienempiä painumia. Tähän saattaa vaikuttaa betonin osuus mallinnuksessa. Plaxik-sella määritetylle oikean kokoiselle anturalle annetaan betonin oikeat arvot, jolloin ohjelma huomioi sen vaikutuksen. Geocalcissa vastaavaa määrittelyä ei voi tehdä, ellei anturaa haluta piirtää äärettömän laajana maakerroksena. Laatan ja suhteellisen pienen anturan vertaaminen suoraa toisiinsa ei ole kuitenkaan järkevää.

Tuloksista huomataan, että täyttökerroksen muuttaminen perusmaasta soraksi pienentää jonkin verran painuman arvoja. Kimmoteorian mukaisesti painuma muodostuu suoraan kuormasta ja maan jäykkyydestä, jolloin vaikutuksen pitäisi olla päinvastainen. Soran tilavuuspaino on suurempi kuin esimerkiksi hienon hiekan. FEM-laskennassa on kuitenkin kimmoisan kokoonpuristuman lisäksi otettu huomioon plastinen osuus. Se

syntyy maan leikkautumisesta. Leikkautumisesta syntyy sitä enemmän, mitä lähempänä murtokuormaa ollaan. Murtokuormaan suuruuteen taas vaikuttaa myös anturan yläpuolinen maa, joka toimii sortumaa vastaan vastapainona. Sora toimii siis massansa puolesta paremmin kuin kevyempi hieno hiekka. Kun vastapainoa on enemmän, muodostuu anturan kantokyky paremmaksi, koska plastiset muodonmuutokset pienenevät. Plastinen tarkastelu perustuu Terzaghin kantokykyteoriaan. [30]

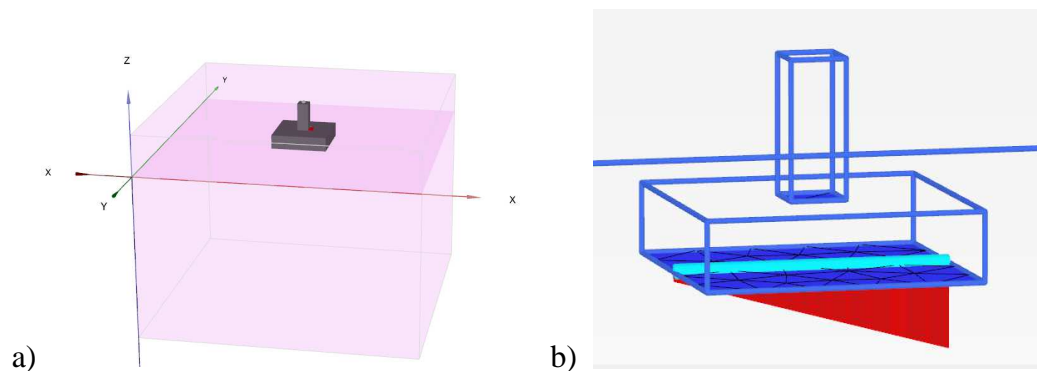
3.5.6 Plaxis 3D

Plaxis 3D on mallinnuksen osalta hieman samantyylinen kuin vastaava 2D ohjelma. Pystykuormasta syntyvä jännityskuvio on pinnalta katsottuna esitetty kuvassa 42.



Kuva 42 Syntyneet jännitykset Plaxis 3D ohjelmassa a) pystykuorman vaikuttaessa b) sekä pysty- että vaakakuorman vaikuttaessa.

Työssä on tarkasteltu rakennetta, johon kuuluu (2 m x 2 m x 0,5 m) antura ja (0,4 m x 0,4 m x 1 m) peruspilari. Mallinnettu rakenne maakerroksineen on esitetty kuvan 43 kohdassa a). Tarkasteltaessa peruspilarin vaikutusta painuman ja kiertymän arvoissa on mallinnuksessa oltava hyvin varovainen. Mikäli peruspilari mallinnetaan beam-elementinä, sillä on jäykkyysominaisuudet, mutta se ei ota vastaan minkäänlaisia vaakarasiuksia eli se on dimensioton. Tästä syystä peruspilari on laskennassa mallinnettu anturan tavoin. Kuten 2D ohjelmassa, saadaan tässäkin painuma esitettynä kuvan muodossa halutussa paikassa. Kuvan 43 kohdassa b) tulosten tarkastelukohdaksi on valittu anturan keskilinja.



Kuva 43 Työssä tarkasteltu rakenne a) ja siitä saatu painumakuvaaja b).

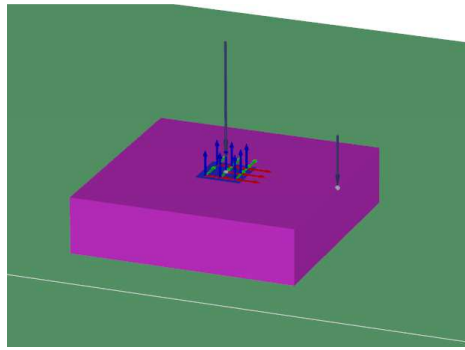
Tulokset on kerätty taulukkoon 32 ja ne on esitetty millimetreinä. Kuormat on määritetty 2 m x 2 m anturalle, joten ne ovat luonnollisesti kaksi kertaa suuremmat kuin 2D tapauksessa. Keskimmäinen kohta, jossa on teksti ”täyttökerros soraa”, tarkoittaa, että täytöt perustussyvyyden yläpuolelle on tehty sorasta. Ylemmässä tapauksessa täyttömaa on perusmaata.

Taulukko 32 Painumalaskennan tuloksia ohjelmalla Plaxis 3D.

3D															
	HIENO HIEKKA			HIEKKA			SORA			TIIVIS SORA			KERROKSELLINEN		
	Painum 10^{-3} m														
Kuorma/Piste	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
500kN/200kNm	14,507	31,668	48,818	1,815	3,684	5,543	0,948	1,654	2,348	0,631	1,035	1,429			
500kN/100kNm	22,175	30,038	37,891	2,644	3,517	4,379	1,288	1,608	1,917	0,833	1,016	1,188			
200kN/100kNm	7,139	12,585	18,026	0,999	1,6	2,197	0,546	0,797	1,043	0,361	0,551	0,657			
200kN	11,803	11,702	11,597	1,525	1,514	1,498	0,78	0,776	0,768	0,501	0,501	0,495			
400kN	23,327	23,079	22,824	2,782	2,755	2,719	1,318	1,307	1,287	0,837	0,834	0,821			
500kN	30,034	29,72	29,397	3,514	3,476	3,427	1,61	1,594	1,567	1,014	1,009	0,992			
TÄYTTÖKERROS SORAA															
500kN/200kNm	14,114	23,586	33,048	1,879	3,331	4,773				0,616	1,081	1,536	13,402	24,357	35,3
500kN/100kNm	17,844	22,387	26,92	2,541	3,213	3,874				0,884	1,057	1,258	17,169	22,512	27,843
200kN/100kNm	6,208	8,855	11,497	0,991	1,453	1,91				0,364	0,539	0,71	5,3	7,606	9,905
200kN	8,479	8,329	8,407	1,409	1,396	1,377				0,526	0,526	0,522	6,952	6,978	6,998
400kN	17,12	16,839	16,548	2,565	2,531	2,488				0,87	0,869	0,858	15,882	15,935	15,979
500kN	22,362	22,057	21,741	3,232	3,185	3,128				1,051	1,047	1,033	21,985	21,973	21,949
Tarkastellaan tapaus jossa peruspilari on korvattu pistekuormalla anturan oikeaan laitaan															
EI SORAKERROSTI	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
500kN/200kNm	27,814	46,893	65,968	3,158	5,309	7,455	1,585	2,635	3,676	1,013	1,592	2,163	26,769	51,342	75,903
500kN/100kNm	28,061	37,656	47,244	3,202	4,321	5,433	1,673	2,175	2,664	1,063	1,336	1,596	26,506	37,676	48,831
200kN/100kNm	11,151	17,92	24,686	1,444	2,214	2,981	0,711	1,127	1,54	0,473	0,707	0,937	8,033	14,545	21,052

Painuman arvot vaikuttavat olevan oikeata suuruusluokkaa lukuun ottamatta keltaisella maalattua aluetta, jossa iteroinnin (ks. kappale 3.5.5) tarkkuus ei täsmää. Tässä tapauksessa virhe johtunee 3D esityksestä ja laskentapisteen sijainneista mallissa. Toisin kuin 2D mallissa, kaikki laskentapisteen eivät välttämättä sijaitse juuri määritetyllä linjalla, josta arvot halutaan tulostaa. Virhe voi siis aiheutua siitä että ohjelma määrittelee parhaaksi tarkastelupisteeksi jonkin muun pisteen hieman eri syvyydeltä. Taulukossa 32 havaittu poikkeama ei ole kuitenkaan hälyyttävä.

Peruspilarin osuutta painumien ja kiertymien suuruuteen tutkitaan samalla tavoin kuin 2D osiossa. Pilariin vaikuttava vaakakuorma korvataan vastaavalla pystykuormalla metrin etäisyydellä anturan keskipisteestä. Tilanne on havainnollistettu kuvassa 44.



Kuva 44 Anturan mallinnus ilman peruspilarin vaikutusta.

Painuman ja kiertymän arvot ilman peruspilaria on esitetty alimmaisena taulukossa 32.

Verrataan painumia Plaxis 2D:n ja 3D:n välillä. 3D-ohjelmalla lasketut arvot ovat suurempia kuin 2D:llä. Tämä selittynee anturan muodon vaikutuksella, kuten kappaleessa 3.1 todettiin. 2D ohjelmissa antura oletetaan äärettömän pitkäksi syvyysuunnassa, jolloin painumat ovat pienempiä. Myös kuormituksessa on eroja samasta syystä. 2D ohjelmassa mallinnettu pistekuorma tulkitaan viivakuormaksi syvyys suunnassa. Kuormitus jakaantuu siis aivan eri tavoin, vrt kuvat 59 ja 60 kappaleessa 4.3.3.

3.6 Yhteenveto maaperän jäykkyydestä

Tarkasteltaessa maaperän jäykkyyttä on hyvin oleellista erottaa toisistaan jousivakio ja alustaluku. Jousivakion arvo muuttuu aina, kun perustuksen kokoa muutetaan, sillä se on riippuvainen perustuksen pohjan pinta-alasta. Perustuksen kokoa tai muotoa muutettaessa muuttuu hieman myös toinen jousivakioon vaikuttava muuttuja, alustaluku. Alustalukuun vaikuttaa lisäksi maalaji, perustussyvyys ja pohjaveden pinnan sijainti.

Alustaluvun määrittäminen perustuu siis kuormituksen ja painuman suhteeseen pinta-alaa kohden. Painuma ei kuitenkaan ole täysin verrattavissa vain pystykuormaan, sillä myös momentti vaikuttaa siihen. FEM-laskennassa saatujen tulosten perusteella havaitaan, että pystykuorman ja momentin yhteisvaikutus määrittelee painuman ja kiertymän suuruuden. Esimerkiksi suurella pystykuormalla anturan kiertymä on pienempi kuin pienellä pystykuormalla momentin ollessa vakio. Samalla tavoin suuren momentin yhteydessä z-suuntainen painuma on pienempi kuin pienellä momentilla.

Mikäli alustaluku halutaan määrittää käsinlaskennan avulla jäykkyyden määrittämistä varten, hyviksi havaittuja painumalaskentamenetelmiä on muutama. Kun tuloksia verrattiin Plaxis 3D -ohjelmalla laskettuihin arvoihin. Suurimmat yhtäläisyydet havaittiin löyhillä mailla Biotin, Vesicin (ei muotokerrointa) ja Klepikovin kaavoilla. Klepikovin ja eurokoodissa esitetyllä sovelletun kimmomenetelmän mukaisilla painumanlaskentakaavoilla päästiin lähes sanoihin alustaluvun arvoihin. Tiiviillä maa-aineksilla parhaat vastaavuudet on havaittavissa Vesicin kaavalla, jossa muotokerroin on huomioitu. Tämän tarkastelun pohjalta painuman määrittämiseen suositellaan käytettäväksi löyhille maa-aineksille Vesicin tai sovelletun kimmomenetelmän mukaista kaavaa. Tiiviille ja kärkeille maa-aineksille suositellaan käytettävän muotokertoimellista Vesicin kaavaa. Edellämainitut suositukset koskevat vain jäykän perustuksen jäykkyyden määrittämistä.

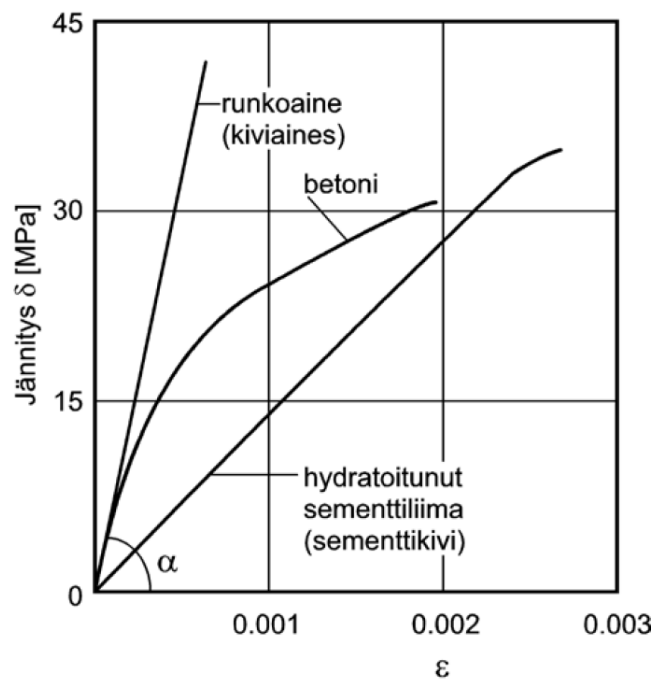
4 BETONIAN TURAN JÄYKKYYS

4.1 Betonin ominaisuudet

4.1.1 Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys

Betonin muodonmuutoksia on verrattain hankala hallita sen heterogeenisen rakenteen vuoksi. Runkoaineen ja sementtikiven muodonmuutokset ovat erilaiset ja näiden väliset tartuntakerroksen halkeamat vaikuttavat voimakkaasti betonin muodonmuutoksiin, yhdessä betonin huokosten ja sementtigelin veden täyttämien huokosten kanssa. [64 s.8]

Betonin kimmokerroin määritetään yleensä betonin jännitys-muodonmuutoskäyrän tangentin kulmakertoimena, kuten kuvassa 45 on esitetty. Runkoaineen kimmomoduuli vaikuttaa huomattavasti betonin kimmomoduulin suuruuteen [64 s.11]. Betonin kimmokertoimelle ei voida antaa mitään tarkkaa matemaattista kaavaa käyrän kaarevuuden vuoksi, vaan on käytettävä likimääräistä arvoa. Kuvassa 45 on tarkasteltu lyhytaikaisen kuorman vaikutusta.



Kuva 45 Betonin, sementtikiven ja kiviaineen jännitys-muodonmuutosyhteydet [22 s.12].

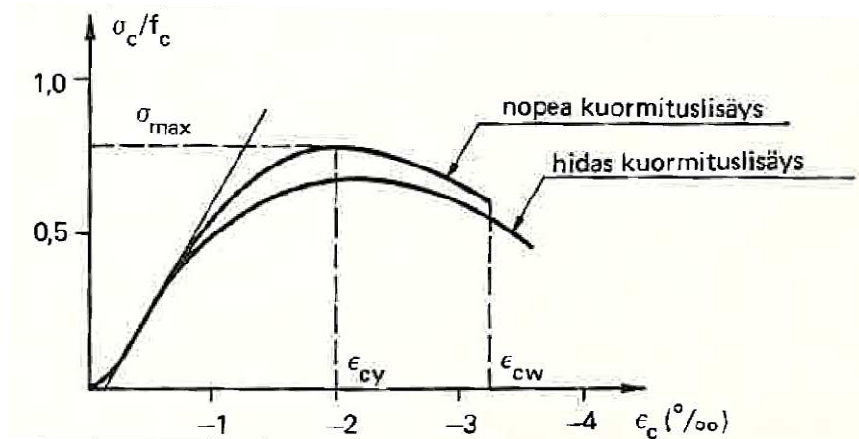
Betonin kimmokertoimelle on annettu taulukkoarvoja eurokoodissa EN 1992-1-1 [38 s.30]. Kimmokerroin vaihtelee betonin lujuusluokittain. Taulukossa 33 on esitetty muutamia esimerkkejä kimmokertoimen suuruudesta.

Taulukko 33 Kimmokertoimen taulukkoarvoja eri betonin lujuusluokille [41 s.22].

Betonin lujuusluokka	25/30	30/37	35/45
E_{cm} (MPa)	31 000	33 000	34 000

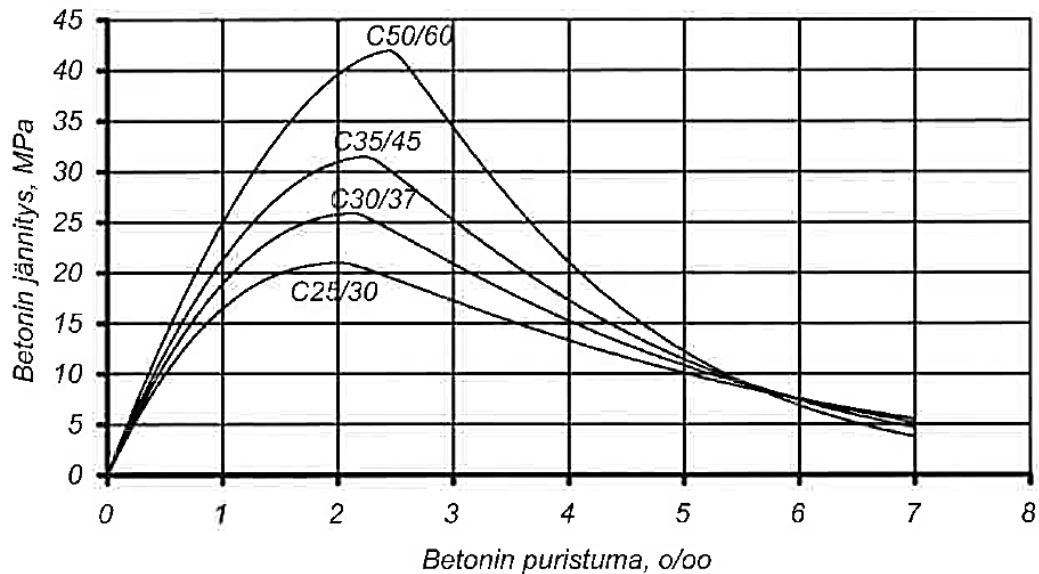
Kuvassa 46 on esitetty periaatepiirros betonin jännitys muodonmuutoskuvaajasta, jossa on eriteltyä nopea ja hidas kuormituslisäys. Kuvasta nähdään, kuinka betonin jännitys-muodonmuutoskuvaaja kehittyy kuormituksen myötä aluksi lähes lineaarisesti, jolloin betoni käyttäytyy kimmoisesti. Jännityksen saavuttaessa arvoa $f_c/3$, mikrohalkeamat alkavat lisääntyä voimakkaasti, ja muodonmuutos kasvaa epälineaarisesti. Tässä jännitystilassa mikrohalkeamia alkaa muodostua tartuntakerroksen lisäksi myös sementtikiveen. Kun nämä halkeamat avautuvat, muodonmuutokset kasvavat epälineaarisesti. [64 s.9]

Betoniprisman ($h/d \geq 2$) lyhytaikaisessa kuormituksessa murtolujuus f_c on noin $0,8K$ (K =kuutiolujuus), jota vastaava muodonmuutos ϵ_{cy} on lähes vakio. Betoninormien mukaisesti laskenta-arvo on $\epsilon_{cy} = 2,00$ ‰, vaikka todellisuudessa arvo vaihtelee välillä $2,0...2,5$ ‰. Kuvasta 46 nähdään, kuinka kuormitusnopeus vaikuttaa jännitys-muodonmuutoskuvaajaan. Poikkileikkaus kestää hetkellisesti suuremman kuormituslisäyksen, kuin mitä se kestäisi pitkäaikaisessa rasituksessa. [64 s.9]



Kuva 46 Kuormitusnopeuden vaikutus betonin jännitys-muodonmuutos kuvaajaan (puristus) [64 s.8].

Kuten kuvan 45 perusteella todettiin, kiviaineksen ja sementtikiven lujuus vaikuttavat betonin muodonmuutosominaisuuksiin. Kuvassa 47 havainnollistetaan betonin kuutiolujuuden vaikutusta muodonmuutosominaisuuksiin. Kuvaajassa oletetaan betonijännityksen olevan suurimmillaan $0,7f_{ck,cube}$ (kuutiolujuus) [65 s.35].



Kuva 47 Betonin lujuuden f_c vaikutus jännitys- muodonmuutoskuvaajaan [65 s.35].

Lujuuksien pienentyessä lineaarisen käyttäytymisen alue pienenee. Tämä johtuu sementtikiven vaikutuksen pienemisestä. Kun karkea runkoaine on lujempaa, muodonmuutokset ovat pienempiä lineaarisella alueella. Lujuusluokan kasvaessa betonin kimmoisen osan puristuma kasvaa, mutta samalla betonin käytös muuttuu yhä hauraammaksi, jolloin jännitys laskee voimakkaasti [65 s.35]. [64 s.9]

4.1.2 Betonin muodonmuutostyypit

Kovettuneella betonilla on havaittavissa kolmenlaisia muodonmuutoksia, joita ovat

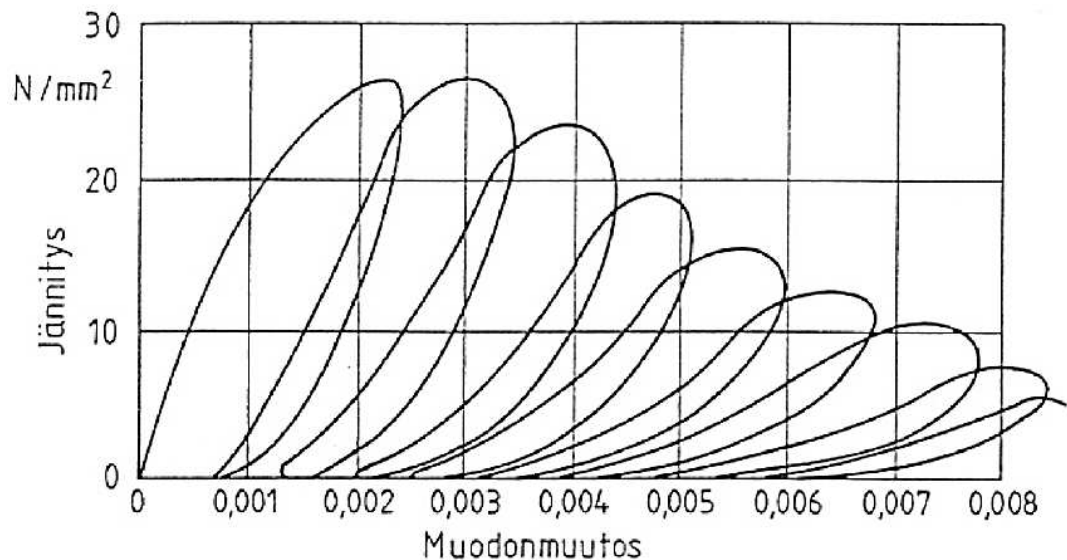
- kimmoiset muodonmuutokset
- plastiset muodonmuutokset ja
- ajasta riippuvat muodonmuutokset [64 s.8].

Kimmoiset muodonmuutokset ovat nimensä mukaisesti palautuvia ja ne voivat aiheutua mm. kuormituksesta tai lämpötilasta, jotka poistuvat kuormituksen jälkeen. Kimmoisella alueella toistuvakaan kuormitus ei aiheuta, niin suuria halkeamia, etteivät ne sulkeutuisi kuormituksen päätyttyä [64 s.10]. Kimmoisesta muodonmuutoksesta tapahtuu 85-90 % välittömästi kuormituksen vaikutuksesta. Loppuosasta käytetään nimitystä ”vii-västynyt kimmoisuus” ja se tapahtuu hitaasti. Sitä voidaan verrata vaikutukseltaan viirumaan, mutta se poistuu, kun kuormitus poistetaan. [64 s.8,11]

Plastiset eli palautumattomat muodonmuutokset syntyvät tavallisesti suurten pysyvien kuormien vaikutuksesta. Vaikuttavien voimien ollessa toistuvia, muodonmuutoksen suuruus riippuu jännityksen suuruudesta [64 s.12]. Toistuvien kuormien jännitysten jäädessä alle $0,5f_{ck}$, syntyy jokaisella kuormituskerralla kimmoisia muodonmuutoksia. Mikäli toistuvat kuormat ylittävät jännityksen $0,5f_{ck}$, pysyvään muodonmuutokseen syntyy pieni lisäys jokaisella kuormituskerralla. Betoni käyttäytyy siitä huolimatta joka kuormituskerralla edelleen kuin kimmainen aine, sillä se lujittuu vähitellen. [64 s.8,12]

Kuvassa 47 on esitetty betonin jännitys-muodonmuutosyhteys toistuvan kuormituksen yhteydessä. Käyrästä muodostuu näin hystereesisilmukoita, sillä pysyvät muodon-

muutokset ovat ominaisuuksia, jotka estävät systeemiä palaamasta alkuperäiseen tilaan. Kuvan silmukat on määritelty siten, että jokaisella kierroksella on syntynyt saman verran pysyviä muodonmuutoksia. Betonin murtuminen tapahtuu toistuvan kuormituksen saavuttaessa saman muodonmuutoksen ja sitä vastaavan jännityksen arvon kuin yhtäjaksoisen kuormituksen murtotilanteessa. [22 s.14]



Kuva 48 Toistuvasta kuormituksesta aiheutuneita hystereesisilmukoita [22 s.14].

Ajasta riippuviin muodonmuutoksiin kuluvat sekä betonin kutistuminen että viruminen, jotka syntyvät sementtigeelin muutosten vaikutuksesta [64 s.8]. Ne riippuvat pääasiassa ympäristön kosteudesta ja lämpötilasta, rakenneosan mitoista, sementin laadusta, betonin koostumuksesta ja betonin iästä kuivumisen alkaessa [38 s.31;[65 s.41].

Toisin kuin muut muodonmuutokset, kutistuma ei riipu kuormituksesta [64 s.8]. Kokonaiskutistuma muodostuu kahdesta osasta: kuivumiskutistumasta ja sisäisestä kutistumasta. Sisäinen kutistuma koostuu sementin hydrataatiosta aiheutuvasta kutistumasta sekä karbonisaatiokutistumasta [65 s.41]. Sisäinen kutistuma kehittyy betonin kovettuessa, joten merkittävä osa siitä kehittyy jo ensimmäisinä valun jälkeisinä päivinä. Suurimmat kutistuman arvot jäävät hieman alle 0,2 ‰. Vaikutuksiltaan kuivumiskutistuma on merkittävämpi tavallisilla betoniluokilla kuin korkealujuusbetoneilla, joissa sisäinen kutistuma on merkittävämmässä asemassa [65 s.41]. [38 s.33]

Kuivumiskutistuma johtuu veden siirtymisestä kovettuneen betonin lävitse ja siitä syystä sen kehittyminen on verrattain hidasta. Aikaa kuluu sitä kauemmin, mitä paksumpi laatta on [64 s.13]. Ohuissa rakenteissa kuivumiskutistuma onkin paksuja rakenteita suurempaa [66 s.47]. Kuivumiskutistuma kehittyy huomattavasti hitaammin kuin sisäinen kutistuma. Pienimmät kuivumiskutistuman arvot muodostuvat alhaisella betonilujuudella ja kuivissa olosuhteissa [66 s.47]. Tällöin kutistuma voi olla jopa 0,5 ‰ ja korkealujuusbetonilla 0,3-0,4 ‰ [66 s.47]. [38 s.33]

Sementtikiveen muodostuu kovettumisen aikana mikrohalkeamia runkoaineen ja sementtikiven tartuntakerrokseen. Kun nämä mikrohalkeamat sulkeutuvat, syntyy pieni

muodonmuutos, joka on pysyvä. Muodonmuutoskuvaajassa 46 tämä jätetään kuitenkin yleensä huomiotta. [64 s.9]

4.2 Muodonmuutokset laskennallisesti

4.2.1 Kutistuma

Tarkastellaan kutistuman laskennassa eurokoodin 1992-1-1 mukaista mitoitustapaa. Eurokoodin 1992-1-1 [38 s.33-34] mukaisesti laskettaessa kokonaiskutistuma määritetään kaavalla

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} , \quad (57)$$

jossa

ε_{cs} on kokonaiskutistuma

ε_{cd} on kuivumiskutistuma ja

ε_{ca} on sisäinen kutistuma.

Kuivumiskutistuman loppuarvon osuus lasketaan eurokoodin 1992-1-1 [38 s.33-34] mukaisesti kaavalla

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_{ch} \varepsilon_{cd.0} , \quad (58)$$

jossa

$\beta_{ds}(t, t_s)$ on muuttuja, jonka arvo riippuu betonin iästä sekä kuivumiskutistuman alkamishetkellä että tarkasteluhetkellä ja muunnetusta paksuudesta.

k_{ch} on muuttuja, joka riippuu muunnetusta paksuudesta (ks. taulukko 37) ja

$\varepsilon_{cd.0}$ on nimellinen kuivumiskutistuman arvo, joka riippuu suhteellisesta kosteudesta ja betonin lujuusluokasta.

Kaavassa (58) esiintyvän muuttujan β_{ds} laskentaan käytetään kaavaa [38 s.33-34]

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} , \quad (59)$$

jossa

t on betonin ikä tarkasteluhetkellä (vrk) ja

t_s on betonin ikä kuivumiskutistumisen alkuhetkellä (vrk)

h_0 on betonipoikkileikkauksen muunnettu paksuus.

Muuttuja h_0 voidaan laskea kaavalla [65 s.43-44]

$$h_0 = 2 \frac{A_c}{u_c}, \quad (60)$$

jossa

A_c on betonin poikkileikkausala ja

u_c on sen piirin yhteenlaskettu pituus, jossa kuivumista voi tapahtua.

Muunnetusta paksuudesta riippuva kerroin k_h saadaan taulukossa 34.

Taulukko 34 Kertoimen k_{ch} (taulukossa k_h) arvoja muunnetun paksuuden h_0 avulla [38 s.33, taulukko 3.3].

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Nimellinen kuivumiskutistuma on riippuvainen betonin lujuudesta, kuten taulukosta 35 voidaan havaita. Kyseisessä taulukossa 35 on esitetty nimellisen kuivumiskutistuman arvoja betonille, jonka sementti on CEM-tyyppiä N. Taulukoiden 34 ja 35 avulla nähdään, että kuivumiskutistuman arvo on sitä pienempi, mitä suurempi on betonin lujuusluokka ja ympäristön suhteellinen kosteus. Taulukon arvot ovat keskiarvojen odotusarvoja, joiden keskihajonta on likimain 30 %. [38 s.33]

Taulukko 35 Nimellisen kuivumiskutistuman arvoja $\varepsilon_{cd,0}$ (%) betonille, jonka sementti on CEM-tyyppiä N [38 s.33, taulukko 3.2].

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Suhteellinen kosteus (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Sisäinen kutistuma on suoraan verrannollinen betonin lujuuteen ja se tulee ottaa huomioon etenkin uuden ja jo kovettuneen betonin liitoksissa [38 s.33]. Sisäisen kutistuman laskentaan käytetään eurokoodissa 1992-1-1 [38 s.33-34] lauseketta

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty). \quad (61)$$

Muuttujan $\beta_{as}(t)$ arvo lasketaan tällöin kaavalla

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0.2\sqrt{t}}, \quad (62)$$

jossa aika t on vuorokausina. Toinen tuntematon muuttuja $\varepsilon_{ca}(\infty)$ eli sisäinen kokonaiskutistuma määritellään kaavalla

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6}. \quad (63)$$

Lämpötilan ja kutistumisen aiheuttamat muodonmuutokset voidaan jättää huomiotta talorakenteissa, kunhan rakenne varustetaan liikuntasaumoin sen koon niin vaatiessa [64 s.131].

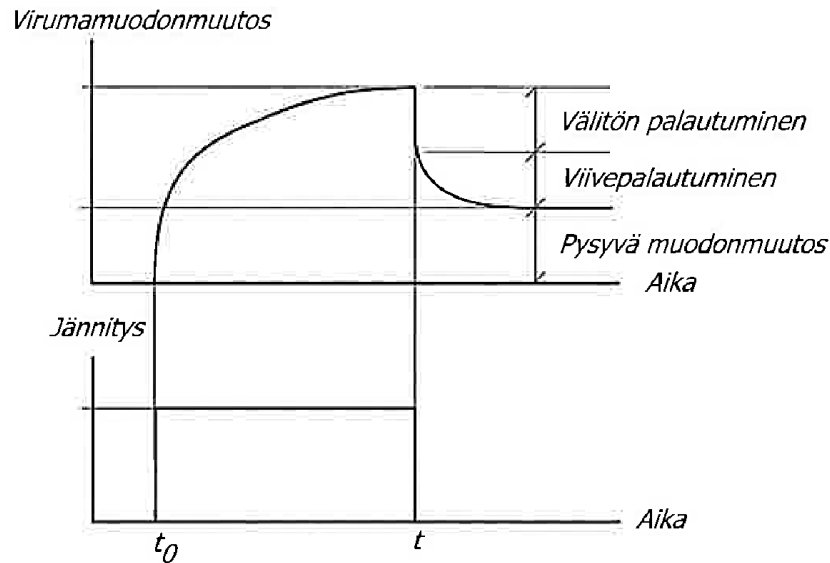
4.2.2 Viruma

Viruma johtuu sekä betonin koostumuksesta että ulkoisista ympäristötekijöistä. Tärkeimpiä sisäisiä tekijöitä ovat kapillaarihuokoisuus ja vesi-sementtisuhte. Ulkoisista tekijöistä merkittävimpiä ovat kuormituksen alkaessa suhteellinen kosteus ja betonin ikä eli hydrataatioaste. Kyseiset sisäiset tekijät vaikuttavat betonin virumaan oheisten perussääntöjen mukaisesti:

- viruma lisääntyy kapillaarihuokoisuuden lisääntyessä
- viruma pienenee vesi/sementtisuhteen pienentyessä
- viruma pienenee, kun hydrataatioaste kasvaa
- mitä aikaisemmin betoni altistetaan kuormitukselle, sitä suurempaa on viruma
- viruma on runsaampaa pehmeillä kiviaineksilla.
- viruma kasvaa sementtiliiman hydratoitumisen lisääntyessä.
- kuivassa ympäristössä viruma lisääntyy.
- viruma on voimakkaampaa ohuilla kappaleilla kuin paksuilla kappaleilla.

Kaikkia virumisen aiheuttajia ei tiedetä varmasti. Oletus on, että viruma koostuu pääosin sementin virumisesta. [65 s.44-45]

Viruma on luonteeltaan osittain palautuvaa eli osa pitkäaikaismuodonmuutoksista poistuu, kun kuorma poistetaan. Viruma koostuu siis kuvan 49 mukaisesti viivästyneestä kimmoisesta eli palautuvasta osasta ja viskoosi muodonmuutoksesta eli palautumattomasta osasta. [65 s.45]



Kuva 49 Viruman periaate jännityksen ja muodonmuutoksen avulla esitettyinä [65 s.45].

Mikäli betonin jännitys on pitkäaikaisilla kuormituksilla alle $k_2 f_{ck}$, viruman oletetaan olevan lineaarista [38 s.117]. Suositusarvo muuttujalle k_2 on 0,45 [38 s.117]. Jännityksen ylittäessä arvon $k_2 f_{ck}$, tulee ottaa huomioon epälineaarinen viruma, eurokoodin EN 1992-1-1, kohdan 3.1.4 [38 s.31-34] mukaisesti. Näin suuri jännitys voi syntyä esimerkiksi jännityksen seurauksena [38 s.31]. Viruman voidaan katsoa jatkuvan loputtomiin. Sen voidaan kuitenkin nähdä lähestyvän asymptoottisesti nollaa ajan mittaan. Käytännössä viruman voidaan katsoa loppuneeksi 70 vuoden kuluessa. [65 s.44-45]

Virumasta ei aiheudu pelkään huonoja seuraamuksia, vaan sillä on myös hyvät puolensa. Viruman vaikutuksesta jännityshuiput tasaantuvat, jännitykset jakaantuvat uudelleen, taipumat kasvavat ja voi ilmaantua jännityshäviöitä. Viruminen esitetään virumaluvun $\phi(t, t_0)$ avulla, joka tarkoittaa virumamuodonmuutoksen ja kuormituksen aiheuttamaan lyhytaikaisen muodonmuutoksen suhdetta. [65 s.45]

Virumisen aikaansaama muodonmuutos voidaan laskea kimmoisella alueella kaavalla

$$\varepsilon_{cc} = \varphi_c \frac{\sigma_c}{E_t}, \quad (64)$$

jossa

φ on virumaluku

E_t on tangentialmoduuli, $E_t = 1,05E_c$ ja

σ_c/E_t on pitkäaikaiskuormituksen aiheuttama hetkellinen kimmainen muodonmuutos. [38 s.31]

Eurokoodissa viruma on otettu huomioon joissain kaavoissa, esimerkiksi pilarin lisäepäkeskisyydessä, halkeamaleveyden ja taipuman laskennan kaavassa [41 s.22].

Virumaluvun laskeminen voidaan hoitaa joko käyttämällä karkeaa graafista virumaluvun määrittämenetelmää tai eurokoodin 1992-1-1 liitteen B [38 s.196-197] mukaista menetelmää. Graafista menetelmää [38 s.32] voidaan soveltaa vain, mikäli ympäristö-

lämpötila on väliltä $-40\text{ °C} \dots +40\text{ °C}$ ja keskimääräinen suhteellinen kosteus on $40\% \dots 100\%$. Myös puristusjännityksen arvoa kuormitushetkellä t_0 on rajoitettu, sillä menetelmä pätee vain jännityksen ollessa pienempi kuin $0,45f_{ck}(t_0)$.

Tarkemman määrittelyn mukaisesti virumaluku lasketaan eurokoodin 1992-1-1 liitteessä B [38 s.196] kaavalla

$$\varphi_c(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0) \quad (65)$$

jossa

φ_0 on nimellinen virumaluku ja

$\beta_c(t, t_0)$ on kerroin, joka kuvaa kuormittamisen jälkeistä virumisen kehitystä.

Nimellisen virumaluvun φ_0 likiarvo voidaan laskea kaavalla

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) , \quad (66)$$

jossa

φ_{RH} on kerroin, jolla kuvataan suhteellisen kosteuden vaikutusta

$\beta_c(f_{cm})$ on kerroin, jolla kuvataan betonin lujuuden vaikutusta ja

$\beta_c(t_0)$ on kerroin, jolla otetaan huomioon kuormittamisen alkamisajankoh- ta. [38 s.196]

Nimellinen virumaluku koostuu siis kolmesta eri kertoimesta. Suhteellisen kosteuden (RH) vaikutus lasketaan seuraavilla kaavoilla:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \quad , \text{ kun } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (67)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad , \text{ kun } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (68)$$

Kaavoista (67) ja (68) huomataan, että myös betonin lujuus vaikuttaa muuttujan φ_{RH} arvoon kertoimien α_1 ja α_2 avulla. Kertoimet α_1 ja α_2 lasketaan kaavoilla [38 s.197]

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad (69)$$

ja

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} . \quad (70)$$

Toinen nimellisen virumaluvun laskentaan tarvittava betonin lujuuden huomioiva muuttuja $\beta_c(f_{cm})$, lasketaan kaavalla [38 s.196]

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (71)$$

ja muuttuja $\beta_c(t_0)$ betonin iän kuormittamisen aloitushetkellä huomioiva kerroin kaavalla [38 s.196]

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}. \quad (72)$$

Suoraan virumaluvun kaavaan (65) vaikuttava virumisen kehittymistä kuvaava kerroin $\beta_c(t, t_0)$ lasketaan kaavalla [38 s.196]

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}, \quad (73)$$

jossa

β_H on suhteellisesta kosteudesta (RH%) ja poikkileikkauksen muunnetusta paksuudesta h_0 riippuva kerroin.

Kertoimen likimääräinen arvo voidaan määrittää oheisilla kaavoilla [38 s.196]

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad , \text{ kun } f_{cm} \leq 35MPa \quad (74)$$

ja

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 RH)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad , \text{ kun } f_{cm} > 35MPa \quad (75)$$

jossa käytetty muuttuja α_3 lasketaan kaavalla

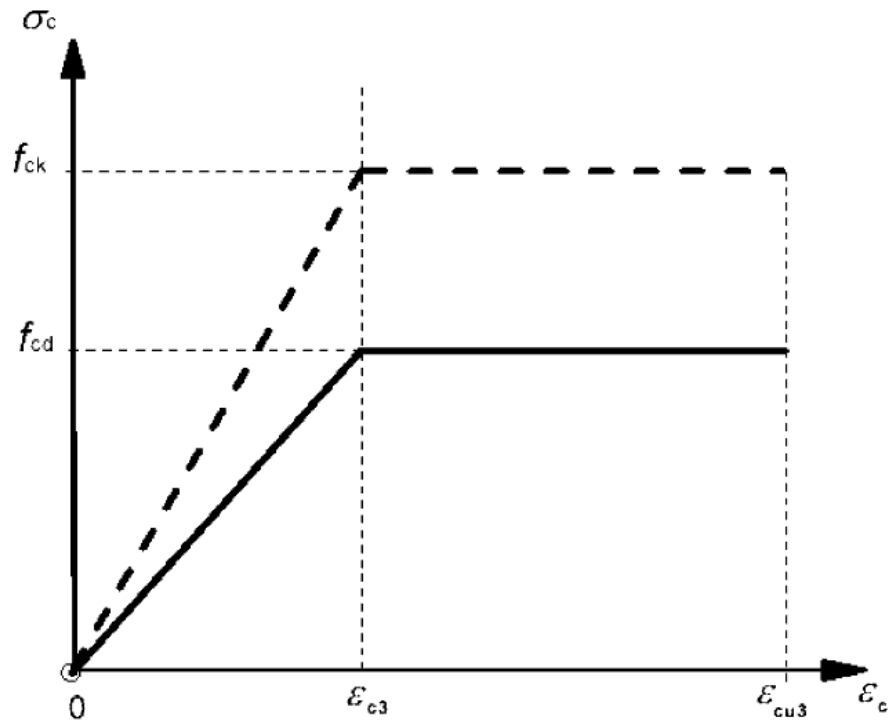
$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}. \quad (76)$$

Kuormituksen kesto $(t-t_0)$ esitetään kaavassa (73) vuorokausina.

Viruman laskennassa on käytetty viruman tarkkaa kaavaa, sillä graafisessa menetelmässä on oletettu suhteelliseksi kosteudeksi RH80%. Tarkasteltaessa anturoita suhteellinen kosteus voidaan olettaa olevan aina lähes RH100%. Viruman kehitystä ja sen vaikutusta betonin kimmokertoimeen on tarkasteltu enemmän kappaleessa 4.3.1.

4.2.3 Betonin kokonaismuodonmuutos murtojännityksen arvoilla

Betonin jännitys-muodonmuutosyhteys voidaan yksinkertaistaa kuvan 50 bilineaariseen muotoon. Katkoviivalla esitetty osa kuvastaa käyttörajatilan mukaisia arvoja ilman varmuuskertoimien käyttöä.



Kuva 50 Betonin yksinkertaistettu jännitys-muodonmuutosyhteys [38 s.36].

Kimmoisan alueen muodonmuutos murtojännityksen ϵ_{c3} arvolla saa arvon 1,75 ‰, käsiteltäessä betonin lieriölujuuksia, jotka ovat alle 50MPa. Suurempien lujuusluokkien tapauksessa kyseinen muodonmuutos voidaan laskea kaavalla

$$\epsilon_{c3} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]\text{‰} , \quad (77)$$

kun $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$. [38 s.30]

Kuvassa 50 on esitetty myös kokonaismuodonmuutos ϵ_{cu3} , joka koostuu kimmoisan muodonmuutoksen lisäksi plastisesta muodonmuutoksesta. Tämä plastinen alue on esitetty kuvassa pisteestä ϵ_{c3} pisteeseen ϵ_{cu3} kulkevana vaakasuorana kuvaajan osana. Kun lujuus on f_{ck} on pienempi kuin 50MPa, käytetään muodonmuutoksena vakioarvoa $\epsilon_{cu3}=3,5\text{‰}$, samalla periaatteella kuin kimmoisan alueen muodonmuutoksen määrittämisessä. Yli 50 MPa:n lieriölujuuksilla käytetään kaavaa

$$\epsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4\text{‰} , \quad (78)$$

kun $f_{ck} \geq 50 \text{MPa}$.

Muodonmuutokset, jotka tapahtuvat murtojännityksen arvoilla, eivät ole oleellisia tässä työssä, sillä rakenteen ei oleteta saavuttavan murtolujuuden arvoa. Tällä keinolla saadaan kuitenkin varmistus, että muodonmuutokset ovat kimmoisia tarkastelluilla kuormituksilla. [38 s.30]

4.3 Taipuma

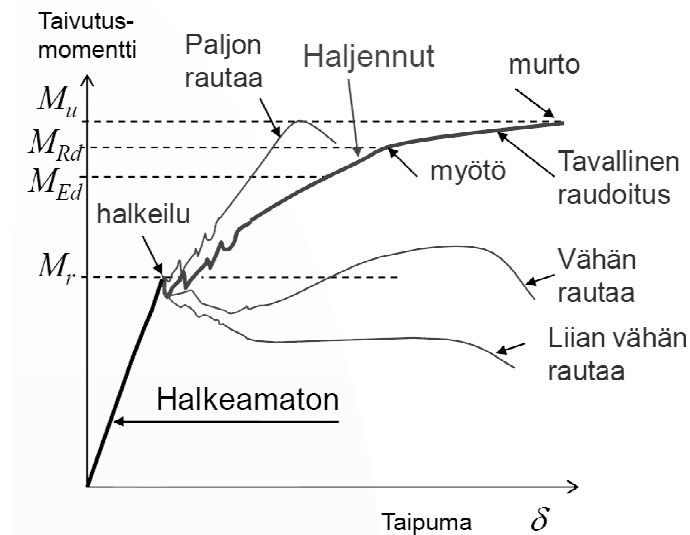
4.3.1 Taipumaan vaikuttavat tekijät

Kuten pelkän betonin, myös teräsbetonin muodonmuutosten tarkka määrittäminen on hankalaa. Rakenteen taipuma kasvaa osalla rakenteen pituutta taivutusjäykkyyden pienentyessä halkeamien takia. Virhemahdollisuudet lisääntyvät, koska varmuutta halkeamien suuruudesta ja sijainnista ei ole. Myös viruman ja taipuman vaikutus lisäävät taipumaa ajan mittaan. Laskentaan kehitellyt menetelmät antavat taipuman arvot yleensä riittävällä noin 20 % tarkkuudella. Muodonmuutosten määrittäminen voidaan jakaa kahteen osaan:

- lyhytaikaisten kuormien aiheuttama kimmainen taipuma ja
- lopullinen taipuma, jolloin viruma ja kutistuma on huomioitu.

Taipumarajat on asetettu pitkäaikaisille taipumille [25 s.32]. [22 s.146]

Kuvassa 51 esitetään riippuvuus taivutusmomentin ja taipuman välillä eri raudoitustapauksille. Betonin käyttäytyminen riippuu taipumien osalta voimakkaasti halkeamien synnystä ja raudoituksen määrästä. Taipuma halkeamattomalla betonilla on lineaarista ensimmäisiin halkeamiin asti, jonka jälkeen raudoituksen määrä poikkileikkauksessa alkaa vaikuttaa voimakkaammin. Mikäli poikkileikkaus on aliraudoitettu (liian vähän rautaa), se murtuu hauraasti jo halkeilumomentilla M_r . Tasapainoraudoitettu (tavallinen rauditus) rakenteessa rauditus myötää poikkileikkauksen saavuttaessa taivutuskestävyyden M_{Rd} arvon ennen betonin murtumista murtomomentilla M_u . Kuvasta 51 nähdään myös, kuinka yllirauditus vaikuttaa taipuman ja momentin väliseen riippuvuuteen. Tällöin puristusvyöhyke murtuu ennen raudoituksen myötäämistä, jolloin murtomomentti kuvaa suoraan rakenteen taivutuskestävyyttä. [26 s.5]



Kuva 51 Riippuvuus taivutusmomentin ja taipuman välillä [26 s.6].

Kuormituksenä käytetään käyttörajatilan kuormia, sillä tarkastelun kohteena ovat taipuma ja halkeamat [25 s.7]. Tällöin oletuksena on, että sekä betonin että teräksen jännitykset ovat kimmoisalla alueella. Tällöin betonin puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus X/d riippuu betonin ja teräksen kimmokerrointen suhteesta [66 s.206]

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}, \quad (79)$$

sekä raudoitussuhteista [25 s.2-7]

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd_1} \quad (80)$$

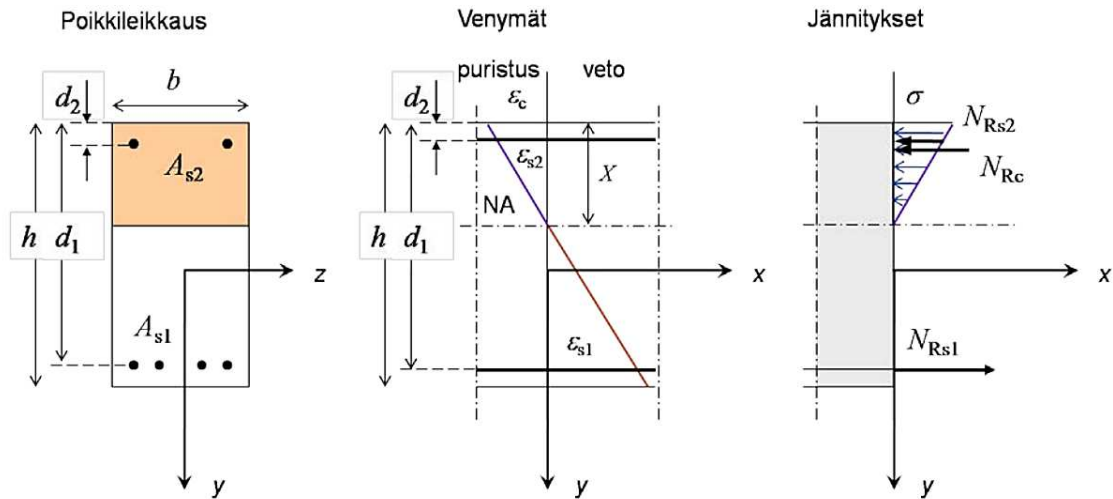
ja

$$\rho_2 = \frac{A_{s2}}{bd_1}. \quad (81)$$

Muuttuja $E_{c,eff}$ sisältää viruman vaikutuksen huomioimisen ja se lasketaan kaavalla [25 s.2-7]

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi_c(t, t_0)}. \quad (82)$$

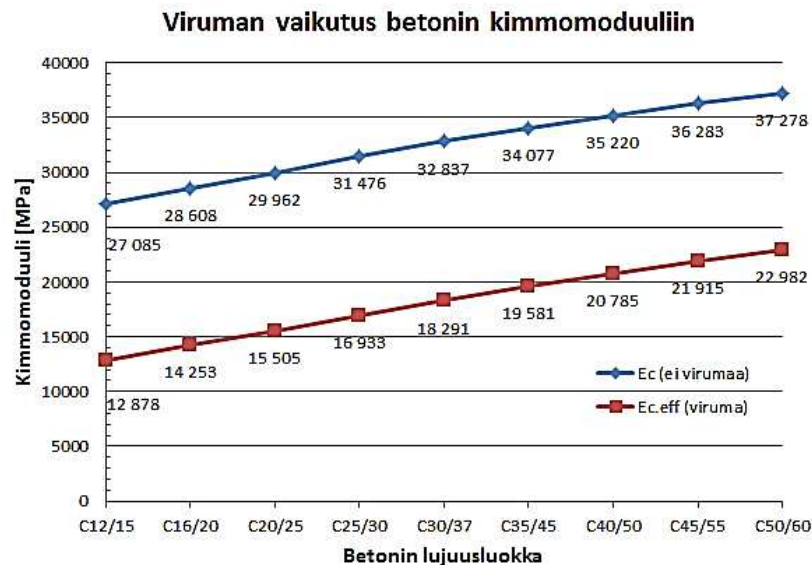
Raudoitussuhteen laskennassa tarvittavat A_{s1} ja A_{s2} tarkoittavat vedetyn ja puristetun alueen pinta-aloja. Muut muuttujat on havainnollistettu kuvassa 52 kohdassa ”poikki-leikkaus”. [25 s.2-7]



Kuva 52 Käyttörajan mukainen betonipoikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus X [66 s.206].

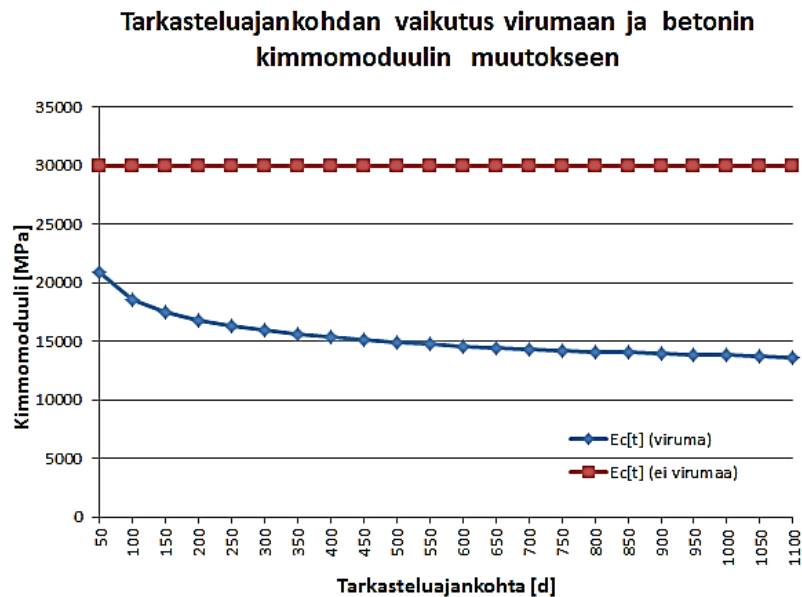
Kuvan 52 kohdassa ”venymät” on esitetty betonin käyttörajan mukainen puristusvyöhykkeen korkeus X_I (kuvassa X), tehollinen korkeus d_1 , sekä venymän ja puristuman arvot. Esimerkissä teräkseen vaikuttaa vetovoima N_{Rs1} ja betoniin puristusvoima (resultantti) N_{Rc} . [25 s.7]

Viruma vaikuttaa betonin kimmokertoimen suuruuteen merkittävästi, kuten kuvasta 53 voidaan havaita. Kimmomoduulit muuttuvat lähes lineaarisesti betonin lujuusluokan kasvaessa. Viruman vaikutus on suurimmillaan heikoimmalla betoniluokalla C12/15, jolla viruman huomioiva kimmomoduulin arvo on 48 % alkuperäisestä arvosta. Alentuneet kimmomoduulin arvot ovat laskettu suhteellisella kosteudella RH 100 % ja tarkasteluajankohdalla 365d. Sininen korkeammalla oleva käyrä kuvastaa eurokoodin mukaisista kimmokertoimen arvoa ja alempi punainen käyrä viruman vaikutuksesta alentunutta kimmomoduulin arvoa. Virumalukuna on käytetty betonilla C20/25 arvoa 0,86, betonilla C30/37 arvoa 0,80 ja betonilla C40/50 arvoa 1,11.



Kuva 53 Viruman vaikutus betonin kimmokertoimeen eurokoodin mukaisesti.

Kuvan 53 tapauksessa viruman arvoa on tarkasteltu vuoden kuluttua betonin valamisesta. Ajan vaikutusta voidaan tutkia erikseen tietyllä betonilujuudella valitulla aikavälillä. Kuten kuvasta 54 nähdään, aika vaikuttaa suhteellisen paljon viruman kehitykseen. Esimerkkitapauksesta nähdään selvästi, kuinka viruma heikkenee ajan myötä eikä siis kimmomoduulin arvo heikkene enää yhtä rajusti kuin ensimmäisten 200 päivän aikana. Kuvaajassa ylempänä oleva punainen suora kuvaa betonin kimmokerrointa ilman viruman vaikutusta ja alempi sininen käyrä viruman vaikutusta tietyssä ajassa.



Kuva 54 Tarkasteluajankohdan [d] vaikutus kimmomoduulin $E_c(t)$ arvoon suhteessa viruman suuruuteen.

Vakioarvoina kuvan 54 esimerkissä käytettiin betonilujuutta C25/30, virumalukua 0.86 sekä suhteellista kosteutta RH100%. Kuormituksen aloitushetkellä betonin iän on oletettu olevan 28d. Käytettäessä viruman kaavaa (82) sillä oletuksella, että viruma tapahtuu kokonaan 70 vuodessa (ks. kohta 4.2.2), kimmomoduulin arvo olisi enää $E_{c,eff}(70a) = 11869\text{MPa}$.

4.3.2 Poikkileikkauksen taipuma

Lähteen [68 s.187] mukaisesti perustus voidaan

- analysoida palkkina, kun $L/B > 5$
- analysoida levynä, kun $L/B < 3$ tai
- analysoida joko palkkina tai levynä riippuen suunnittelijan arvioinnista tilannekohtaisesti, kun $3 < L/B < 5$ [68 s.187].

Kyseinen määritelmä vaikuttaa olevan varsin toimiva. Laskettaessa anturan taipumien suuruuksia sekä kiertymiä voidaan todeta, että tulokset alkavat heiketä merkittävästi edellä mainittujen raja-arvojen ylittyessä. Muun muassa taipuman arvot laatan keskipisteessä pienenevät leveyden kasvaessa. Tässä tapauksessa ei ole otettu huomioon

ohuita laattoja, vaan tarkasteluissa oli tavanomaiset anturaperustuksen paksuudet 0,3 m - 0,5 m. Eurokoodin EN 1992-1-1 mukainen määrittely on:

- palkki: jännemitta on vähintään kolme kertaa palkin korkeus ($L > 3H$) [22 s.114]
- laatta: sivumitat ovat vähintään viisi kertaa laatan korkeus ($B > 5H$ ja $L > 5H$) [22 s.96].

Arvio palkin jäykkyydestä ja laskentatavasta määritellään Bowlesin (1996) määritelmällä lähteen [68 s.186] mukaisesti. Tällä mahdollistetaan tarpeellisten yksinkertaistuksien käyttö laskennassa. Määritelmät ovat

1. Jos $\beta_v L < \pi/4$, palkkia voidaan käsitellä jäykkänä.
2. Jos $\pi/4 < \beta_v L < \pi$, palkki on keskipitkä ja voidaan laskea äärellisen palkin tavoin.
3. Jos $\beta_v L > \pi$, palkki on pitkä ja se voidaan laskea puoliäärettömällä ratkaisulla.

Määritelmissä käytetty muuttuja β voidaan laskea kaavalla

$$\beta_v = \sqrt[4]{\frac{k_s}{4EI_f}} \quad (83)$$

Ratkaisuvaihtoehtoja on siis neljä: jäykkä, ääretön, puoliääretön ja äärellinen. [68 s.186]

Aalto yliopiston luentoaineiston [17 s.223-224] mukaisesti määritelmät 2 ja 3 ovat hieman erilaiset. Yksi selitys tälle on se, että ehdot on määritetty tietyille kuormitustyyppille. Toisin kuin aiemmassa vertailussa, Aalto yliopiston luentoaineisto käsittelee ainoastaan pistekuorman vaikutusta. Tällöin rajausta äärettömän ja äärellisen ratkaisun välillä määritellään kaavoilla kertoimen β ja palkin pituuden L avulla. Puoliäärettömän ratkaisua käytetään, mikäli yhtälö

$$\beta_v L > 5 \quad (84)$$

toteutuu. Puoliäärettömän ratkaisun tapauksessa, palkin päiden tuennasta ja päissä vaikuttavista pistevoimista ja momenteista ei aiheudu kuin paikallisia reunahäiriöitä. Siksi niiden ratkaisut voidaan muodostaa erillisinä. Palkin ns. äärellistä ratkaisua käytetään, kun kimmoisalla alustalla oleva palkki toteuttaa yhtälön

$$\beta_v L < 5 \quad (85)$$

Jäykkää palkkia ei ole määritetty tässä lähteessä. [17 s.222-224]

4.3.3 Kimmoisalla alustalla oleva palkki

Käsitellään ensin tapaus, jossa anturaperustus lasketaan kimmoisalla alustalla olevana palkkina. Oletetaan poikkileikkaukseen vakioterästäys. Käyttörajallassa kuormien aihe-

uttamat taipumat lasketaan kimmoteorian mukaisilla taipuman laskentakaavoilla. Kimmoteorian mukainen taipuman differentiaaliyhtälö [17 s.221] on

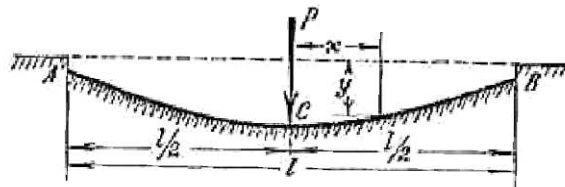
$$EI_f v^{(4)} + k_s v = q \quad (86)$$

jossa

$E_c I v^{(4)}$ on termi, joka kuvaa sauvan kimmoista momenttia ja käyristymää
 q on muuttuja, joka kuvaa tasaista kuormaa laatan pinnassa [kN/m²]

$k_s v$ kuvaa alustapaineen vaikutusta taipumaan. [17 s.221]

Kun kyseessä on äärellinen palkki, voidaan taipuman suuruus laskea keskeisen kuormituksen eli omapainon ja kaatavan momentin aiheuttamien taipumien summuna. Kuvassa 55 esitetään keskeisen pistekuorman P aiheuttama taipuma y äärellisen palkin tapauksessa.



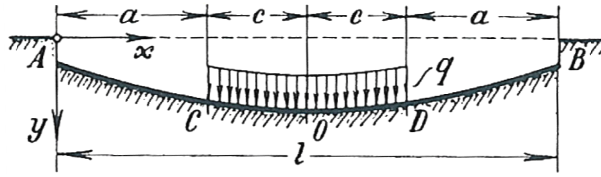
Kuva 55 Äärellisen palkin taipuma kimmoisella alustalla pistekuorman vaikutuksesta [69 s.54].

Taipuman korkeus pistekuorman vaikutuksesta palkin keskelle (piste c, kuva 55) voidaan laskea kaavalla [69 s.53-54]

$$y_{c.N} = \frac{P \beta_v \cosh \beta_v L + \cos \beta_v L + 2}{2k_s \sinh \beta_v L + \sin \beta_v L} \quad (87)$$

Nurkkapisteiden eli pisteiden A ja B taipumien suuruudet ovat arvoltaan nollia, jos $\beta_v L = \pi, 3\pi, 5\pi \dots$. Lisäksi on määritelty, että painuma saa positiivisen arvon nurkkapisteissä, kun $\beta_v L < \pi$. Mikäli $\beta_v L = \pi$, ei palkin nurkkapisteillä ole lainkaan pystysuuntaista siirtymää. [69 s.53-54]

Edellä mainitussa kaavassa (87) käsiteltiin siis tilanne, jossa kuormituksena oli pelkästään pistekuorma. Lopulliseen taipuman lausekkeeseen halutaan kuitenkin mukaan myös palkin oman painon aiheuttama taipuma, joka voidaan laskea erikseen olettaen se tasaiseksi kuormaksi q koko palkin alalle. Tällöin tilanne on kuvan 56 mukainen [67 s.59]. Mitta c_q tarkoittaa tasaisen kuormituksen reunapisteen etäisyyttä palkin keskipisteestä ja mita a välimatkaa kuormituksen alkamispisteestä palkin päähän.

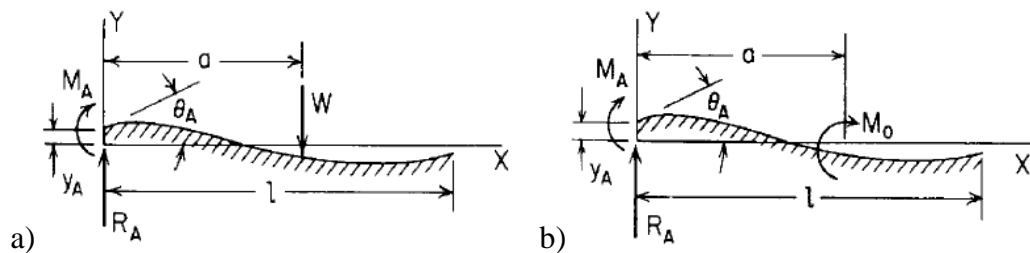


Kuva 56 Äärellisen palkin taipuma kimmoisella alustalla tasaisen kuorman vaikutuksesta [69 s.59].

Tässä tapauksessa taipuman kaava muuttuu muotoon [67 s.59]

$$y_{c,q} = \frac{q}{k_s} \left[1 - \frac{2 \left(\sinh \beta_v a \cos \beta_v c_q \cosh \frac{\beta_v L}{2} + \sin \beta_v a \cosh \beta_v c_q \cos \frac{\beta_v L}{2} \right)}{\sinh \beta_v L + \sin \beta_v L} \right] \quad (88)$$

Liitteessä 6 on esitetty lähteen [77] mukainen taipuman ja kiertymän laskenta kimmoisella Winkler alustalla olevan palkin tapaukselle Roarkin kaavoilla. Roarkin kaavat perustuvat sovellettuun kimmomenetelmään ja kaavoista löytyy ratkaisu niin piste-kuormalle kuin momentille sekä tasaiselle kuormalle. Kaavat on esitettynä Mathcad-laskentapohjan yhteydessä liitteessä 6. Tämä johtuu kaavojen pituudesta ja tarvittavien apufunktioiden ja apuvakioiden runsaasta määrästä. Roarkin kaavaston käytettävyyttä tukee esitettyjen reunaehtojen esitys selkeässä muodossa. Tässä työssä käsitellään vain tapaus, jolloin palkin päät ovat vapaita. Tilanne on tällöin kuvan 57 mukainen, mutta tukireaktiot R_A ja M_A saavat arvon nolla. Kuormien yhteisvaikutus voidaan laskea superpositioperiaatteella, Winkler-alustan lineaarisuuden takia. [77 s.213-214,217]



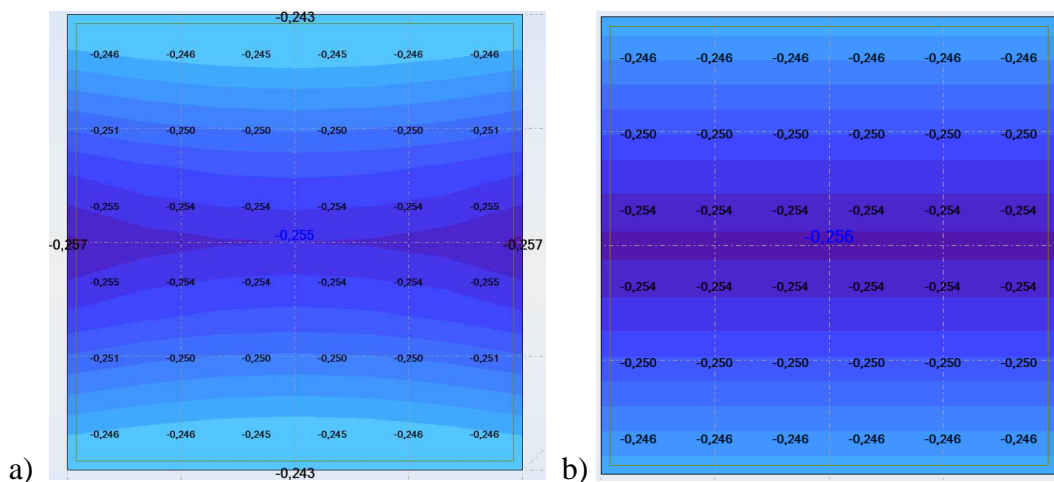
Kuva 57 Palkin taipuma pistekuorman (a) ja momentin (b) vaikutuksesta [77 s.213;217].

Tarkastellaan kaavoista saatuja tuloksia Robot Structural analysis-ohjelmalla. Vaikka laskentakaavoissa kuormat ovat pistemäisiä, ne on syötettävä Robottiin viivakuormina. Tämä johtunee laskentakaavan kaksiulotteisesta ajattelutavasta. Vertaamalla Roarkin kaavoilla saatuja tuloksia Robotilla laskettuihin tuloksiin, nähdään siten kaavojen käyttökelpoisuus. Momentin, pistekuorman ja viivakuorman kaavat tuottavat hyvin lähelle samat tulokset kuin laskentaohjelma. Tarkasteltaessa oman painon osuutta taipumien määrittämisessä, Roarkin kaavoissa esiintyvä viivakuorma on esitettävä metrin kaistaletta kohti. Mikäli tarkastelun kohteena on palkki ja omanpainon katsoo koostuvan

vain sen leveyden alalta, saadaan tulokseksi hieman alle puolet oikeasta taipuman arvosta. Tämä virhe kuitenkin korjaantuu täysin edellä mainitulla toimenpiteellä.

Virheen osuus on pieni käsiteltäessä tavallisia suhteellisen ohuita ja kapeita palkkeja. Virheen suuruus kasvaa kuitenkin palkin korkeuden ja leveyden kasvaessa. Tämä saattaa johtua siitä, että lineaarisessa laattateoriassa [18 s.2] oletetaan yleensä palkin korkeuden olevan pieni suhteessa palkin pituuteen. Katsomalla kuvaa 58 nähdään painumien jakautuvan hieman oudosti laatan reunoilla. Tämä johtunee ainakin osaltaan Poissonin luvusta, sillä määritelmän mukaisesti (ks. kaava (6)) tämä arvo määritellään vaakasuuntaisen ja pystysuuntaisen muodonmuutoksen suhteena. Koska esimerkiksi reunalla ei ole tukea, vaan pääty on vapaa, jännitystä vastaan kohtisuora muodonmuutos jää pieneksi, jolloin Poissonin luvun arvo jää hyvin pieneksi.

Kuvassa 58 on esitettyä taipumakuvion eroavaisuudet a) Poissonin luvun kanssa sekä b) ilman Poissonin lukua. Tarkasteltava neliöantura on kooltaan $2,0 \times 2,0 \times 0,5 \text{ m}^3$ ja kuormituksena on viivakuorma 50 kN/m . Vertailtaessa kohtia a) ja b) keskenään, huomataan ettei taipuman arvo muutu merkittävästi keskipisteessä. Taipumaviivojen muoto kuitenkin muuttuu ja kohdassa a) huomataan, kuinka taipuman suuruus kasvaa kuormituksen suuntaisesti reunoja kohden mentäessä. Kuvan tapauksessa kuormituksena on huomioitu ainoastaan viivakuorma, joka koostuu yläpuolisten rakenteiden aiheuttamasta pysyvästä kuormasta. Momentin ja omapainon vaikutusta ei ole huomioitu tässä, sillä Poissonin luvun vaikutus erottuu tässä tapauksessa selvimmin.



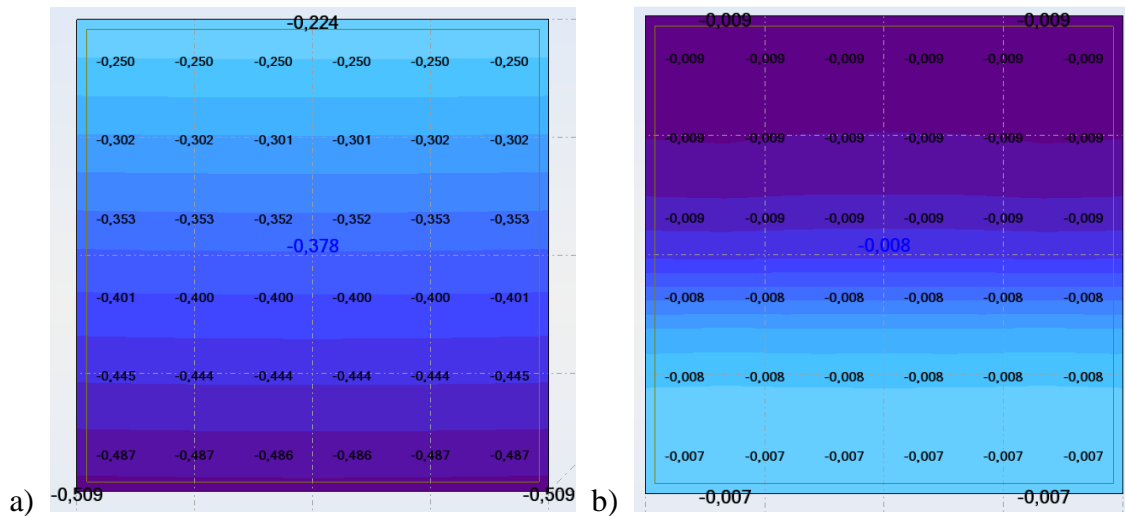
Kuva 58 Anturaperustuksen taipuma [mm] a) Poissonin luvun kanssa sekä b) ilman Poissonin luvun käyttöä.

Verrattaessa tuloksia viivakuorman ja pistemäisen kuorman välillä, huomataan, että tulokset poikkeavat toisistaan. Tulokset alkoivat selvästi muuttua huonommiksi, kun alettiin tutkia anturakokoa $1 \times 1 \times 0,3 \text{ m}^3$. Seuraavassa vertailussa on käytetty arvoja:

- kuormitukset $M= 10 \text{ kNm}$ (/100 kN) ja $N= 50 \text{ kN}$
- alustaluvun arvo 100 MN/m^3 ja
- Betoniluokka C25/30.

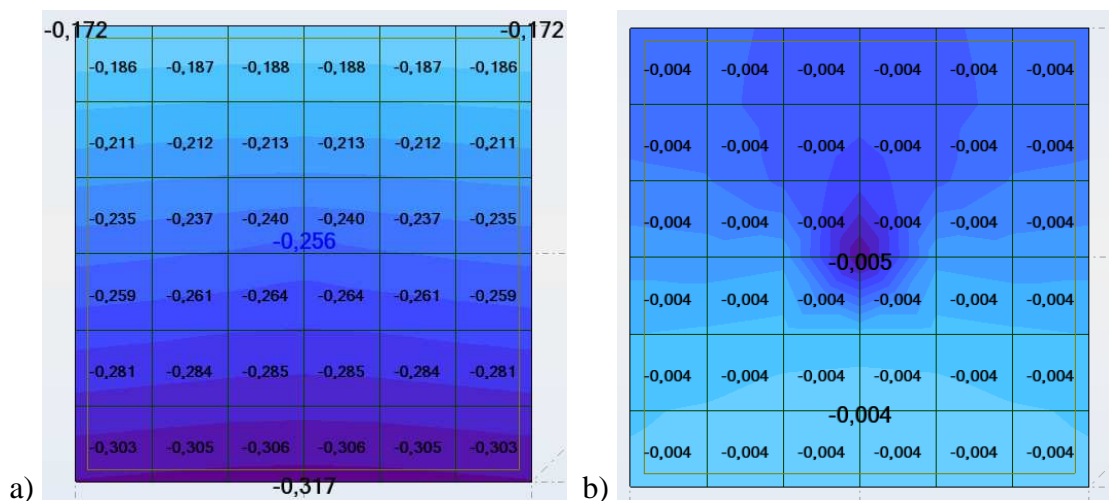
Tarkastellaan ensin tapausta, jossa kuormitukset ovat esitetty viivakuormina, Roarkin kaavojen [77] oikeellisuuden tarkistamiseksi. Tuloksena anturalle ($2,0 \times 2,0 \times 0,5 \text{ m}^3$)

saatiin momentin arvolla 10 kNm kuvan 59 mukaiset tulokset, jotka vastasivat melko hyvin Roarkin kaavoilla saatuja arvoja.



Kuva 59 Anturaperustuksen a) kokonaistaipuma [mm] ja b) kokonaiskiertymä [°] viivakuormien vaikuttaessa.

Mikäli kuormitukset vaihdetaan enemmän todellisuutta vastaaviksi eli pistemäisiksi, saadaan neliöanturalle $2,0 \times 2,0 \times 0,5 \text{ m}^3$ kuvan 60 kaltaiset tulokset. Kokonaistaipuman tapauksessa, pistemäisellä kuormalla saatu arvo on noin 68 % vastaavasta viivakuormalta lasketusta arvosta. Kiertymien suhteen tilanne on lähes vastaava ja pistekuorman arvo on noin 63 % viivakuorman arvosta. Myös muilla kuormituksen arvoilla tulokset vaihtelivat välillä 55 % - 85 %. Tarkasteltujen tapausten tuloksista voidaan kuitenkin sanoa niiden olleen useimmiten 60 prosentin luokkaa.



Kuva 60 Anturaperustuksen a) kokonaistaipuma [mm] ja b) kokonaiskiertymä [°] pistemäisellä kuormituksella.

Käsiteltäessä kooltaan $(1,0 \times 1,0 \times 0,3 \text{ m}^3)$ olevaa anturaperustusta tulosten tarkkuudet muuttuvat. Taipuman arvo oli todellisuudessa Robotilla laskettuna samaa suuruusluokkaa kuin suurempien anturoiden tapauksessa, mutta liitteen 6 [77] laskentapohjalla

saatu arvo muuttui käyttökelvottomaksi sen antamien suurten lukemien takia. Robotilla laskettu kiertymän arvo nousi taas yli laskentapohjalla saadun arvon. Tässä tapauksessa voitaisiin kuitenkin käyttää suoraa laskentapohjan tulosta, sillä ero on hyvin pieni, hieman yli prosentin. Pienillä anturoilla ei siis missään tapauksessa tule käyttää Roarkin palkin laskentakaavoja suurilla kuormien arvoilla.

Myös M. Hetényin [69] kaavat (87) ja (88) vastasivat todellisuutta varsin hyvin, joskin oikeiden yksiköiden löytäminen oli alussa hieman hankalaa. Tässäkin tapauksessa omapainon osuus tuli liittää laskentaan metrin kaistana vrt. laskenta Roarkin kaavoilla [77] ks. liite 6. Erot laskennassa ja Robotin mukaisilla arvoilla olivat tarkastelluilla tapauksilla noin 1-2 prosenttia. Tulokset olivat varsin samankaltaiset kuin Roarkin kaavoilla.

Yhteenvetona voidaan sanoa, ettei kimmoisalla alustalla olevan palkin taipuman laskentaa voi suositella käytettäväksi anturaperustuksen jäykkyyksiä laskettaessa suoraan. Yksi vaihtoehto kaavojen hyödyntämiseksi olisi, että laskentapohjiin tehtäisiin korjaustermi, joka ottaisi huomioon viivakuorman muuttamisen pistemäiseksi kuormaksi. Tällaisenaan kaavalla laskettu taipuman arvo on siis todellisuuteen nähden liian suuri, jolloin sen perusteella lasketusta jousesta tulisi liian löysä. Tulos kävisi määritettäessä perustuksen painumia, mutta jäykkyyttä määrittäessä se jää epävarmalle puolelle.

4.3.4 Kimmoisalla alustalla oleva laatta

Laatta voidaan laskea joko elementtimenetelmällä tai differenssimenetelmällä. Nämä suorakulmaisessa koordinaatistossa tarkastellut menetelmät soveltuvat monille erilaisille kuormitustapauksille. Numeerinen laskenta edellyttää kuitenkin tietokoneen käyttöä. [19 s. 26]

Tarkasteltaessa differenssimenetelmän mukaista laskentaa, käytetään apuna differentiaaliyhtälöä

$$D_x \nabla^4 w(x, y) + cw(x, y) = q(x, y) \quad (89)$$

jossa

D_x on jäykkyytluku ja

∇^2 on Laplacen operaattori [68 s. 151].

Muuttuja D_x voidaan laskea kaavalla

$$D_x = \frac{E_c h^3}{12(1 - \nu_s^2)}. \quad (90)$$

ja Laplacen yhtälö kaavalla

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}. \quad (91)$$

Tätä ratkaisutapaa ei kuitenkaan ole järkevää käyttää käsinlaskennassa, differentiaaliyhtälön suuritöisyyden takia. Menetelmässä on lisäksi rajoituksensa, sillä sitä voidaan käyttää vain suorakulmaisten tai vinojen laattojen taipuman laskentaan [19 s. 26]. [68 s.143;151]

Käytettäessä elementtimenetelmän mukaista laskentaa, eivät rajoitukset ole niin tiukat kuin differenssimenetelmässä. Kyseinen laskentamenetelmä ei siis rajoitu tietyn muotoisiin laattoihin eikä kuormituksen muotoon, jolloin sen monipuolinen hyödyntäminen on mahdollista. Kimmoinen alusta määritellään elementtimenetelmässä jousielementtien avulla. [19 s.51]

Kirjallisuudesta löytyi laskentakaava äärettömän laatan painuman laskentaan Winkler alustalla, kun kuormituksena on pistemäinen voima. Taipuma pistekuorman N_d vaikutuskohdassa lasketaan kaavalla [19 s. 26]

$$y_N = \frac{N_d}{8\sqrt{k_s EI_f}}, \quad (92)$$

Vertaillen kaavalla saatuja tuloksia Robotista saatuihin painuman arvoihin, saadaan kaavalla tuloksiksi huomattavasti pienempiä tuloksia. Kyseistä kaavaa ei voida käyttää laskennassa, sillä Robotilla saadut arvot ovat jopa kolme kertaa suurempia kuin käsinlaskennan tuloksina saadut. Yksi syy tähän voi olla lähteessä [19 s. 26] kerrottu pistekuorman vaikutusalueen vaikutus tulosten oikeellisuuteen: Pistekuorman vaikutusalueen kasvaessa myös virhe taipuman kasvaessa suurenee. Kuormituksen kohdistuessa pistemäisesti yhteen pisteeseen laatan pintaan, kasvaa kuormituspisteen alapuolella olevat rasitukset äärettömän suuriksi. Kuormituksen jakautuminen on arvioitava tapauskohtaisesti, jotta laskenta olisi mahdollista. Pistekuorman vaikutusalueen määrittäminen kuuluu osaksi laatan taipuman laskentaa. [19 s. 26]

4.3.5 Halkeilun vaikutus jäykkyyteen

Halkeilutila on pysyvä eivätkä halkeamat poistu rakenteesta kuormien poistuttua. Kapaleen neliömomentin arvo riippuu poikkileikkauksen halkeilusta. Mikäli käyttötilan mitoituskuormien momentti ei ylitä halkeilukestävyuden arvoa, rakennetta voidaan pitää halkeilemattomana. Tällöin koko poikkileikkaus voidaan ottaa mukaan neliömomentin laskentaan. Kaikki rakenneosat, joiden jännitystasot jäävät betonin vetolujuuden alapuolelle, ovat halkeilemattomia. Poikkileikkausarvojen määrittämisessä terästen pinta-ala on mahdollista ottaa huomioon (α_e-1) -kertoimella, jossa α_e tarkoittaa teräksen ja betonin kimmokertoimien suhdetta E_s/E_c . [65 s.317,323;[66 s.203]

Halkeilemattomalla suorakaidepoikkileikkauksella neliömomentin arvo saadaan lähteen BY211 [66 s.205] mukaan lausekkeella

$$I_I = \frac{bh_c^3}{12} + bh_c \left(\frac{h_c}{2} - X_I \right)^2 + (\alpha_e - 1)[A_{s1}(d_1 - X_I)^2 + A_{s2}(d_2 - X_I)^2], \quad (93)$$

jossa

A_{s1} on vetorausdoituksen pinta-ala (ks. kuva 52)

A_{s2} on puristusraudoituksen pinta-ala (ks. kuva 52)

d_1 on tehollinen korkeus eli vetorausdoituksen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta (ks. kuva 52)

d_2 on puristusraudoituksen painopisteen etäisyys puristetusta reunasta (ks. kuva 52) ja

X_I on puristusvyöhykkeen korkeus, joka lasketaan kaavalla [25 s.10]

$$X_I = \frac{\frac{bh_c^2}{2} + (\alpha_e - 1)(A_{s1}d_1 + A_{s2}d_2)}{bh_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})}. \quad (94)$$

Halkeilleella poikkileikkauksella neliömomentti on pienentynyt halkeamien vaikutuksesta: Toimivaan poikkileikkaukselaan kuuluvat vain puristettu betoni ja teräkset. Neliömomentin kaava muuttuu näin muotoon

$$I_{II} = \frac{bX_{II}^3}{3} + \alpha_e(A_{s1}(d_1 - X_{II})^2) + (\alpha_e - 1)A_{s2}(d_2 - X_{II})^2, \quad (95)$$

jossa

puristusvyöhykkeen korkeus X_{II} halkeaman kohdalla lasketaan kaavalla

$$X_{II} = \frac{1}{b} \{ [(\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1)A_{s2})^2 + 2b(\alpha_e d_1 A_{s1} + (\alpha_e - 1)d_1 A_{s2})]^{0,5} - (\alpha_e A_{s1} + (\alpha_e - 1)A_{s2}) \}. \quad (96)$$

Mikäli puristuspuolen raudoitusta ei ole tai se päätetään jättää huomioimatta, voidaan puristusvyöhykkeen korkeus laskea kaavalla [25 s.10]

$$X_{II} = \alpha_e d_1 \rho_1 \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha_e \rho_1}} \right) \quad (97)$$

jossa

ρ_1 on vetorausdoitussuhde $\rho_1 = A_s/bd$.

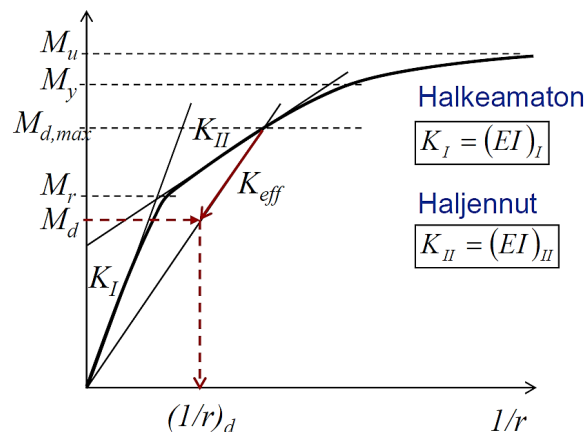
Koska neliömomentin laskenta on suhteutettu kaavoissa (93) ja (95) betonin kimmokertoimeen, saadaan taivutusjäykkyys halkeilemattomalle poikkileikkaukselle kaavasta

$$K_I = E_c I_I \quad (98)$$

ja halkeilleelle poikkileikkaukselle kaavasta

$$K_{II} = E_c I_{II} = E_s \frac{I_{II}}{\alpha_e} . \quad (99)$$

Kaavoissa (98) ja (99) on mahdollista ottaa huomioon viruman vaikutus betonin kimmokertoimeen kaavan (82) mukaisesti. [25 s.10] Kuvassa 61 havainnollistetaan poikkileikkauksen ”tehollisen” jäykkyyden K_{eff} määrittämistä halkeilemattoman K_I ja halkeilleen K_{II} poikkileikkauksen jäykkyyksien avulla. Poikkileikkauksen jäykkyys määärättyy suurimman momenttirasituksen $M_{d,max}$ perusteella. [25 s.29]



Kuva 61 Halkeilleen ja halkeilemattoman poikkileikkauksen kaarevuuden ($1/r$) ja momentin välinen riippuvuus [25 s.29].

Laskennallisesti poikkileikkauksen tehollinen jäykkyys lasketaan samalla periaatteella kuin keskimääräinen kaarevuus kappaleessa 4.3.6, kaavassa (101). Laskentaan voidaan soveltaa Bransonin (1963) kaavaa [65 mukaisesti]

$$\frac{1}{(EI)_{Ef}} = \zeta \frac{1}{(EI)_{II}} + (1 - \zeta) \frac{1}{(EI)_I} . \quad (100)$$

jossa

$(EI)_{Ef}$ on halkeilleen poikkileikkauksen tehollinen jäykkyys

ζ on halkeiluaste

Vaikka halkeamat vaikuttavat voimakkaasti betonin jäykkyyteen, niiden vaikutusta ei voida ottaa tässä työssä huomioon. On hyvin hankala määrittää, milloin perustus on

täysin halkeilleessa tilassa. Tavallisesti voitaisiin käyttää tehollista jäykkyyttä, mutta koska jousesta ei haluta liian löysää, se on jätettävä huomiotta.

4.3.6 Poikkileikkauksen kaarevuus

Rakenteen kaarevuus määritellään momentin ja jäykkyyden suhteena. Se ei riipu suoraan maaperän ominaisuuksista, vaan koskee vain poikkileikkauksen ominaisuuksia. ”Keskimääräinen” kaarevuus $(1/r)_d$ taivutusmomentista osittain halkeilleelle rakenteelle voidaan laskea Bransonin kaavasta johdetulla yhtälöllä (1963) [65 mukaisesti]

$$\frac{1}{r} = \zeta \frac{M_0}{(EI)_{II}} + (1 - \zeta) \frac{M_0}{(EI)_I} \quad (101)$$

jossa

ζ on halkeiluaste. [25 s.30] [38 s.128]

Kaavan (101) ensimmäinen termi kuvaa kaarevuutta haljenneessa tilassa ja toinen halkeilemattomassa. Halkeiluaste saadaan määritettyä kaavan (102 mukaisesti), jossa jännityssuhde on korvattu taivutustilassa momenttien suhteella. Kaava voidaan esittää muodossa

$$\zeta = 1 - \beta_\zeta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s.max}} \right)^{m_\zeta} = 1 - \beta_\zeta \left(\frac{M_r}{M_{d.max}} \right)^{m_\zeta}, \quad (102)$$

jossa

β_ζ on kerroin joka kuvaa kuormituksen keston ja toistuvuuden vaikutusta keskimääräiseen venymään

σ_{sr} on vektorauoituksen jännitys halkeilleella poikkileikkauksella ensimmäisen halkeaman muodostuessa.

$\sigma_{s.max}$ on vektorauoituksen jännitys halkeilleella poikkileikkauksella

M_r on halkeamamomentti (halkeamiskestävyys)

$M_{d.max}$ on kuormitushistorian suurin momentti ja

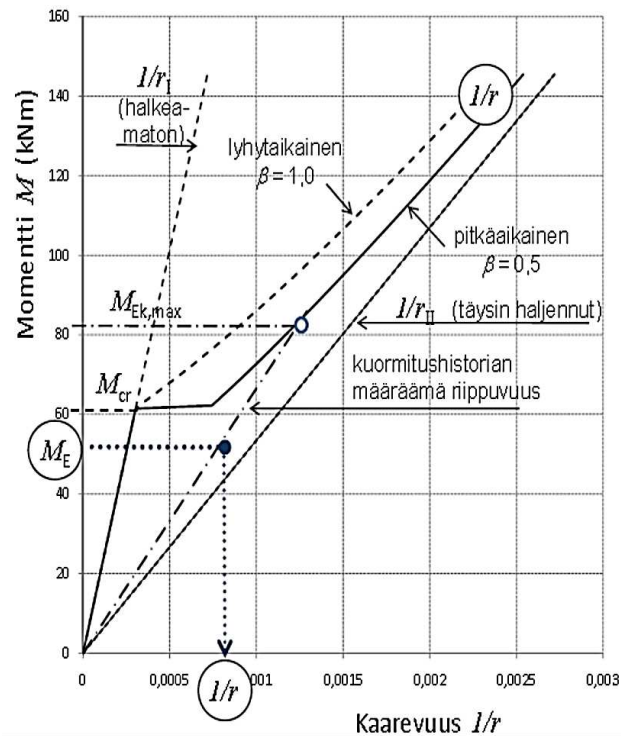
m_ζ on potenssi jakaumakertoimen laskennassa. Eurokoodin mukaan laskettaessa $m_\zeta=2$.

Kaavassa (102) käytetään mitoittavan momentin $M_{d.max}$ arvona kuormitushistorian suurinta momenttia, sillä halkeamat eivät palaudu kuormituksen loputtua. Muuttuja β_ζ saa arvon

- 1, kun kuormitus on yksittäinen ja lyhytaikainen ja
- 0,5, kun kuormitus on pitkäaikainen tai toistuva. [25 s.31;38 s.128]

Kuvassa 62 havainnollistetaan kuormituksen keston (muuttuja β_ζ) ja poikkileikkauksen halkeilun vaikutusta rakenteeseen syntyvään kaarevuuteen. Halkeilemattoman ja halkeilleen poikkileikkauksen välillä on selkeä ero. Karkeasti arvioiden teräsbetonira-

kenteen taivutusjäykkyys pienenee jo ensimmäisen halkeaman vaikutuksesta neljänneksen alkuperäisestä [57 s.181].

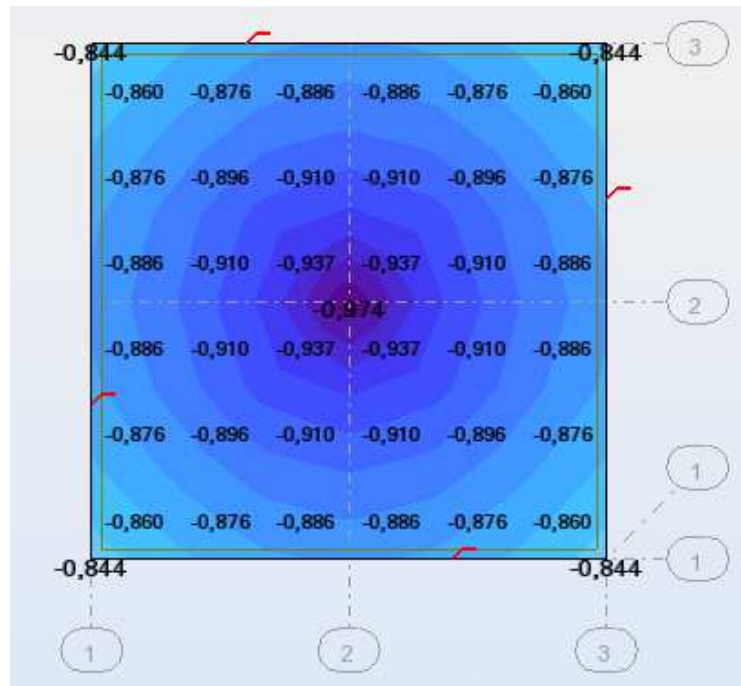


Kuva 62 Kuormituksen keston ja poikkileikkauksen halkeilun vaikutus kaarevuuteen [27 s.55].

Tarkin menetelmä taipumien määrittämiseen on laskea kaarevuudet tihein välein pitkin rakenneosaa ja integroida sitten taipuma numeerisesti. Useimmissa tapauksissa on kuitenkin riittävää käyttää laskentaan kahta taipuman arvoa, täysin halkeillutta ja halkeilematonta, ja interpoloida tulos kaavan (101) kertoimien ζ ja $(1 - \zeta)$ avulla. Samoja kertoimia käytetään venymälle, kaarevuudelle ja kiertymälle. [38 s.129]

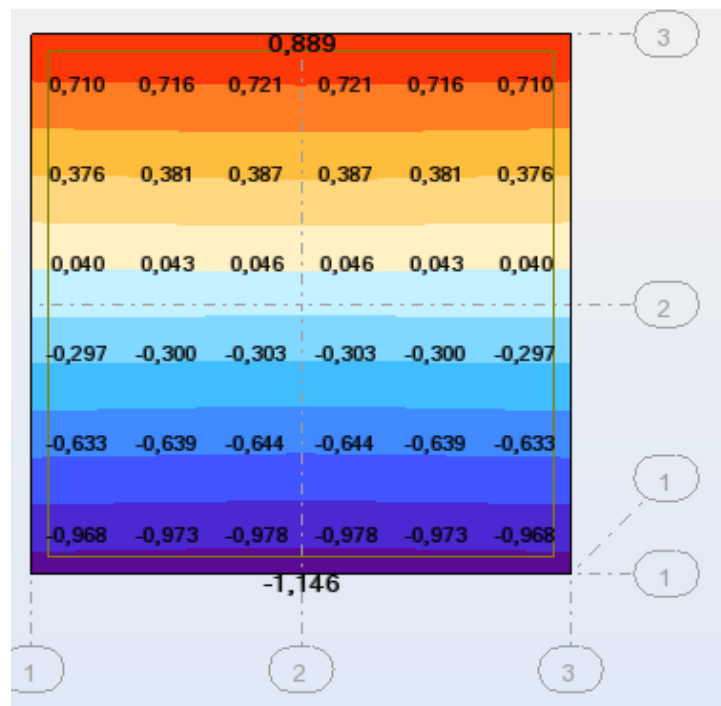
4.3.7 Tuloksia

Ilman maa-aineksen huomioimista betonin osuutta ei voida laskea. Tämä havaittiin jo kohdassa 4.3.3, jossa tarkasteltiin betonipalkin ja laatan välistä painumaeroa. Betonin jäykkyyden osuus on itse asiassa huomioitu jo muun muassa Plaxis 2D ja 3D -ohjelmissa alustalukua määritettäessä. Tarkistellaan kuitenkin vielä asiaa Robot structural analysis FEM-laskentaohjelmalla. Tarkistellaan anturaa 2 m x 2 m x 0,5 m perustus- syvyydellä 1,5 m. Otetaan perustussyvyys huomioon tasaisena kuormituksena 18 kN/m². Kuvassa 63 on esitettyä pistekuormasta aiheutuvat painumat. Robottiin maa-aines on mallinnettu anturan alapinnassa olevien jousitukien avulla. Tukien jousivakioksi on arvioitu 140 MN/m ja käytetty pistekuormitus on 500 kN.



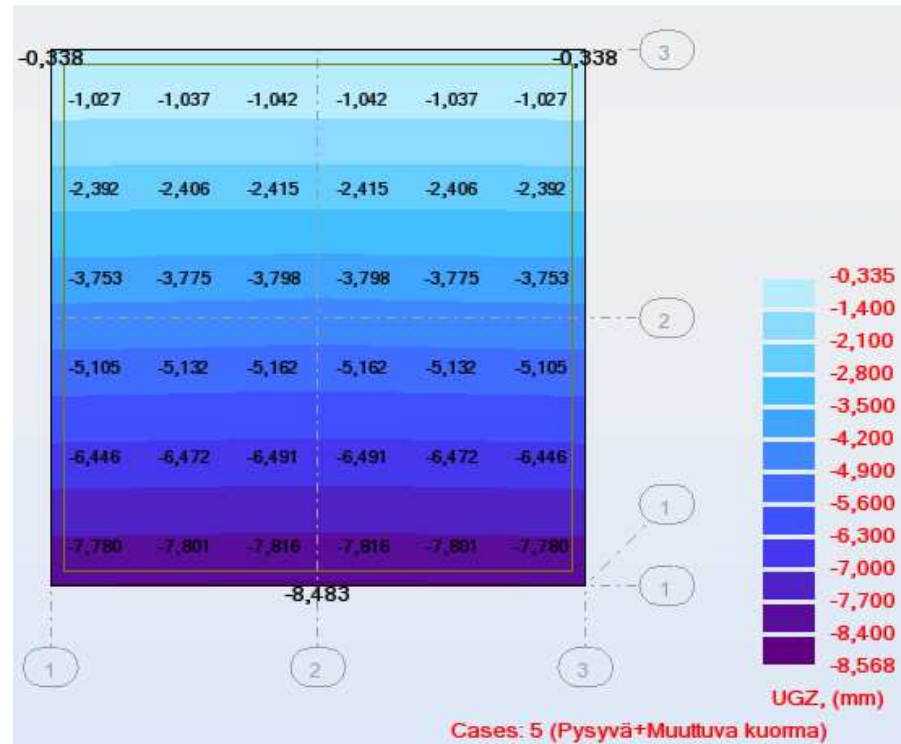
Kuva 63 Yläpuolisen rakenteen painosta aiheutuvat painumat [mm].

Vastaavasti kuvassa 64 on esitetty painumat, jotka syntyvät, kun kuormituksena on laatan keskipisteessä momentti 200 kNm. Tällöin keskipisteen painuma on nolla.



Kuva 64 Momentista 200 kNm aiheutuvat painumat [mm] laatan eri pisteissa.

Yhdistämällä edellä mainitut kuormitukset saadaan lopullisiksi painumiksi hiekalle kuvan 65 mukaiset arvot. Tällöin kuormitukset ovat $N= 500$ kN, $M= 200$ kNm ja $q_{\text{sora}}= 18$ kN/m².



Kuva 65 Anturan lopulliset z-suunnan painumat [mm] yhdistetyillä kuormilla.

Pystysuuntaisten painumien arvot on koottu taulukkoihin 36 ja 37. Käytetyt jousivakiot ovat keskimääräisiä arvoja Plaxis 3D laskennasta. Lisäkuormituksenä on käytetty kuormitusta, joka vastaa 1,0 m soratäyttöä.

Taulukko 36 Robot structural analysis –ohjelmalla lasketut painumat ja kiertymät hienolla hiekalla ja hiekalla.

Robot structural analysis	Hieno Hiekka k=17MN/m		Hiekka k=140MN/m	
Kuormitus	Keskipisteen painuma [mm]	Reunapisteen ja keskipisteen erotus [mm]	Keskipisteen painuma [mm]	Reunapisteen ja keskipis- teen erotus [mm]
500kN/200kNm	9,2		1,2	
500kN/100kNm	9,2		1,2	
200kN/100kNm	4,8		0,6	
200kN	4,8	0,1	0,6	0,1
400kN	7,7	0,1	0,8	0,1
500kN	9,2	0,1	1,0	0,1

Taulukossa on siis esitetty keskipisteen painuma ja reunapisteen ja keskipisteen välinen painumien erotus. Tämä kuvaa betonin osuutta painumasta eli toisin sanoen betonianturan taipuman suuruutta. Havaitut siirtymät z-suunnassa ovat huomattavasti pienempiä kuin ne painumat, joiden avulla alustaluku laskettiin. Laskennassa ei huomioitu peruspilarin vaikutusta. Kerroksellisen maan osuus on jätetty huomiotta. Kuormat ovat

teollisuuskohteissa usein niin suuria, että tarkasteluissa olleelle maaperälle ei kannattaisi rakentaa tarkastellun kokoista anturaa.

Taulukko 37 Robot structural analysis –ohjelmalla lasketut painumat ja kiertymät soralla ja tiivillä soralla.

Robot structural analysis	Sora k=280MN/m		Tiivis sora k=400MN/m	
Kuormitus	Keskipisteen painuma [mm]	Reunapisteen ja keskipisteen erotus [mm]	Keskipisteen painuma [mm]	Reunapisteen ja keskipisteen erotus [mm]
500kN/200kNm	0,6		0,5	
500kN/100kNm	0,6		0,5	
200kN/100kNm	0,3		0,2	
200kN	0,3	0,1	0,2	0,1
400kN	0,5	0,1	0,4	0,1
500kN	0,6	0,1	0,5	0,1

Tarkastellessamme betonin taipumaa tulosten pohjalta, nähdään, että betonin vaikutus on aina enintään millimetrin kymmenesosa tarkastelluilla kuormituksilla. Betonin osuuden voidaan siis olettaa olevan häviävän pieni suhteessa esimerkiksi maakerroksen osuuteen nähden.

5 PERUSPULTTILIITOKSEN JÄYKKYYS

5.1 Jäykkyyden muodostuminen

Tarkastellaan perustusliitoksen jäykkyyttä teräsosien osalta eurokoodin EN 1993-1-8 [39] mukaisella komponenttimenetelmällä. Tässä menetelmässä kestävyys ja jäykkyys määritetään jakamalla liitoksen sisäiset voimat komponentteihin. Mallin käyttökelpoisuus perustuu käsinlaskentamenetelmällä saataviin kohtuullisen tarkkoihin tuloksiin. Eurokoodissa EN 1993-1-8 on määritetty ainoastaan kaksiulotteinen tasotapaus eli mukana on vain kaksi vapausastetta

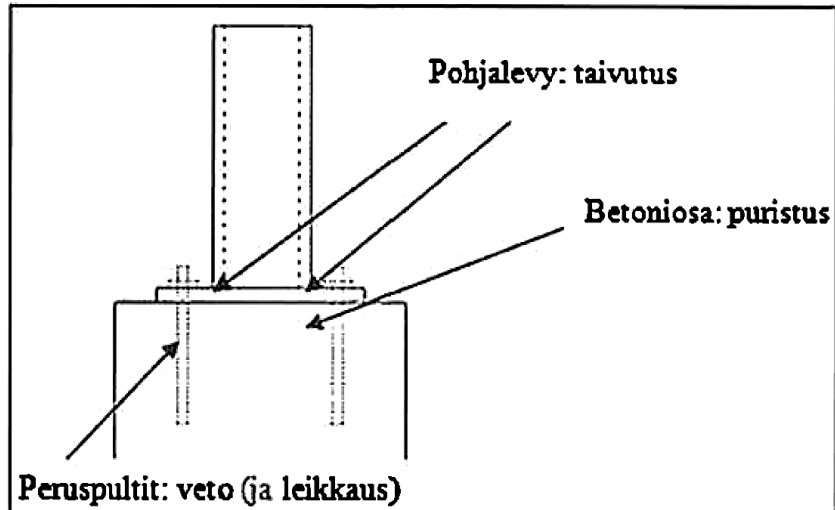
- translaatiovapausaste (normaalivoima), sekä
- rotaatiovapausaste (momentti).

Lähteenä käytetyn Ville Laineen diplomityössä [71 s.12] komponenttimalli on laajennettu liitosten kolmiulotteiseen tarkasteluun. Tätä vaihtoehtoa ei kuitenkaan tarkastella tässä työssä, sillä tällöin käsinlaskentaa ei ole enää taloudellista käyttöä. [71 s.11]

Mikäli tarvitaan tarkempia tuloksia mitä komponenttimenetelmä voi antaa, vaihtoehtona on FEM-mallin luominen. Solidi- ja kuorielementtien avulla liitos on mahdollista kuvata kohtuullisen tarkasti, jolloin liitoksen yksityiskohtien venymiä ja jännityksiä voidaan käsitellä perusteellisemmin [71 s.11]. Myös sekundääristen jännitysten vaikutus otetaan huomioon FEM-mallissa paremmin [71 s.12].

5.2 Komponenttimenetelmän käyttö

Liitoksen laskennan lähtökohtana on kehän rasiusten ja siirtymien laskenta [24, luennot 1-2 s.1]. Vasta sen jälkeen palautetaan liitoksiin niihin kohdistuvat rasiukset ja muodonmuutokset liitoksen laskentaa varten [24, komponenttimenetelmä s.1]. Varsinainen laskenta aloitetaan jakamalla liitoksen pinta-ala veto- ja puristusalueisiin siten, että komponenttien voimat noudattavat statiikan tasapainoehtoja. Kuormista aiheutuvat rasiukset jaetaan siis liitoksen eri osille. Tällainen yksinkertaistus on esitetty kuvassa 66, jossa tarkasteltavana olevaan peruspulttiliitokseen kohdistuvat voimat jakautuvat pohjalevyille, betoniosalle ja peruspulteille.



Kuva 66 Yksinkertaistettu rasiusten jako peruspulttiliitokselle [71 s.11, kuva 2.4].

Kun jokaisen komponentin lineaariset voima-siirtymäyhteydet on määritetty, ne voidaan esittää jousina, joista koostuu liitoksen jäykkyyttä kuvaava jousimalli. [71 s.11]

5.3 Peruspultit ja aluslevy

5.3.1 Pulttien esittäminen laskentamallissa jousena

Mikäli oletetaan, että ruuvi käyttäytyy kuormituksessa kimmoisesti, on voimassa yhtälö

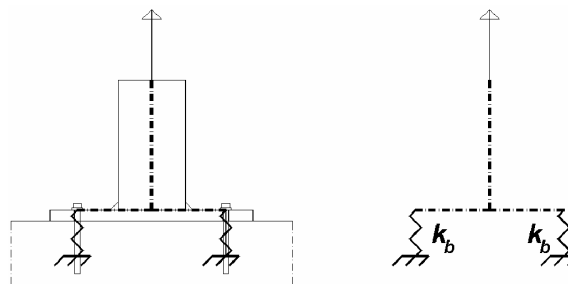
$$F = k_b \delta_b \quad (103)$$

jossa

k_b on ruuvin jäykkyys eli jousivakio ja

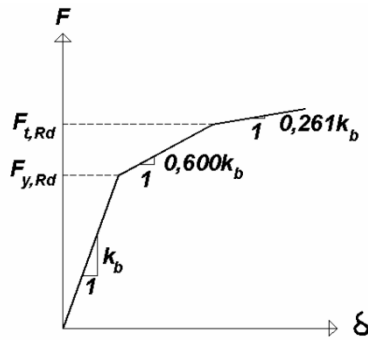
δ_b on liitoksen siirtymä.

Mikäli liitoksesta joustavat vain pultit, voidaan liitoksen paikallinen laskentamalli esittää kuvan 67 tavoin. Kokonaisjäykkyys muodostuu tässä tapauksessa vain pulteista, jäykkyydeltään heikoimmista osista. Kuvassa näkyvät pistekatkoviivat tarkoittavat jykkiä sauvoja ja jouset pulttien jäykkyyttä k_b . [24 s.4]



Kuva 67 Peruspulttien esittäminen jousina [24, komponenttimenetelmä s.4].

Yhdelle ruuville on kokeellisesti määritetty lähteessä [73 s.1885] kuvan mukainen voima-siirtymä kuvaaja. Kuvaaja muodostuu kolmesta eri alueesta, jotka ovat kimmoinen alue, plastinen alue ja lujeneva alue. Kulmakertoimet k_b , $0,600k_b$ ja $0,261k_b$ kuvaavat ruuvien jäykkyyttä näillä alueilla. Kimmoinen alue vaihtuu plastiseksi myötörajan $F_{y,Rd}$ kohdalla ja plastinen lujittuvaksi murtorajan $F_{t,Rd}$ kohdalla.



Kuva 68 Voima-siirtymä kuvaaja yhdelle vedetylle ruuville. Kimmoinen alue (k_b), plastinen alue ($0,600 k_b$) ja lujeneva alue ($0,261 k_b$) [24, komponenttimenetelmä s.3].

Tässä työssä keskitytään ainoastaan kimmoiseen alueeseen. Oletuksena on, että liitos on mitoitettu asiallisesti ennen jäykkyystarkastelua eikä ruuveja päästetä myötöön saakka.

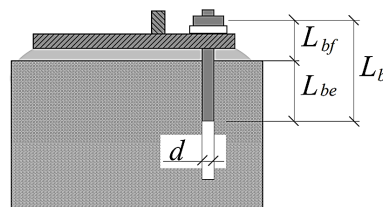
5.3.2 Valittu peruspulttityyppi

Kuten kappaleessa 1.3 mainittiin, työssä tarkastellaan HPM ja PPM pultteja. Pulttien ominaisuudet ovat esitetty liitteessä 7.

Pultin muodonmuutos koostuu

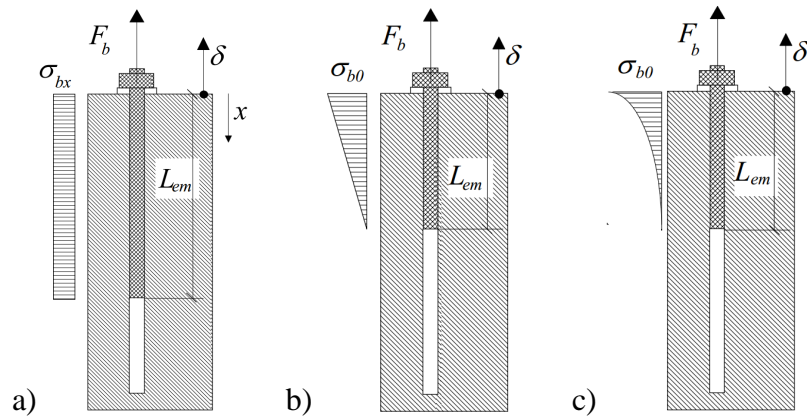
- pultin venymästä,
- betonin muodonmuutoksista sekä
- pultin pään venymästä.

Peruspulttien venymäpituus L_b muodostuu vapaasta pituudesta L_{bf} , sekä valun sisällä olevasta tehokkaasta pituudesta L_{be} . Niin sanottu vapaa pituus muodostuu pituudesta, joka ei ole alkuperäisen valetun betonin peittämää. Myös jälkivalu kuuluu kyseiseen osuuteen, kuvan 69 mukaisesti. [74 s.15]



Kuva 69 Peruspultin venymäpituuden L_b laskenta tehollisen pituuden L_{be} ja vapaan pituuden L_{bf} avulla [74 s.15].

Tehollisen pituuden laskentaan pitkillä peruspulteilla on olemassa erilaisia määritelmiä riippuen tartuntajännityksen kehittymisestä ruuvien matkalla. Eri vaihtoehtoja on esitetty kuvassa 70.



Kuva 70 Tartuntajännityksen σ_b (kuvassa σ_{bx} ja σ_{b0}) kehittyminen peruspultissa ja venymäpituus L_{bm} [74 s.16-18].

Kuvan 70 tapauksissa on johdettu lähteessä [74] kaavat valun sisällä olevalle tehokkaalle pituudelle, riippuen oletetusta tartuntajännityksen muodosta. Tulokset on kirjattuna jokaiselle tartuntajännityksen muodolle erikseen. Mikäli

- jännityksen oletetaan olevan vakio koko tehollisen pituuden mitalla, on $L_{be} = 12d_{b.nimellinen}$ (ks. kuva 70, kohta a)
- jännitys pienenee lineaarisesti arvoon nolla, on $L_{be} = 8d_{b.nimellinen}$ (ks. kuva 70, kohta b) ja
- jännitys pienenee epälineaarisesti kohti arvoa nolla, on $L_{be} = 4,8d_{b.nimellinen}$ (ks. kuva 70, kohta c).

Lähteen [74 s.18] mukaan tutkimuksissa [75] ja [76] on todettu, että tehollisen pituuden arvoksi voidaan olettaa mittaa $L_{be}=8d_{b.nimellinen}$. Tämä oletus on käytössä myös eurokoodissa EN 1993-1-8 [39 s.105]. [74 s.16-18]

Peruspultin venymäpituus L_b määräytyy eurokoodin EN 1993-1-8 [39 s.105] mukaisesti kaavalla

$$L_b = 8d_{b.nimellinen} + t_{valu} + t_p + t_{aluslaatta} + 0,5t_{mutteri} \quad (104)$$

jossa

$d_{b.nimellinen}$ on ruuvin nimellishalkaisija

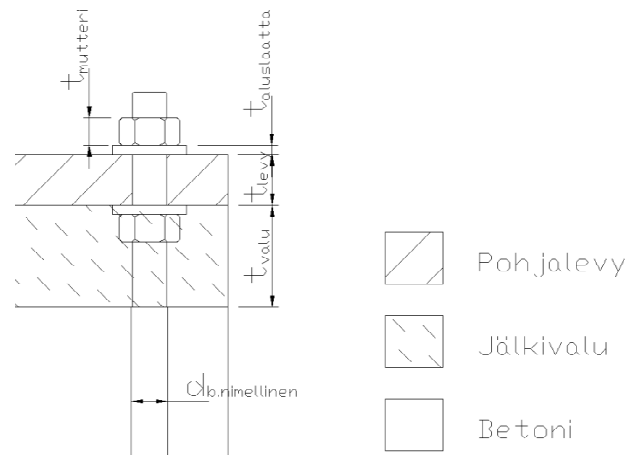
t_{valu} on jälkivalun korkeus

t_p on pohjalevyn paksuus

$t_{aluslaatta}$ on aluslaatan korkeus ja

$t_{mutteri}$ on mutterin korkeus.

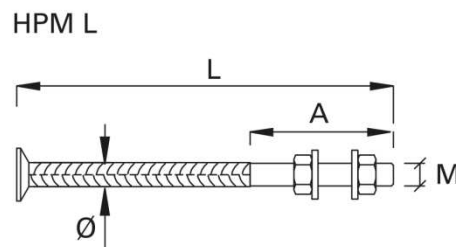
Peruspultin venymäpituuden laskentaan tarvittavat muuttujat ovat havainnollistettu kuvassa 71. Eurokoodissa EN 1993-1-8 [39 s.105] nämä arvot ovat annettu vain sanallisesti eikä erillisiä muuttujia ole käytetty. Tässä työssä venymäpituuden laskenta on esitetty myös kaava -muodossa laskentapohjan tekemistä silmälläpitäen. [39 s.105]



Kuva 71 Peruspultin venymäpituus eurokoodin mukaisesti laskettuna.

Tässä työssä käytetään tehollisen pituuden arvona eurokoodissa EN 1993-1-8 käytettyä $8d_{b,nimellinen}$ arvoa. Mikäli käytössä on kuitenkin lyhyt peruspultti, lasketaan tartunta syntyväksi koko ruuvin matkalla, koska ankkurointi tapahtuu ruuvin päässä olevan ankkurikappaleen avulla. Tällöin tehollisena pituutena käytetään koko betonin sisään valettua peruspultin osaa, joka saadaan likimääräisesti määritettyä käyttäen peruspultti-valmistajien antamia arvoja. Esimerkiksi Peikon tuoteselosteissa [72 s.6] on annettuna arvot kuvan 72 mukaisille muuttujille

- $L_{b,kok}$ ruuvin kokonaispituus, kuvassa käytetty merkintää L ,
- A_b ruuvin kierteinen osa, kuvassa käytetty merkintää A ,
- M ruuvin kierteisen osan halkaisija sekä
- \emptyset harjateräksen halkaisija.

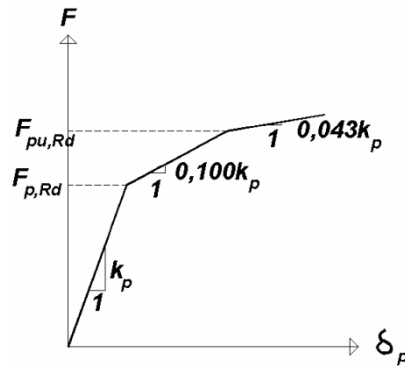


Kuva 72 HPM L – peruspultti [72 s.6].

Tehollinen pituus L_{be} määritetään siis muuttujien $L_{b,kok}$ ja A_b erotuksena. Oletuksena on, että ruuvi asennetaan betoniin siten, että kierteinen osa jää valun yläpuolelle. Asennustoleransseihin ei oteta kantaa tässä tapauksessa.

5.3.3 Taivutetun levyn jäykkyys

Kuten ruuveille, on myös pohjalevyille määritetty kokeellisesti lähteessä [73 s.1885] kuvan 73 mukaiset voima-siirtymä -kuvaajan kulmakerrointen arvot. Myös tässä tapauksessa kuvaaja koostuu kolmesta osuudesta: Kimmoisesta (k_p), plastisesta ($0,100k_p$) ja lujittuvasta vaiheesta ($0,043k_p$), joita erottavat eri kulmakertoimien arvot. Tässä tutkimuksessa tarkastellaan ainoastaan levyn kimmoista aluetta. (vrt. kohta 5.3.1.)

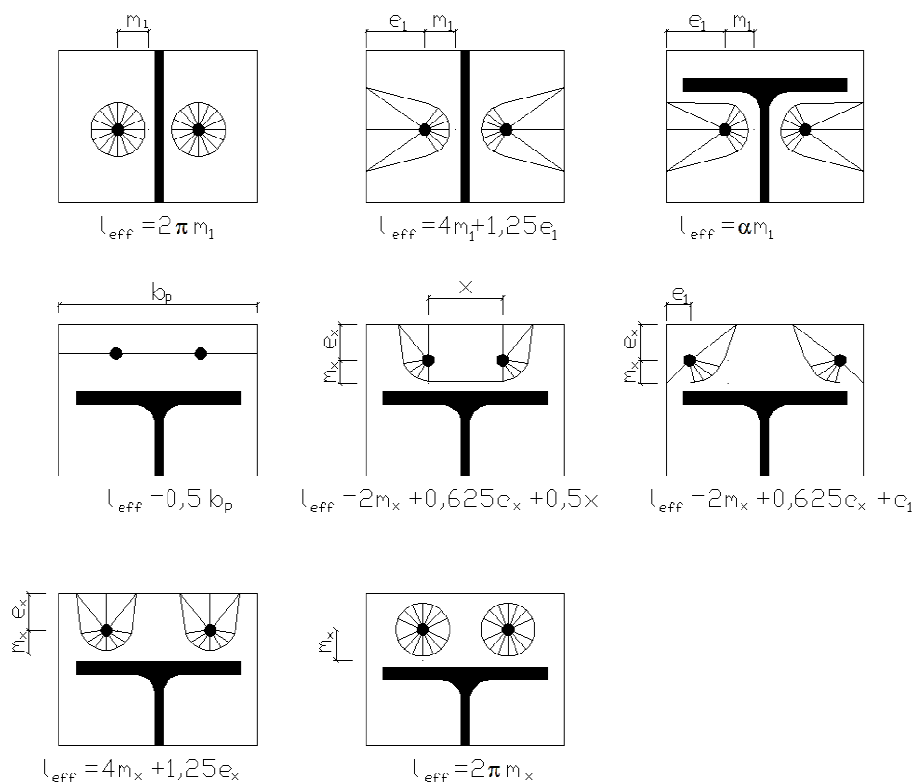


Kuva 73 Voima-siirtymä kuvaaja taivutetulle levyllä [24, komponenttimenetelmä s.8].

Myös muille komponenteille on annettu jäykkyyskertoimia plastisen ja lujittuvan tilan tarkasteluun lähteen [73 s.1885] taulukossa 2.

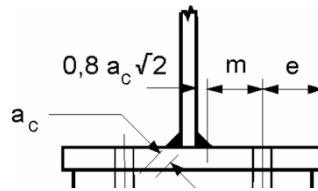
5.3.4 Levyn myötömekanismit

Käsitellään aluksi levyjen myötömekanismeja ja efektiivisiä pituuksia, jotta päästään käsiksi jäykkyyden laskentaan [39 s.87]. Kuvassa 74 on havainnollistettu eri myötömekanismeja pohjalevyä tarkasteltaessa. Näiden myötömekanismien avulla voidaan määrittää kullekin tilanteelle sopiva efektiivinen pituus l_{eff} vedetyssä osassa. Tehollisen pituuden kaavat ovat esitettyinä kuvassa 74 myötökuvioiden alapuolella. Samat tiedot on esitettyinä taulukkomuodossa liitteessä 8.



Kuva 74 Pohjalevyn myötömekanismit ja teholliset (efektiiviset) pituudet standardin EN 1993-1-8 [39 s.84] mukaisesti lähteen [24 komponenttimenetelmä s.6] avulla.

Muuttuja m_x ja m_1 lasketaan teräsrakenteiden eurokoodin EN 1993-1-8 [39 s.84,87] mukaisesti ottamalla huomioon hitsin a-mitan (kuvassa a_c) vaikutus kuvan 75 mukaisesti.



Kuva 75 Muuttujan m_1 (kuvassa m) ja e määrittäminen [39 s.84].

Käytännössä kyseinen vähennys jätetään usein huomioimatta, sillä hitsin tarkkaa muotoa ja mittoja on hankala tietää varmaksi etukäteen. Tällöin tehollisista mitoista tulee hieman suurempia, mutta tulos on varmallalla puolella.

Käsinlaskennassa muuttuja α aiheuttaa pientä ongelmaa, koska sen määrittäminen perustuu eurokoodissa EN 1993-1-8 [39 s. 88] pelkkään käyrästöön. Käyrästön on esitettyä liitteessä 9. Sen käyttämiseksi tarvitaan muuttujien λ_1 ja λ_2 arvot [39 s. 88], jotka lasketaan kaavoilla

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} \quad (105)$$

ja

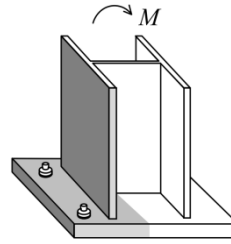
$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} \quad (106)$$

Koska tässä tutkimuksessa käsittelemme vain tapausta, jossa peruspultit sijaitsevat pilarin laippojen ulkopuolella, muuttuja α ei aiheuta hankaluuksia laskennassa.

Päätylevyjen myötötapa tarkastellaan kahden eri murtumismallin (murtumismalli 1 ja murtumismalli 2) avulla. Yksinkertaistuksen vuoksi tässä tapauksessa keskitytään tarkastelemaan yksittäistä ruuviriviä. Ensimmäisen murtumismallin mukaisesti tehollinen leveys muodostuu pienimmästä ei-pyöreän myötökuvion mukaisesta efektiivisestä pituudesta, kuitenkin sillä ehdolla, että arvo on pienempi kuin pienin pyöreän myötökuvion mukaan laskettu tehollinen leveys. Toisin sanoen lopullinen tehollinen leveys määräytyy pienimmän tehollisen leveyden mukaisesti. Murtumismalli 2 antaa teholliseksi leveydeksi pienimmän ei-pyöreän myötökuvion mukaisen arvon. Ehdot on esitetty kaavamudossa liitteessä 8. [39 s.87]

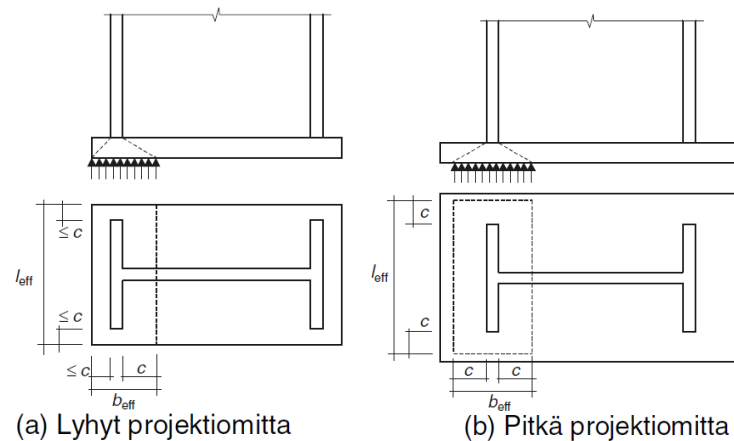
5.3.5 Puristetun osan teholliset mitat

T-osa määritellään eurokoodin EN 1993-1-8 mukaisesti ja se voi olla joko vedetty tai puristettu. Vedettyä ekvivalenttia T-osaa voidaan käyttää laskettaessa kestävyuden mitoitusarvoa pilarin pohjalevyyn taivutukselle, kun pohjalevyyn kohdistuu vetovoima [39 s.72]. Kun liitokseen vaikuttaa momentti, on vedetty T-osa kuvan 76 mukainen [74 s.3].



Kuva 76 Ekvivalentti T-osa [74 s.3].

Ekvivalentin T-osan laippaa voidaan käyttää betonin ja teräksen välisessä puristuksessa liitoksessa mitoitusarvojen laskentaan, jos betonin ja teräslevyn välillä vallitsee pintapaine. Tällöin tarkastellaan teräksisen pohjalevyn sekä betonin pintapaineen yhdistelmää. Oletus on, että kuormitus jakaantuu tasaisesti T-osan välityksellä. Kuvassa 77 on esitetty tehollisten mittojen muodostuminen lyhyelle ja pitkälle projektiomitalle mitan c avulla. Tehollisen pinta-alan määrittäminen perustuu projektiomittojen ja kyseisen mitan c vertailuun. Mikäli peruskomponentin projektiomitta on pienempi kuin arvo c , määrittyvät mitat kuvan 77 a-kohdan mukaisesti. Jos projektiomitta on kuitenkin suurempi kuin arvo c , arvot määrittyvät kohdan b perusteella. On huomioitava, että teholliset mitat eivät ole peruskomponentin todellisia fysikaalisia mittoja, vaan nimellisiä arvoja. [39 s.76]



Kuva 77 Ekvivalentin puristetun T-osan pinta-alan laskenta [39 s.77, kuva 6.4].

Kuvassa 77 esiintyvä muuttuja c_1 (kuvassa c) lasketaan kertomalla kertoimella 1,25 pohjalevyn paksuutta, mikäli tutkitaan jäykkyyttä ja lasketaan termejä b_{eff} ja l_{eff} . Mitan c_1 maksimiarvo kestävyyttä määritettäessä voidaan laskea kaavalla

$$c_1 = t_1 \left[\frac{f_y}{3f_{jd}\gamma_{M0}} \right]^{0,5}, \quad (107)$$

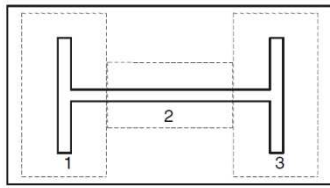
jossa

t_1 on T-osan laipan paksuus

f_y on T-osan laipan myötöraja ja

f_{jd} on puristuslujuuden mitoitusarvo. [39 s.76;98]

Jos kuormituksen on vain puristavia aksiaalisia kuormia, voidaan ottaa huomioon kaikki kolme kuvassa 78 esitettyä T-osaa. T-osat eivät saa limittyä toistensa kanssa.



- 1 T-osa 1
- 2 T-osa 2
- 3 T-osa 3

Kuva 78 T-osien määrittäminen [39 s.98, kuva 6.18].

Mikäli pilarin pohjaosaan kohdistuu sekä aksiaalisia kuormia että taivutusmomentteja, kuvan 78 T-osa numero 2 jätetään kokonaan huomioimatta taivutuskestävyyden mitoitusarvon laskennassa. [39 s.98]

5.4 Levyn, pulttien ja betonin yhteistoiminta

5.4.1 Jäykkyyden muodostuminen

Peruspulttiliitoksen jäykkyyden voidaan olettaa koostuvan ainoastaan kiertymäjäykkyydestä, mikäli liitokseen ei kohdistu suurta keskeistä vetorasitusta, joka ”kumoaisi” momentin vaikutuksen. Puristavat voimat välittyvät suoraan betonille, lukuun ottamatta asennusaikaista tapausta, jolloin peruspultit ottavat vastaan tavallisesti betonille siirretyt kuormat. Asennusaikana kuormitukset eivät kuitenkaan ole suuria, joten tämä tilanne voidaan jättää huomiotta. Peruspulttiliitoksen jäykkyys koostuu kolmesta jäykkyystekijästä.

Pilarin pohjalevyn kiinnitykselle lasketaan jäykkyystekijät k_{13} , k_{15} ja k_{16} [39 s.104]. Mikäli vedettynä olevia ruuvirivejä on vähintään kaksi, lasketaan jäykkyystekijät kullekin ruuviriville erikseen. Jäykkyystekijä k_{13} kuvastaa puristetun betonin jäykkyyttä liitoksen puristetulla alueella ja se lasketaan kaavalla [39 s.103-104]

$$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275E} \quad (108)$$

jossa

b_{eff} on T-osan laipan tehollinen leveys

l_{eff} on T-osan laipan tehollinen pituus.

Tehollinen leveys b_{eff} lasketaan siten, että T-osan puristuskestävyys vastaa peruskomponentin kestävyttä [39 s.76].

Jäykkyystekijä k_{15} tarkoittaa pohjalevyn taivutusta vedetyllä puolella ja sen määrittelemiseksi on olemassa kaksi eri tilanteisiin sopivaa kaavaa. Jos vipuvoimia esiintyy, on voimassa kaava [39 s.103-104]

$$k_{15} = \frac{0,85l_{eff}t_p^3}{m_1^3}, \quad (109)$$

jossa

t_p on pohjalevyn paksuus ja

m on etäisyys joka määräytyy kuvan (Kuva 75) mukaisesti.

Kaavaa voidaan käyttää eli vipuvoimia voi syntyä, jos perustusruuvien venymäpituus L_b toteuttaa yhtälön [39 s.103-104]

$$L_b \leq \frac{8,8m^3 A_{s,b}}{l_{eff}t_p^3} \quad (110)$$

jossa

$A_{s,b}$ on peruspultin jännituspoikkipinta-ala kierteiden kohdalta.

Tilanteissa, joissa vipuvoimia ei pääse syntymään, käytetään kaavaa [39 s.103-104]

$$k_{15} = \frac{0,452l_{eff}t_p^3}{m_1^3}. \quad (111)$$

Kaavoja vertailemalla voidaan huomata niiden eroavan vain kertoimen osalta.

Viimeinen jäykkyystekijä k_{16} muodostuu vedettyjen perustusruuvien jäykkyyydestä. Vipuvoimat vaikuttavat myös perustusruuvien jäykkyystekijöiden määrittämiseen. Kun vipuvoimia esiintyy, jäykkyystekijä lasketaan kaavalla [39 s.103-104]

$$k_{16} = \frac{1,6A_{s,b}}{L_b} \quad (112)$$

ja jos vipuvoimia ei ole, käytetään kaavaa [39 s.103-104]

$$k_{16} = \frac{2,0A_{s,b}}{L_b}. \quad (113)$$

Muita peruskomponenttien jäykkyystekijöitä on esitettyä eurokoodissa EN 1993-1-8 [39 s.103-104].

5.4.2 Kiertymisjäykkyys

Liitoksen kiertymisjäykkyys lasketaan puristus- ja vetokomponenttien avulla. Pilariperustuksen kiertymisjäykkyys voidaan laskea riittävällä tarkkuudella taulukon 38 mukaisilla kaavoilla. Tulokset riippuvat normaalivoiman suuruudesta ja momentin ja normaalivoiman suhteesta e kaavan (115) mukaisesti. Laskentatapaa voidaan käyttää, mikäli

vaikuttava momentti M_{Ed} on enintään liitoksen taivutuskestävyyden $M_{j,Rd}$ suuruinen. Kyseisen ehdon toteutuessa voidaan kiertymisjäykkyys laskea kaavalla

$$S_{j,ini} = \frac{e}{e - e_k} \frac{E_s z^2}{\mu \left(\sum_i \frac{1}{k_i} \right)} \quad (114)$$

jossa

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} \quad (115)$$

μ on jäykkyyssuhde eli kiertymäjäykkyys

e_k on muuttuja, joka on riippuvainen momenttivarresta ja jäykkyystekijöistä taulukon 38 mukaisesti. [39 s.100,108]

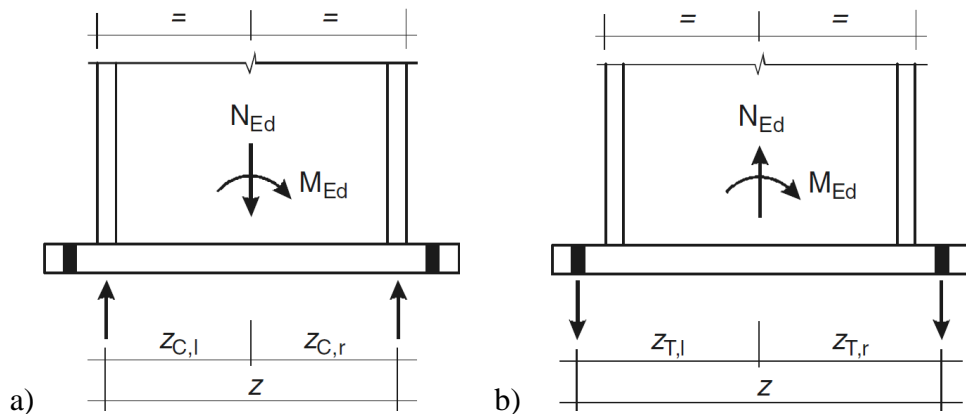
Oikeiden jäykkyystekijöiden k_i valinta tapahtuu kuormitusten mukaisesti taulukon 38 perusteella. Jäykkyystekijät määritellään eurokoodissa EN 1993-1-8 [39 s.107] ja ne on laskettava tapauskohtaisesti.

Taulukko 38 Pilarin pohjaosien kiertymisjäykkyyden $S_{j,ini}$ laskenta [39 s.108, taulukko 6.12].

Kuormitus	Momenttivarssi 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 $e \leq -z_{C,r}$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ 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 $-z_{T,r} < e \leq 0$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{T,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ 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 $e > z_{C,l}$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{T,r})} \frac{e}{e + e_k}$ 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 $-z_{C,r} < e \leq 0$
		$\frac{E z^2}{\mu(1/k_{C,l} + 1/k_{C,r})} \frac{e}{e + e_k}$ 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, μ ks. 6.3.1(6).			
$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

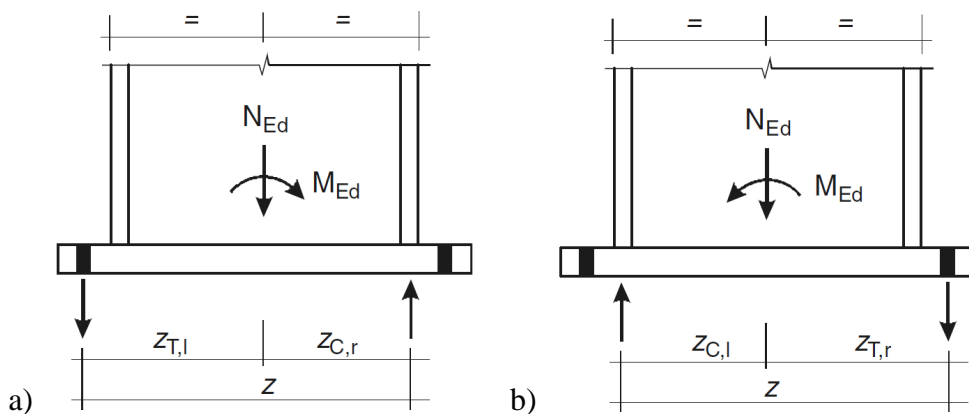
Samassa taulukossa 38 on esitetty myös eri kuormitustilanteisiin sopivat kaavat momenttivarren määrittämiseksi. Kuten taulukon selitteistä voidaan nähdä, momenttivarren määrittäminen on verrannollinen määrävään kuormitukseen ja sen suuntaan.

Kuvassa 79 on esitetty momenttivarren z muodostuminen, kun määräväänä kuormina on joko puristava voima tai vetovoima. Puristavan voiman vaikutuksesta kuormitus siirtyy pilarin laippojen kautta pohjalevyn välityksellä betonille. Tällöin puristusresultantti muodostuu pilarin laipan keskipisteen alapuolelle. Mikäli liitokseen kohdistuu määrävää vetävä voima, tukipisteet syntyvät peruspulttien kohdille, sillä ne vastaanottavat liitoksessa vedon. Näin ollen momenttivarssi syntyy pulttien keskipisteiden väliselle matkalle.



Kuva 79 Momenttivarren z määrittäminen, kun aksiaalinen a) puristusvoima ja b) vetovoima on määrävää [39 s.98].

Mikäli vertikaaliset kuormat eivät ole niin suuria, että ne muodostuisivat määräviksi, valitaan momenttivarssi vaikuttavan momentin perusteella. Tällöin momenttivarssi muodostuu vetoresultantin ja puristusresultantin välille eli vetopuolen pultin keskeltä puristun pilarin laipan keskipisteeseen.



Kuva 80 Momenttivarren z määrittäminen, kun taivutusmomentti on määrävää [39 s.98].

Tässä työssä tutkitaan ainoastaan symmetrisiä peruspulttiliitoksia, jolloin kuvan 80 tilanteet voidaan tiivistää yhteen tapaukseen. Tällöin muuttuja z arvo saa saman arvon riippumatta momentin suunnasta, koska symmetrisuuden vuoksi $z_{T,l}=z_{T,r}$ ja $z_{C,l}=z_{C,r}$.

Kiertymäjäykkyyden μ avulla otetaan kaavassa (114) huomioon teräsosien myötäämisestä johtuva kiertymäjäykkyyden pieneneminen. Mikäli käyttäytymisen oletetaan olevan lineaarista eli vaikuttava momentti on pienempi tai yhtä suuri kuin $2/3$ momenttikapasiteetin M_{Rd} arvosta, käytetään jäykkyyssuhteelle vakioarvoa $\mu=1$. Muissa tapauksissa, kun momentin arvo on väliltä $\frac{2}{3}M_{Rd} < M_{Ed} \leq M_{Rd}$, muuttuja lasketaan kaavalla

$$\mu = \left(\frac{1.5M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)^{2.7}. \quad (116)$$

Kiertymisjäykkyyden laskemiseksi tarvitaan tiedot normaalivoimasta ja momentista. Koska usein näitä tietoja ei vielä ole saatavilla kyseisessä vaiheessa, tarvitaan useampi iterointikierrös. On muistettava että oletuksena on että liitos on ensin mitoitettu oikein ja riittävälle varmuudelle. Työssä ei tarkastella eikä oteta kantaa liitoksen kestävyys.

5.4.3 Murtumismuodot

Peruspulttiliitoksen laskemisessa komponenttimenetelmällä voidaan erottaa erilaisia murtumismekanismeja, joista voidaan päätellä liitoksen jäykkyys kussakin tilanteessa. Eri mekanismeja ovat mm:

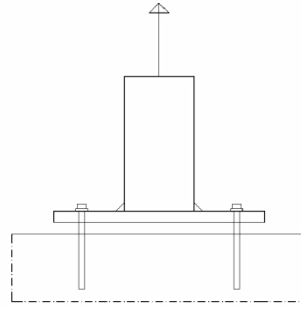
- peruspultit joustavat, aluslevy äärettömän jäykkä
- peruspultit joustavat, aluslevy joustaa vähän (ei vipuvoimia)
- peruspultit joustavat, aluslevy joustaa vähän (vipuvoimia)
- peruspultit ovat jäykkiä, aluslevy myötää (vipuvoimia)
- betonikartion leikkautuminen puristavan kuorman vaikutuksesta

Oletuksena laskennalle on, että liitettävä pilari on äärettömän kestävä ja luja.

Ensimmäisessä tapauksessa tarkastellaan vedon vaikutusta liitokseen äärettömän jäykän aluslevyn tapauksessa. Tällöin liitoksella on havaittavissa kaksi mahdollista sortumismuotoa:

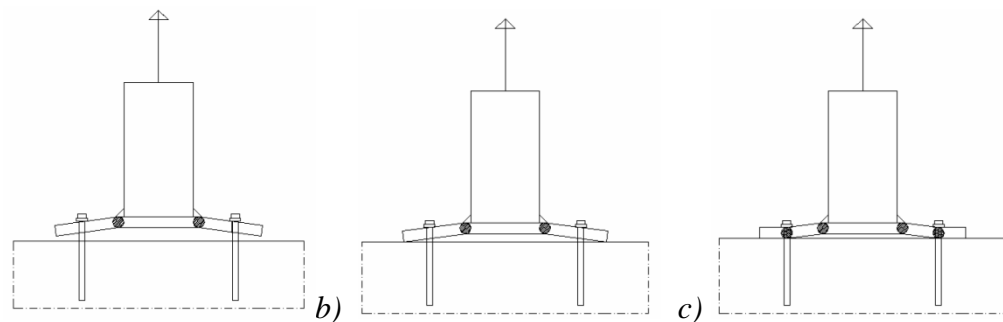
- ruuvit katkeavat tai
- hitsiliitos pettää.

Jäykkyydlaskelmissa hitsin jäykkyyden oletetaan olevan äärettömän suuri, eikä sitä tarvitse ottaa huomioon [39 s.105]. Kuvassa 81 on havainnollistettu pulttien myötääminen, kun vaikuttavana kuormituksena on vetävä pistemäinen voima. Tällöin liitoksen jäykkyys muodostuu ainoastaan peruspulteista, sillä ne ovat heikoin osa. [24, komponenttimenetelmä s.1-5]



Kuva 81 Vedon aiheuttamat siirtymät, kun pohjalevy on jäykkä [24 komponenttimenetelmä s.2].

Kuvan 82 tilanne a) muodostuu, kun myös päätylevy joustaa hieman. Tässä tapauksessa ei kuitenkaan synny vielä vipuvoimia, vaan levy pääsee taipumaan peruspulttien venymisen ansiosta.



Kuva 82 Päätylevyn myötömekanismi, kun a) vipuvoimia ei esiinny ja b),c) esiintyy [24 komponenttimenetelmä s.6].

Vipuvaikutusta alkaa vähitellen ilmaantua, kun otetaan tarkasteluun ohuempi levy. Tällöin myötömekanismi muuttuu hieman. Kuormitustilanteessa levyn reunat alkavat ottaa kiinni betoniin tai alusvaluun, jolloin muodostuu vipuvaikutus. Mahdolliset myötömekanismit ovat esitettyinä kuvan 82 kohdassa b) ja c). Tarkasteltaessa ensin kuvan tilannetta b), huomataan sen olevan hyvin samankaltainen kuvan tilanteeseen a) verrattuna. Myötömekanismissa on erona vain pohjalevyn kosketus alustaan eli vipuvoima. Kohdassa c) ruuvit eivät myötää lainkaan, jolloin levy myötää sekä ruuvien kohdalta että pilarin juuresta. [24, komponenttimenetelmä s.8-9]

Murtumismekanismien perusteella voidaan arvioida, millä liitoksen osalla on heikoin jäykkyys, eli mikä osa myötää ensimmäisenä. Kuten on jo mainittu, myötäämistä ei sallita tässä työssä.

5.4.4 Tuloksia

Peruspulttiliitoksen jäykkyyden määrittämiseen vaikuttaa suurelta osin liitoksen mitoitus. Pohjalevy ja pultit määrittävät tulokset hyvin pitkälti. Tarkastelujen pohjalta voidaan sanoa, että jäykkyys määrittyy useimmiten pulttien normaalivoimakestävyyden perusteella.

Tarkasteltaessa kimmoista kiertymäjäykkyyttä saadaan kuormitukselle $N= 500$ kN ja $M= 200$ kNm kiertymäjäykkyydeksi PPM30 pultilla 1350 MN/rad. Käyttöaste liitok-

sen taivutuksen suhteen on tällöin 77 %. Arvo on yli kaksinkertainen verrattaessa sitä maan osuuteen kiertymäjäykkyydestä tiiviillä soralla. Liitos on siis yli kaksi kertaa jäykempi kiertymän suhteen kuin antura tiiviillä sorapatjalla. Erot ovat moninkertaiset verrattaessa jäykkyyttä hienompiin maa-aineksiin. Käytettäessä pulttia HPM24, kun kuormitus on $N= 500$ kN ja $M= 100$ kNm, saadaan jäykkyydeksi 293 MNm/rad. Käyttöaste liitoksen taivutuksen suhteen on tällöin 90 %. Arvo vastaa suuruudeltaan lähes soran kiertymäjäykkyyttä. Tässä tapauksessa kiertymäjäykkyyden arvo on jo merkittävässä osassa. Suuri ero tulosten välillä johtuu määritettyjen osien jäykkyyksistä. Siten myös pohjalevyn paksuus vaikuttaa tulosten suuruuteen. Esimerkeissä paksuus on valittu Peikon [72 s.6] ohjeiden mukaisesti. Laskenta HPM- peruspultille on esitetty liitteessä 10.

Tulosten suuren vaihtelun johdosta olisi suositeltavaa laskea kiertymäjäykkyyden arvo aina tapauskohtaisesti. Tällöin vältetään suurilta epätarkkuuksilta ja tuloksista saadaan luotettavampia kuin pelkän arvion perusteella.

6 KOKONAIJÄYKKYYDEN MUODOSTUMINEN

6.1 Osajäykkyyksien yhdistäminen

Jäykkyys muodostuu maan, betonin ja teräslitoksen yhteisvaikutuksesta. Sovellaan tässä teräslitosten jäykkyyden yhdistämisessä käytettyä menetelmää [39 s.100]. Osajäykkyydet summataan tällöin toisiinsa käänteislukuina eli kaavalla

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_n}. \quad (117)$$

jossa

k on kokonaisjäykkyys

k_1 on ensimmäisen osatekijän jäykkyys

k_2 on toisen osatekijän jäykkyys

k_n on osatekijän n jäykkyys.

Kiertymäjäykkyyksiä ja pystyjäykkyyksiä ei saa missään tapauksessa laskea yhteen. Ne tarkastellaan ja lasketaan aina erikseen. Pystysuuntainen jäykkyys koostuu lähes yksinomaan maan vaikutuksesta, koska betonin vaikutus todettiin häviävän pieneksi. Pystyjousi on suoraan pohjarakenteiden painumien mukaan laskettu. Tällöin pystysuuntainen jousivakio saadaan laskettua suoraan alustaluvusta ja anturan pohjan pinta-alasta. On muistettava, että alustaluvuksi käy kuitenkin vain tätä tiettyä kuormitusta vastaava alustaluku, sillä taulukoissa annetut arvot ovat epävarmalla puolella jäykkyyttä laskiessa.

Kiertymäjousivakio koostuu maaperän joustosta sekä peruspulttiliitoksen joustosta. Osajäykkyydet lasketaan yhteen kaavan (117) mukaisesti. Kiertymäjäykkyyden laskeminen maaperällä osoittautui haasteelliseksi, mikäli haluttaisiin käyttää käsinlaskentamenetelmiä. Klepikovin kiertymänlaskentakaavaa pystyttäneen kuitenkin hyödyntämään, jos saatu tulos kerrotaan erikseen määriteltävällä kertoimella.

Tarkasteltaessa soramaalle perustetun pilarianturan tapausta, jossa täyttömaa on soraa. Painumat ovat kuormituksilla 500 kN / 200 kNm alle 2 mm. Tällöin pystyjousen arvo on 2 x 2 m² pilarianturalla 300 MN/m. Betonin osuutta ei lisätä jäykkyyden arvoon sen vähäisen vaikutuksen takia. Kiertymän suuruus on 0,04°, joka tarkoittaa 290 MNm/rad kiertymäjäykkyyttä. Mikäli kiertymäjäykkyyteen halutaan lisätä peruspulttiliitoksen osuus, on kokonaisjäykkyys kaavalla (112) laskettuna 240 MNm/rad.

6.2 Osatekijöiden prosentuaaliset osuudet kokonaisjäykkyydestä.

Alkuoletuksen perusteella määritettiin, että jäykkyydestä 95 % aiheutuu maaperän ominaisuuksista ja loput 5 % muista elementeistä. Tarkastellaan ensin pystysuuntaista jousiarvoa. Kuten edellisessä kappaleessa todettiin, betonin osuus on kuormituksella 500 kN vain millimetrin kymenesosien suuruinen. Oletus jäykästä betonianturasta voidaan siis katsoa hyvin perustelluksi. Verrattuna Robotista saatuja taipuman arvoja Plaxis 3D:stä saatuihin painuma-arvoihin, prosenttiosuus on hienolla hiekalla pienempi kuin yksi prosentti, mutta tiiviillä soralla arvo on jo liki 10 % kokonaispainuman arvosta.

Robot-laskennasta saadut z-suuntaiset taipuman arvot antavat aiheutta mieltä niiden todenmukaisuutta. Maamateriaali ei vaikuttanut mitenkään anturan keskipisteen painuman arvoon suhteessa nurkkapisteen painumiin. Plaxis-laskennan tuloksissa ero on kuitenkin huomattava. Tiiviillä soralla keskipisteen painumat ovat liki puolet pienempiä ja hienolla hiekalla lähes kaksinkertaisia Robotilla laskettuihin arvoihin verrattuna. Hienolla hiekalla betonin osuus jää silti yhden prosentin suuruiseksi. Siten laskennassa tällä ei juurikaan ole merkitystä. Tiiviillä soralla ero on merkittävämpi. Plaxisin perusteella valittu arvo pienentäisi betonin vaikutuksen viiteen prosenttiin.

Betonin osuus on hyvin vaikea määrittellä käsinlaskennan perusteella, ellei käytetä palkin taipuman laskennan kaavaa. Tällöin painuman arvo olisi syytä jakaa kahdella jotta jäykkyyden mitoituksessa päästäisiin turvalliselle puolelle. Myös maapohjan painumien mitoittaminen on hankalaa esimerkiksi vaihtelevien maakerrosten, pohjavedenpinnan ja koostumuksen takia. Painumalaskennassa olisi tässäkin tapauksessa syytä käyttää jotain varmuuskerrointa.

Kiertymänjousivakion laskennassa maan vaikutus jää oletettua pienemmäksi. Peruspulttiliitoksen jäykkyys saattaa muodostaa tietyillä kuormilla jopa puolet anturan kiertymäjäykkyydestä. Jäykkyyden arvoon vaikuttaa merkittävästi myös liitoksen mitoitus, sillä erittäin tiukille mitoitettu liitos joustaa enemmän kuin esimerkiksi 70 % varmuuteen mitoitettu. Tällainen tapaus on esitetty kappaleessa 5.4.4, jossa liitoksen kiertymäjousivakio vastaa tiiviin soran kiertymäjäykkyyttä. Peruspulttiliitoksen vaikutus on siis merkittävä. Tästä syystä liitoksen jäykkyys on laskettava aina erikseen tilannekohtaisilla arvoilla.

6.3 Riittävän varmuuden huomioiminen jousivakioissa

Jotta mitoituksessa pysyttäisiin varmallalla puolella, on tärkeää, että liitoksesta mitoitetaan aina hieman liian jäykkä. Pahin tapaus jäykkyyksien kannalta on mitoittaa liian löydät jouset. Tällöin pilarin alapäähän muodostuu vähemmän momenttia kuin täysin jäykälle perustukselle, koska momentin maksimikohta määräytyy uudelleen. Se johtaa anturan mitoitukseen epävarmalle puolelle eli vastaanottamaan pienemmän momenttirasituksen. Mikäli antura joustaa oletettua vähemmän, kohdistuu sille enemmän kuormaa kuin mille

se on mitoitettu. Tästä saattaa koitua epätoivottuja muodonmuutoksia ja pahimmassa tapauksessa jopa anturan rikkoutuminen.

Anturaperustuksen jäykkyyttä määrittäessä on muistettava, että varmuus riippuu kuitenkin vahvasti yläpuolisista rakenteista. Esimerkiksi kaarihallia mitoittaessa edellä esitetty jäykkyyden varmuusajattelu ei toimi suoraan. Tilanne pitää siis tutkia aina tapauskohtaisesti.

7 VERTAILULASKELMAT

Pilarianturan jousivakioiden ja alustalukujen laskentaan oli tarjolla todella vähän suoria laskentakaavoja. Suomenkielisestä kirjallisuudesta löytyi kuitenkin yksi kaava lähteestä [63 s.111-113]. Tämän tutkimuksen tapauksessa kaava on keho, sillä se ei huomioi kuorman vaikutusta. Laskenta on esitetty liitteessä 11.

Verrataan arvoja Plaxis 3D:llä laskettuihin arvoihin. Hienon hiekan osalta kiertymäjousivakio 19 MNm/rad vastaa melko hyvin FEM-laskennan arvoja pienellä momentin arvolla. Hiekan arvo 85 MNm/rad osoittautuu hieman liian pieneksi vertailutuloksiin nähden. Kiertymäjousen arvo muodostuu tällä kaavalla liian löysäksi. Soran tapauksessa Plaxiksella määritetty arvo on jo yli kaksinkertainen ja tiiviillä soralla yli kolmekertainen. Laskentatulosten perusteella en suosittelen lähteen [63 s.111-113] kaavan käyttöä ainakaan kiertymäjousivakion määrittämisessä.

8 JOHTOPÄÄTÖKSET

Anturaperustusten jäykkyyden määrittämisessä vaikuttavia muuttujia on paljon, joten yksiselitteisiä ratkaisuja on hyvin vaikea löytää. Lukuisilla yksinkertaistuksilla ja arvioilla päästään kuitenkin jonkinlaisiin arvioihin tuloksista. Laskentaa suorittaessa ei saa unohtaa, että maarakenteiden tulokset ovat aina arvioita todellisuudesta. Maaperän täydellistä koostumusta ei voida määrittää aivan tarkalleen juuri koskaan. Kun tuloksia sovelletaan käytäntöön, on tulosten suhteen oltava kriittinen. Mitättömiltä tuntuvat virheet saattavat aiheuttaa merkittäviä muutoksia tuloksiin. Etenkin tietokoneohjelmien suhteen tulee olla varuillaan, sillä laskennan käyttökelpoisuudesta ei ole aina takuita. Varmistus tulee tarkistaa aina vertailulaskelmin. Maaparametrien todenmukaisuuden vaikutus on merkittävä. Jäykkyyden määrittämisessä niin kuin muussakin mitoittamisessa tärkeintä on se, että mitoitetaan turvalliselle puolelle. Jotta anturaperustuksen jäykkyyttä voidaan hyödyntää, tulee käyttäjän ymmärtää sekä perustuksen että ylärakenteen toimintaa.

Diplomityössä tutkittiin perustusten kykyä painua ja kiertyä kuormituksessa. Laskenta ei itsessään ole haastavaa, mutta tarkasteltavia tilanteita on useita ja tulokset riippuvat käytetyistä laskentamenetelmistä. Oman haasteensa laskentaan tuovat maaparametrien määrittämiset sekä kirjallisuudesta löytyneiden kaavojen ja määritelmien suuri määrä. Osa kaavoista ei soveltunut lainkaan käsin laskettaviksi ja tulokset vaihtelivat suuresti. Tehtyjen vertailujen mukaan painuman määrittämiseen suositellaan käytettäväksi löyhille maa-aineksille Vesicin tai sovelletun kimmomenetelmän mukaista kaavaa. Tiiviille ja karkeille maa-aineksille suositellaan käytettävän muotokertoimellista Vesicin kaavaa. Kiertymäjäykkyyden määrittämisessä joudutaan käyttämään Klepikovin kiertymälle kehitettyä kaavaa. Kaavalla saatua kiertymän arvoa kerrotaan luvulla 0,4 tai 0,3, jotta päästään vastaaviin tuloksiin kuin Plaxis 3D ohjelmalla. Kerrointa 0,3 käytetään kun vaikuttava momentti on pienempi kuin 20 kNm ja kerrointa 0,4 kun momentti on suurempi tai yhtäsuuri kuin 200 kNm. Edellämainitut suositukset koskevat vain jäykän perustuksen jäykkyyden määrittämistä. Laskennan soveltamisessa on huomioitava, että nämä tulokset on laskettu vain pilarianturalle $2 \times 2 \times 0,5 \text{ m}^3$.

Alkuoletuksen perusteella määritettiin, että jäykkyydestä 95 % aiheutuu maaperän ominaisuuksista ja loput 5 % muista tekijöistä. Pystyjousen tapauksessa oletus on lähimpänä oikeaa, sillä betonianturan vaikutus jäykkyyteen on 0-10 %, riippuen maalajista ja betonianturan taipuman määrittelytavasta. Kiertymäjäykkyyden määrittämisessä alkuoletus ei pätenyt. Peruspulttiliitoksen jäykkyys muuttuu merkittävämmäksi useimmiten, mikäli liitos on mitoitettu lähelle 100 % käyttöastetta. Tietyillä kuormilla liitos muodostaa jopa puolet anturan kiertymäjäykkyydestä.

Jäykäksi määritelty anturaperustus joustaa eniten hiekkamaalle perustettuna. Tarkasteltaessa tapausta, jossa täyttömaa on hiekkaa, painumat ovat kuormituksilla 500 kN / 200 kNm jo yli 30 mm. Tällöin pilarianturan 2 x 2 m² pystysuuntainen jäykkyys on 16 MN/m. Kiertymä on samalla kuormituksella 1°, joka tarkoittaa 11.7 MNm/rad kiertymäjäykkyyttä. Kun tähän lisätään vielä peruspulttiliitoksen PPM30 jäykkyys 1350 MNm/rad, saadaan tulokseksi 11,6 MNm/rad. Peruspulttiliitos on tässä tapauksessa niin jäykkä, ettei se vaikuta juurikaan liitoksen kokonaisjäykkyyteen. Tässä tilanteessa peruspulttien käyttöaste taivutuksen suhteen on 77%.

Pohjamaan lujuuden ja tiiveyden kasvaessa myös jousto pienenee. Tarkastellaan tiiviin soran tapausta, jossa täyttömaana on soraa. Edellämainituilla kuormituksilla tiiviin soran painuma on enää 1 mm. Tällöin pystyjousen arvo on 2x2 m² pilarianturalla 460 MN/m. Kiertymän suuruus on 0,03°, joka tarkoittaa 435 MNm/rad kiertymäjäykkyyttä. Mikäli kiertymäjäykkyyteen halutaan lisätä peruspulttiliitoksen osuus, on kokonaisjäykkyys lopulta 330 MNm/rad. Tässä tapauksessa peruspulttiliitoksen jäykkyys vaikuttaa tulokseen enemmän kuin hiekillä. Peruspulttiliitoksen merkitys kasvaa siis karkeilla kitkamilla, koska maan jousto ei ole yhtä suurta.

9 JATKOTUTKIMUSEHDOTUKSET

Jatkotutkimusehdotuksia ilmeni työn edetessä runsain mitoin. Tässä on esitettyinä muutamia tärkeimpiä tapauksia, joita voitaisiin lähteä tutkimaan jatkossa. Ensimmäinen potentiaalinen tutkimuskohde olisi todellisten painumien ja kiertymien testaaminen varsinaisilla rakenteilla mittauksilla. Tästä saataisiin tärkeää tietoa, jonka avulla tämänkin tutkimuksen tuloksia voitaisiin tarkastella uudessa valossa.

Yksi tärkeä jatkotutkimusehdotus olisi tämän tutkimuksen tulosten hyödyntäminen johonkin todelliseen rakenteeseen. Toisinsanoen anturoiden momenteja redusoidaisiin tämän tutkimuksen perusteella. Käytännön kokeilut ovat tärkeitä tulosten oikeellisuuden tarkistuksessa.

Selvitystä kaipaisi myös anturan koon ja muodon vaikutus painumiin ja kiertymiin, kun tarkastelun kohteena olisi kokoluokaltaan todellisen kokoisia anturoita. Laskentaa voisi tarkastella muun muassa Plaxis 3D ohjelmalla.

LÄHTEET

- [1] R.Ziaie-Moayed, M.Janbaz, Effectice Parameters on Modulus of Subgrade Reaction in Clayey Soils, Journal of Applied Sciences 9 (22): 4006-4012, 2009 ISSN 1812-5654,
- [2] M.Janbaz, S.Janbaz, Foundation size effect on modulus of sub grade reaction on Sandy soils, 6th National Congress on Civil Engineering, April 26-27,2011, Semnan University, Semnan, Iran, http://conf.semnan.ac.ir/uploads/6congere_civil/5955.pdf, viitattu 2.1.2014
- [3] Jamshid Sadrekarimi, Maryam Akbarzad, Comparative Study of Methods of Determination of Coefficient of Subgrade Reaction, EJGE (Electronic journal of geotechnical engineering)
- [4] Reza Ziaie Moayed, Mahdi Ali Bolandi, Effect of Elastic Modulus Varieties in Depth on Subgrade Reaction Modulus of Granular Soils, Second International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment, Kuala Lumpur, Malaysia, Nov. 14-16, 2012, ISBN: 978-4-9905958-1-4 C3051, http://www.academia.edu/7015847/Effect_of_Elastic_Modulus_Varieties_in_Depth_on_Subgrade_Reaction_Modulus_of_Granular_Soils viitattu 21.2.2015
- [5] Asrat Worku, Winkler's single-parameter subgrade model from the perspective of an improved approach of continuum-based subgrade modeling, Journal of EEA, Vol. 26, 2009
- [6] Hans F.Winterkorn, Hsai-Yang Fang, Foundation Engineering Handbook, 1975, ISBN 0-442-29564-2
- [7] Nehr guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Federal emergency management agency, FEMA 273 / October 1997, Issued by FEMA in furtherance of the Decade for Natural Disaster Reduction
- [8] Värähtelymekaniikka sessio 03: Jouset ja niiden yhdistelmät, luentomateriaali, <http://www2.amk.fi/digma.fi/www.amk.fi/material/attachments/vanhaamk/digma/5h5F4oQ2n/VMS03.pdf>, viitattu 12.8.2014
- [9] Markku Tammirinne, Rakennusten perustaminen maan varaan. Painuman laskeminen, VTT, Geotekniikan laboratoria, tiedonanto 21, Otaniemi 1975
- [10] Perustusten ja tukimuurien rakennustekninen suunnittelu, Rak-11_2100_maanvaraisen_perustuksen_mitoittamisen_perusteita[1].pdf, Aalto yliopisto, luentomateriaali
- [11] Geotekniikan perusteet, Rak-50_2122_luento1[1].pdf, Aalto yliopisto, luentomateriaali, viitattu 5.5.2014
- [12] Geotekniikan perusteet, Rak-50_2122_luento1b[1].pdf, Aalto yliopisto, luentomateriaali, viitattu 5.5.2014
- [13] Geotekniikan perusteet, Rak-50_2122_luento_4[1].pdf, Perustusten kantavuus, Aalto yliopisto, luentomateriaali, https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-50.2122/luennot/Rak-50_2122_luento_4.pdf , viitattu 2.1.2014

- [14] Rakenteiden geotekniikka, Rak-50_2123_luentokalvot_4[1].pdf , Aalto yliopisto, luentomateriaali, https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-50.2123/viikkoharjoitukset/Rak-50_2123_luentokalvot_4.pdf , viitattu 12.8.2014
- [15] Geotekniikka, Rak-50_2126_kantokestävyy[1].pdf, Aalto Yliopisto, luentomateriaali, viitattu 5.5.2014
- [16] Rak-54.1300 Rakenteiden mekaniikan perusteet, luentomateriaali, kappale 2: Palkin taipuma, Aalto yliopisto, https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-54.1200/materiaali/Rak-54_1200_palkin_taipuma__kiertyma_ja_kayristyma.pdf , viitattu 2.5.2014
- [17] Rak-54.1300 Rakenteiden mekaniikan perusteet, luennot, kappale 8, Aalto yliopisto, https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-54.1300/materiaali/Rak-54_1300_k_8.pdf , viitattu 2.5.2014
- [18] Rak-54.2200 Laattarakenteiden kimmoiset menetelmät, luentomoniste, Jukka Aalto https://noppa.aalto.fi/noppa/kurssi/rak-54.2200/materiaali/luentomoniste_101.pdf viitattu 23.6.2014
- [19] Mikko Kilpeläinen, Kimmoisalla alustalla oleva pistekuorman kuormittava laatta, Rakenteiden Mekaniikka, Vol 18 No 1985, s.26-52
- [20] Tim Länsivaara, MPR-5010 Maamekaniikka, luentomoniste 2010
- [21] Tim Länsivaara, RAK-5110 Pohjarakenteet, luentomoniste 2011, luento 2
- [22] Ralf Lindberg, Olli Kerokoski, RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet, luentomoniste syksy 2010, versio 15.11.2010, Tampereen teknillinen yliopisto
- [23] Timo Leppänen, RTEK-3310 Teräsrakenteet, luentomoniste, versio 2011
- [24] M. Heinisuo, RTEK-3220 Teräsrakenteiden jatkokurssi, luentomoniste, versio 1.8.2011
- [25] Pekka Nykyri, Betonirakenteiden suunnittelu SFS-EN1992, Käyttörajatila, Luku 7, Oulun seudun ammattikorkeakoulu, TkL, 2011
- [26] Pekka Nykyri, Betonirakenteiden suunnittelu SFS-EN1992, Mitoitusperiaatteet, Taivutusmitoitus, Oulun seudun ammattikorkeakoulu, TkL, 2011
- [27] Pekka Nykyri, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja By 211, Osan 1 esittely, Palkin laskenta, Oulun seudun ammattikorkeakoulu, Betoniteollisuus ry, Elementti-suunnittelu 2013, [file:///C:/Users/nkn16/Downloads/Nykyri_BY211_Esittely_Elementti_201113%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/nkn16/Downloads/Nykyri_BY211_Esittely_Elementti_201113%20(1).pdf)
- [28] Markku Tuomaala, Rakenteiden stabiilisuusteoria TTY, luentomoniste 2013, s.89-98
- [29] Pietari Junntila, Projektipäällikkö, Civil Tampere, Pöyry Finland Oy. Keskustelu 6.2.2014
- [30] Juho Mansikkamäki, Tohtorikoulutettava, Rakennustekniikka, Tampereen teknillinen yliopisto. Keskustelu 6.2.2015

- [31] Gouw Tjie-Liong, Notes on the Application of spring constant and soil constant and soil structure interaction problem, Seminar on The Advancement & Trend in Soil Structural Engineering in The Third Millennium, March 7, 2001 Jakarta
http://indogeotek.com/wp-content/uploads/2011/07/010307-spring-constants-ssi_2001.pdf 2.1.2014
- [32] Kauko Pelsa, diplomityö ”Pistekuormien kuormittava lämpöeristetty maanvarainen teräsbetoni-laatta”, Oulun yliopisto 1984
- [33] Kari Miettinen, diplomityö ”Teollisuus- ja varastorakennusten teräsbetoniset maanvaraislattiat”, Oulun yliopisto 1987
- [34] By45/BLY7, Betonilattiat 2000, Suomen Betoniyhdistys ry, Suomen Betonitieto Oy, Gummerus kirjapaino Oy: Jyväskylä 2000, s.19-21;42-43.
- [35] Edward Tsudik, Analysis of Structures on Elastic Foundations,
<http://books.google.fi/books?id=xLFpAgAAQBAJ&pg=PA3&dq=vesic%60s+equation+modulus+of+subgrade&hl=fi&sa=X&ei=z9ToUv-FL8HsygOTp4H4CA&ved=0CDkQ6AEwAQ#v=onepage&q=vesic%60s%20equation%20modulus%20of%20subgrade&f=false> viitattu 7.12.2013
- [36] Wael N. Abd Elsamee, An Experimental Study on the Effect of Foundation Depth, Size and Shape on Subgrade Reaction of Cohesionless Soil, Scientific Research, Engineering, 2013,5, s.785-795
- [37] EN 1997-1+AC, Geotekninen suunnittelu. Osa 1. Yleiset säännöt.
- [38] EN 1992-1-1+AC, Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
- [39] EN 1993-1-8, Teräsrakenteiden suunnittelu, Osa 1-8: Liitosten mitoitus
- [40] RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeet
- [41] RIL 202-2011 Betonirakenteiden suunnitteluohje
- [42] RIL 207-2009 Geotekninen suunnittelu, Eurokoodi
- [43] RIL 212-2001 Suurpaalutusohje 2001, SPO-2001
- [44] RIL 157-I-1985 Geomekaniikka I
- [45] RIL 166-1986 Pohjarakenteet
- [46] Raimo Jääskeläinen, Geotekniikan perusteet, Tammertekniikka, Gummerus Kirjapaino Oy, 2009
- [47] Rantamäki Martti, Jääskeläinen Raimo, Tammirinne Markku, Geotekniikka 464, 2002. Otatieto Oy
- [48] Tiehallinto: Siltayksikkö. Pohjarakennusohjeet sillansuunnittelussa. Helsinki 1999
- [49] Pauli Vepsäläinen & Jonni Takala, Geocalc opas, GEOSUITE-projekti/Painumalaskenta 5.3.2004

http://docs.vianova.fi/GeoCalc/2.1.1/NPGeoCalc_Painuma_teorია_v2.1_FIN.pdf viitattu 2.1.2014

[50] Joseph E. Bowles, Foundation Analysis and Design, Fourth edition, 1988, Joseph E. Bowles

[51] Braja M. Das, Caviti Atalar, Eun Chul Shin, Developments in elastic settlement estimation procedures for shallow foundations on granular soil, 2nd International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 28-30 May 2009, Near East University, Nicosia, North Cyprus

[52] Hans-Jürgen Lang; Jochen Huder, Bodenmechanik und Grundbau, Das Verhalten von Böden und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, Vierte überarbeitete und erweiterte Auflage, 1990 s.180

[53] Karl Terzaghi; Ralph B. Peck, Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer-Verlag 1961 s.221

[54] Juho Mansikkamäki, Ratahallintakeskus, Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2009, Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä

[55] Liikenneviraston ohjeita 11/2012, s.30-31, Sillan geotekninen suunnittelu, Sillat ja muut taitorakenteet. http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2012-11_sillan_geotekninen_web.pdf viitattu 2.1.2015.

[56] Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 51; 2013, Osavarmuus- ja kokonaisvarmuuslukumenetelmän vaikutus vanhojen kriittisten ratapenkereiden laskennalliseen varmuustasoon, Juha Jaakkonen. http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2013-51_osavarmuus_ja_web.pdf

[57] Olli Kerokoski, Tommi Rantala, Arto Köliö, Antti Nurmikolu, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 37; 2013, Betoniratapölkyn rakenteellinen toiminta ja vaurioitumismekanismi, http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2013-37_betoniratapolkyn_rakenteellinen_web.pdf 7.11.2013 s.181

[58] Tiehallinto, Sivukuormitetut pilariperustukset, Suunnitteluvaiheen ohjaus, Helsinki 2001, <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/pdf/2100006-01i.pdf>, viitattu 2.1.2015

[59] Hanna Rasi-Koskinen, Vaakasuuntaiset alustaluvut paaluperusteisissa silloissa, Diplomityö, Oulun yliopisto, Elokuu 2014

[60] Minna Karstunen, Elementtimenetelmän käyttö geotekniikassa, luentomoniste, Hardening soil model, University of Strathclyde, 2013

[61] Minna Karstunen, Elementtimenetelmän käyttö geotekniikassa, luentomoniste, Basic Concepts of Plasticity and Mohr Coulomb Model, University of Strathclyde, 2013

[62] Plaxis manual <http://www.plaxis.nl/files/files/2D2011-3-Material-Models.pdf> viitattu 24.3.2014

[63] By 58, Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 –oppikirja

[64] Eero Saarinen, Rauno Soini, Seppo Tiira, Seppo Ulvinen, By202, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja, osa 1, Suomen betoniyhdistys r.y. 1982

- [65] Matti V. Leskelä, By210, Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, 2008, Suomen betoniyhdistys r.y. 2008
- [66] Pekka Nykyri, By211, Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja – osa 1, Suomen Betoniyhdistys ry, Helsinki 2013
- [67] U. Saravanan, Advanced Solid Mechanics, Chapter 11, Beam on Elastic Foundation, March 2013, <http://nptel.ac.in/courses/105106049/lecnotes/mainch11.html#x54-17800011.3>
- [68] N.S.V Kameswara Rao, Foundation design: Theory and Practice, chapter 4: Rational Design of shallow Foundations s.119-163; chapter 5: Analysis of Footings on Elastic Foundations, s.165-202, Universiti Malaysia Sabah, Malaysia, John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd 2011, ISBN: 978-0-470-82534-1
- [69] M. Hetényi, Beams on elastic foundation, scientific series, volume XVI, University of Michigan Studies 1955
- [70] Tapani Leino, Laajarunkoisten liikuntahallien rakenteellinen turvallisuus, Tutkimusraportti: Staattisesti kuormitettujen hitsausliitosten suunnittelu, versio 19.7.2006, VTT, Opetusministeriö, Ympäristöministeriö, Teräsrakenneyhdistys Ry, http://www.vtt.fi/inf/julkaisut/muut/2006/HitsLiitSuunn_19-7-2006.pdf 5.5.2014
- [71] Ville Laine, Diplomityö: Teräsrungon liitosten jouston huomioon ottaminen integroidussa suunnittelujärjestelmässä, 2008 Tampereen teknillinen yliopisto
- [72] Peikko Group, Tekninen käyttöohje: HPM JA PPM PULTIT <http://materials.crasman.fi/materials/extloader/?fid=9848&org=2&chk=64e6bf44> viitattu 13.5.2014
- [73] Del Savio AA, Nethercot DA, Vellasco PCGS, Andrade SAL, Martha LF. Generalized component-based model for beam-to-column connections including axial versus moment interaction. Journal of Constructional Steel Research 2009;65:1876-1895, <http://www.tecgraf.puc-rio.br/~lfm/papers/DelSavio-JournalConstructionalSteelResearch-2009.pdf> viitattu 14.5.2014
- [74] Wald F., Sokol Z., Base Plate in Bending and Anchor Bolts in Tension, Czech Technical University, Faculty of Civil Engineering, Jaspert J.P., Université de Liège, Institut du Génie Civil, Département MSM, [http://people.fsv.cvut.cz/www/wald/Clanky%20v%20Adobe%20\(Pdf\)/05_CB2-Tension_rew5.pdf](http://people.fsv.cvut.cz/www/wald/Clanky%20v%20Adobe%20(Pdf)/05_CB2-Tension_rew5.pdf), viitattu 21.5.2014
- [75] Sokol Z., Wald F., Experiments with T-stubs in Tension and Compression. Research Report, ČVUT, Prague 1997.
- [76] Wald F., Šimek I., Sokol Z., Seifert J., The Column-Base Stiffness Tests. in Proceedings of the Second State of the Art Workshop COST C1, ed. Wald F., Brussels 1994, pp. 281 - 292.
- [77] Warren C. Young, Richard G. Budynas, Roark's Formulas for Stress and Strain, seventh edition, McGraw-Hill, ISBN 0-07-072542-X, 2002

[78] Hitsatut profiilit, EN 1993 –käsikirja, uudistettu 3. painos, Ruukki, 2010, ISBN 987-952-5010-02-2, http://software.ruukki.com/Handbooks+and+Guides/Ruukki-Hitsatut-Profiilit-Kasikirja-2010_PDF-versio.pdf, viitattu 26.6.2014.

[79] Pohjarakenteet, Määräykset ja ohjeet 2004, Rakennusmääräyskokoelma B3.

[80] Vertailulaskelmat, Jukka Tuovila, rakennesuunnittelija, Civil Oulu, Pöyry Finland Oy.

[81] Pentti Haimakainen, diplomityö: Hiekkamaan painuminen ja kantavuus koekuor-
mitusten perusteella, Oulun yliopiston rakentamistekniikan osasto 1978.

LIITTEET

LIITE 1

Taulukossa on annettu kimmomoduulin arvoja eri maalajeille. Maalajit on jaettu osiin vielä niiden ominaisuuksien mukaisesti. Tällöin oikean arvon määrittämiseen on enemmän vaihtoehtoja ja kimmomoduuli saadaan valittua mahdollisimman tarkasti.

Taulukko L1-1 Maan kimmomoduulin arvoja [50 s.99]

Savi	E_s [Mpa]
Erittäin pehmeä	2-15
Pehmeä	5-25
Keskitiivis	15-50
Kova	50-100
Hiekkainen	25-250
Moreeni	
Löyhä	10-150
Tiivis	150-720
Erittäin tiivis	500-1440
Hiekka	
Silttinen	5-20
Löyhä	10-25
Tiivis	50-81
Hiekka ja sora	
Löyhä	50-150
Tiivis	100-200
Siltti	2-20

LIITE 2

Taulukossa L2-T1 on esitetty alustalukujen arvoja maalajeilla niiden kitkakulman perusteella. Siinä esitetään alustaluvut vaihteluväleinä pyöreälle, neliönmuotoiselle ja suorakulmion muotoiselle kappaleelle perustamissyvyydellä 0,00B. Koekappaleet ovat:

- pyöreä, Ø305mm
- neliö, 305x305mm ja
- suorakulmio, 238x307mm.

Taulukko L2-T1 Alustalukujen arvoja eri kitkakulman arvoilla perustamissyvyydellä 0,00B. [35 s.790]

Relative density	“ k_s ” [MN/m ³]		
	k_s circular plates	k_s square plates	k_s rectangular plates
Loose ($\phi < 30^\circ$)	1 - 6	2 - 7	2 - 8
Medium ($\phi = 30^\circ - 36^\circ$)	5 - 9	6 - 9	6 - 10
Dense ($\phi = 36^\circ - 42^\circ$)	9 - 13	9 - 14	10 - 16

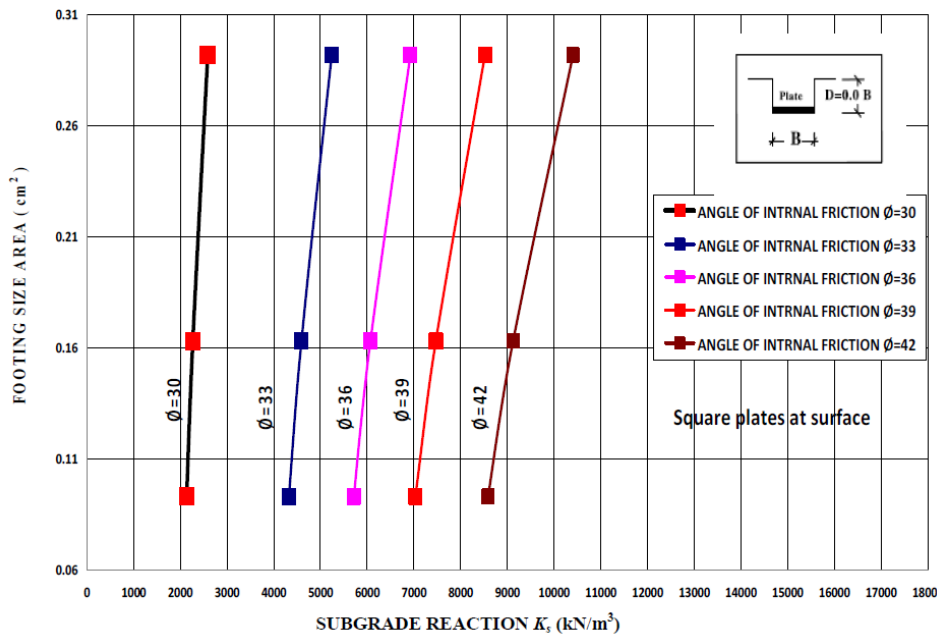
Taulukosta L2-T1 voidaan havaita, että alustaluvun vaihteluväli on melko laaja kyseisellä jaottelutavalla.

Taulukko L2-T2 Alustalukujen arvoja [35 s.790]

Table 4. Values of k_s (kN/m^3) of cohesionless soil using plate load test diameter 305 mm, square 305 * 305 mm (1 * 1) ft and rectangular 238 * 307 mm (equivalent area for 305 mm diameter).

Angle of internal friction (ϕ)	Depth of footing	k_s circular plate 305 mm diameter	k_s square plate 305 * 305 mm	k_s rectangular plate 238 * 307 mm
		kN/m^3	kN/m^3	kN/m^3
30°	0.00 B	1994.90	2134.54	2347.99
	0.25 B	3488.72	3732.93	4106.23
	0.50 B	4175.61	4467.90	4914.69
	0.75 B	5912.66	6326.55	6959.20
	1.00 B	6535.87	6993.38	7692.72
33°	0.00 B	4040.95	4323.81	4756.19
	0.25 B	5247.70	5615.04	6176.54
	0.50 B	6263.41	6701.85	7372.04
	0.75 B	7683.12	8220.94	9043.03
	1.00 B	8210.29	8785.01	9663.51
36°	0.00 B	5339.56	5713.33	6284.66
	0.25 B	7320.89	7833.35	8616.68
	0.50 B	7933.66	8489.01	9337.92
	0.75 B	8642.47	9247.44	10172.19
	1.00 B	9186.34	9829.39	10812.32
39°	0.00 B	6573.45	7033.60	7736.95
	0.25 B	9071.51	9706.52	10677.17
	0.50 B	9155.02	9795.88	10775.46
	0.75 B	10230.24	10946.36	12041.00
	1.00 B	10420.23	11149.65	12264.62
42°	0.00 B	8027.61	8589.54	9448.50
	0.25 B	9637.31	10311.92	11343.11
	0.50 B	9898.28	10591.16	11650.28
	0.75 B	11399.41	12197.37	13417.11
	1.00 B	13447.55	14388.88	15827.77

Where: B = diameter of circular plate, width of square plate or smallest dimension of rectangular plate.



Kuva L2-K1 Maan kitkakulman vaikutus alustaluvun suuruuteen. [35 s.792]

Liite 3

Konsolidaatiokerroin HienoHiekka

$$k_w := 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

vedenläpäisevyys maakerroksessa,
voidaan valita alla olevasta taulukosta

Maalaji	Vedenjohtavuus [m/s]
Sora	10^{-1} - 10^{-3}
Karkea hiekka	10^{-2} - 10^{-4}
hiekk	10^{-3} - 10^{-5}
karkea hieta	10^{-4} - 10^{-6}
hieno hieta	10^{-5} - 10^{-7}
hiesu	10^{-7} - 10^{-9}
savi	$<10^{-9}$

lähde: Maa- ja pohjavesihydrologia, Jussi U. Airaksinen, Oulu 1978

$$\gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

veden tilavuuspaino

$$n := 0.30$$

maa-aineksen huokoisuus

Maa-aineksen huokoisuus riippuu raekoosta, maalajin tiivistyneisyydestä, maarakeiden muodosta ja järjestyneisyydestä sekä lajittuneisuudesta ja suhteistuneisuudesta (lajittuneisuus parantaa huokoisuutta)

Tyypillisiä huokoisuuksia

-mineraalimaalajit 30-60%:

*moreeni max 17%

*tasarakeinen hiekka 25-50%

*etenkin savilla huokoisuus pienenee alaspäin mentäessä

-turpeet jopa yli 90%

-kallioperä 0,1-0,5%

kalkkikivi 0-20%

lähde: Maanalaiset vedet - pohjavesigeologian perusteet, Korkka-Niemi Kirsti, Salonen Veli-Pekka, Turun yliopiston täydennyskoulutuskeskus 1996, ISBN 951-29-0825-5 s.28-29

Maalaji	Tilavuusprosentti
(Pinta)maa	50-60
Savi	45-55
Siltti	40-50
Keski-karkeahiekka, seos	35-40
Tasalaatuinen hiekka	30-40
Hieno-keskihiekka, seos	30-35
Sora	30-40
Sora ja hiekka	20-35
Hiekkakivi	10-20
Liuske	1-10
Kalkkikivi	1-10

Lähde: Pohjavesi ja pohjaveden ympäristö, Mälkki Esko, Esko Mälkki ja Kirjayhtymä Oy 1999, ISBN 951-26-4515-7, s.25

$$\gamma_d := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Maalaji	Tilavuuspaino kN/m ³
Hieno hiekka	16
Hiekka	17
Sora	18
Tiivis sora	19

$$\gamma_{\text{sat}} := \gamma_d + n \cdot \gamma_w = 19 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$m_{\text{moduuli}} := 70$$

moduuliluku

$$\beta := 0.5$$

jännityseksponentti

Maalaji	Moduuliluku	Jännityseksponentti
Hieno hiekka	70	0.5
Hiekka	200	0.5
Sora	700	0.5
Tiivis sora	1200	0.5

Tarkastellaan jännitystä tasossa

$$\sigma' := 27 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tehokas jännitys
(tilavuuspaino*kerroksen paksuus)

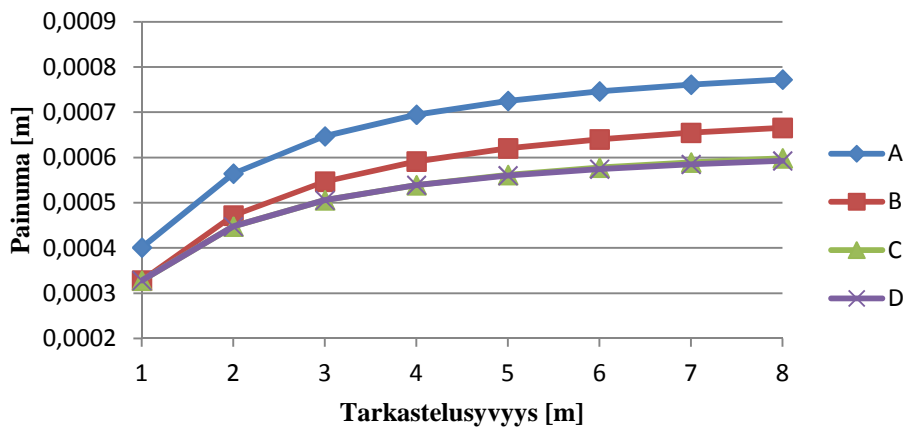
$$M := m_{\text{moduuli}} \cdot 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{\sigma'}{100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} \right)^{1-\beta} = 3637 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Kokoonpuristuvuusmoduuli
(normaalikonsolidoitunut maa)

$$C_v := \frac{M \cdot k_w}{\gamma_w} = 114782 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{yr}}$$

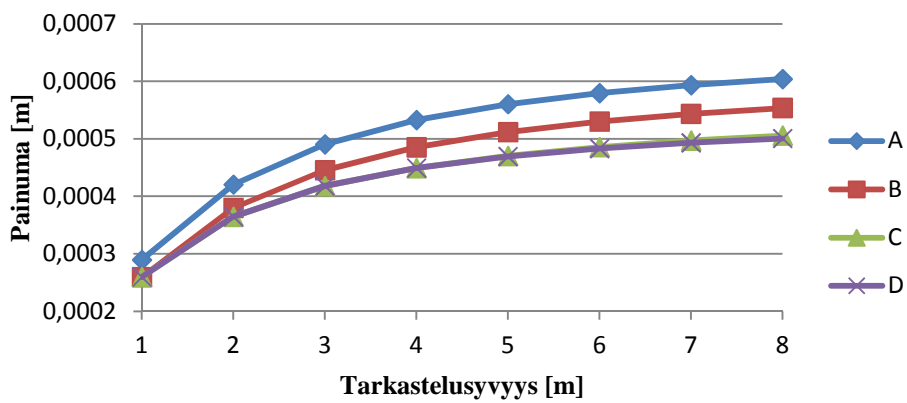
LIITE 5

Tiivis sora, perustamissyvyys 0,0m



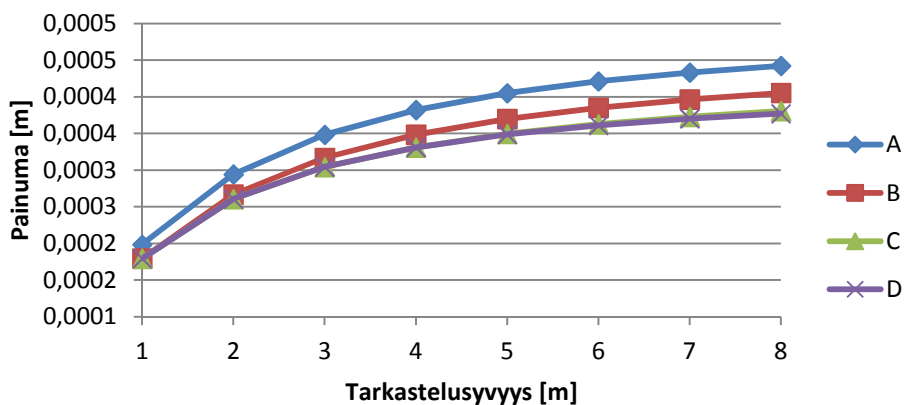
a)

Tiivis sora, perustamissyvyys 0,5m



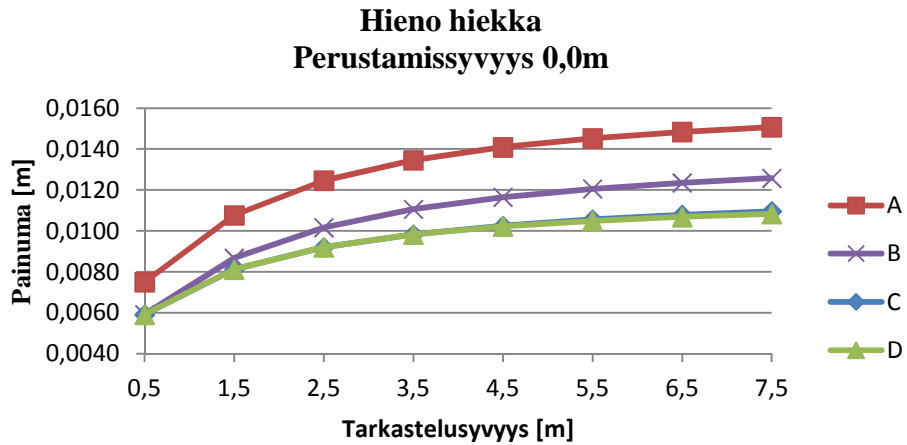
b)

Tiivis sora, perustamissyvyys 1,5m

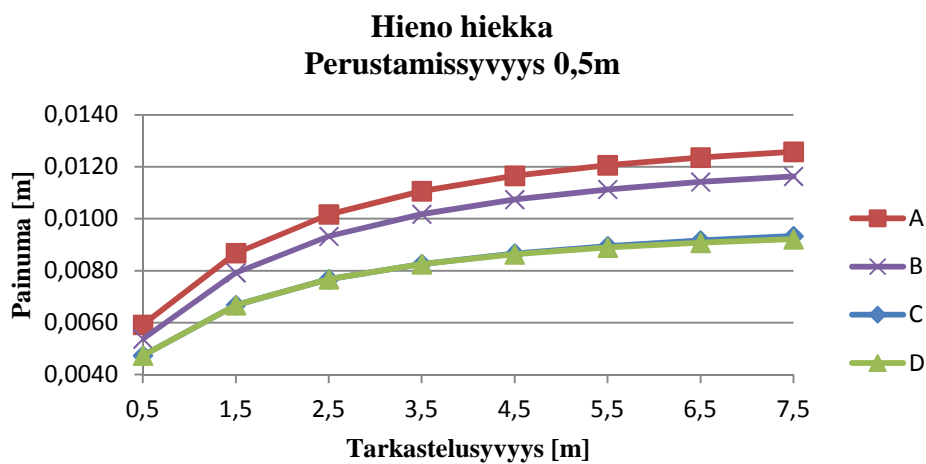


c)

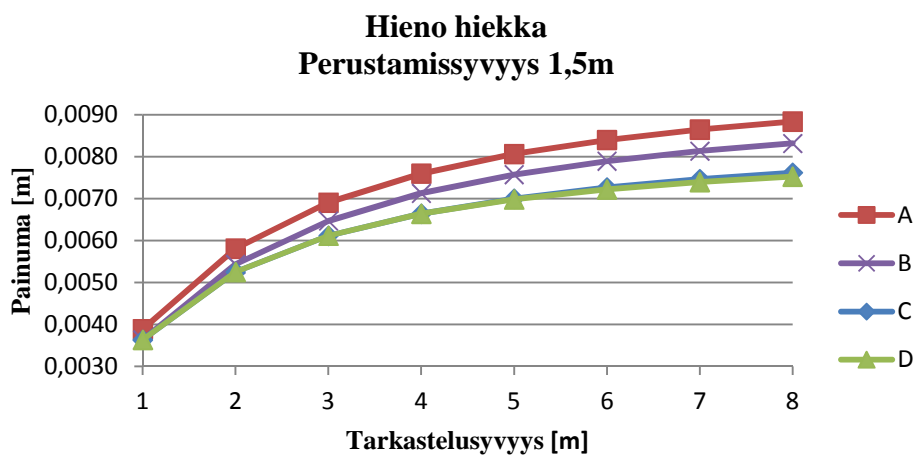
Kuva L5-K1 Painuman kehittyminen perustamissyvyydellä 0,0m (a), 0,5m (b) ja 1,5m (c) tiiviin soran tapauksessa eri tarkastelussyvyyksillä pohjavedenpinnan ollessa A=0m, B=1m, C=4m ja D=8m anturan alapinnan tasosta. Kuormitus 100kN



a)

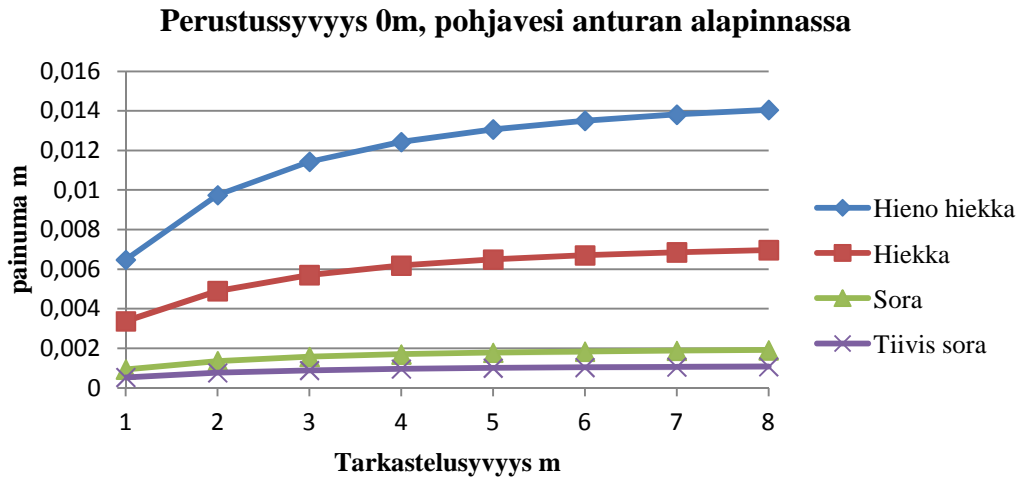


b)

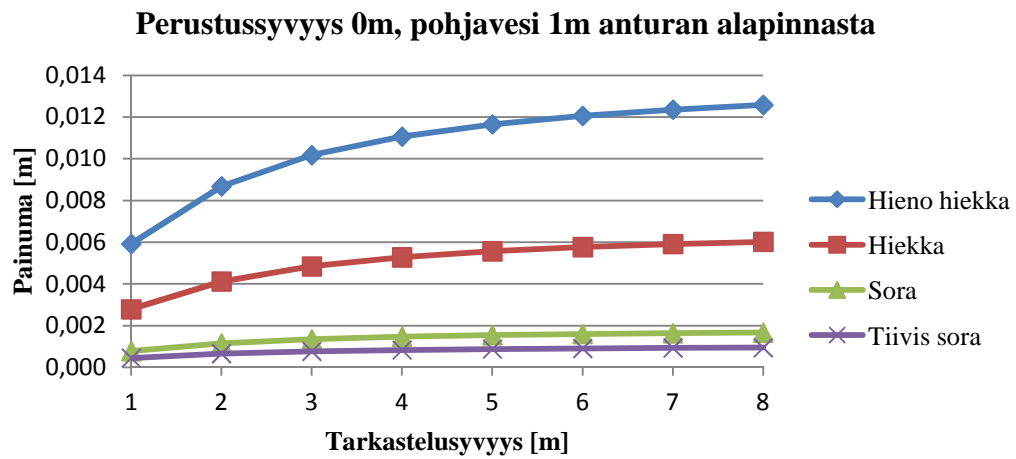


c)

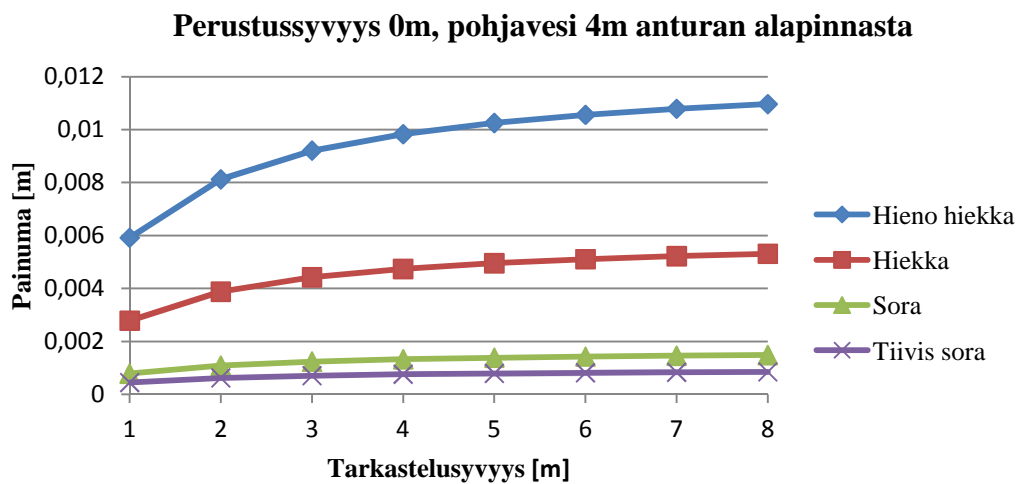
Kuva L5-K2 Painuman kehittyminen perustamissyvyydellä 0,0m (a), 0,5m (b) ja 1,5m (c) hienon hiekan tapauksessa eri tarkastelusyvyyksillä pohjavedenpinnan ollessa A=0m, B=1m, C=4m ja D=8m anturan alapinnan tasosta.



a)



b)



c)

Kuva L5-K3 Pohjaveden pinnan sijainnin 0m (a), 1m (b) ja 4m (c) vaikutus painumiin eri tarkastelussyvyyksillä. Kuormitus 100kN

LIITE 6

PERUSTUKSEN TAIPUMAN MITOITUS

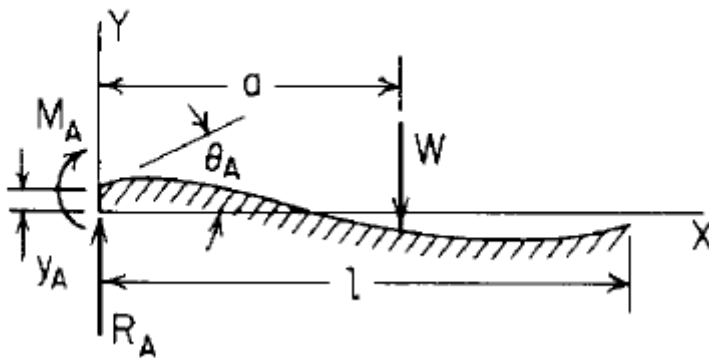
(Palkki winkler-alustalla)

Roark's Formulas for Stress and Strain,

Warren C. Young, Richard G. Budynas

Pelkkä pistekuorma, s. 213, Roark's Formulas for Stress and Strain

1. Concentrated intermediate load



$$L := 2000 \text{ mm}$$

Palkin pituus

$$b_o := 450 \text{ mm}$$

Palkin leveys

$$h := 300 \text{ mm}$$

Palkin korkeus

$$a := 0.5 \cdot L = 1000 \cdot \text{mm}$$

Pistekuorman sijainti

$$W := 50 \text{ kN}$$

Pistekuorman suuruus

$$k_o := 100000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{1}{b_o} = 222222.222 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Alustaluku

$$E := 31 \text{ GPa}$$

Palkin kimmomoduuli

$$I := \frac{1}{12} \cdot b_o \cdot h^3$$

Palkin neliömomentti

$$\beta := \left(\frac{b_o \cdot k_o}{4 \cdot E \cdot I} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.945 \frac{1}{\text{m}}$$

Muuttuja

$$\beta \cdot L = 1.889$$

$$\beta \cdot L < 6 = 1$$

Kaaoja voidaan käyttää kun ehto toteutuu, muutoin katko taulukko 8.6 Roarkin taulukot

Apufunktio

$$F_1(x) := \cosh(\beta \cdot x) \cdot \cos(\beta \cdot x)$$

$$F_2(x) := \cosh(\beta \cdot x) \cdot \sin(\beta \cdot x) + \sinh(\beta \cdot x) \cdot \cos(\beta \cdot x)$$

$$F_3(x) := \sinh(\beta \cdot x) \cdot \sin(\beta \cdot x)$$

$$F_4(x) := \cosh(\beta \cdot x) \cdot \sin(\beta \cdot x) - \sinh(\beta \cdot x) \cdot \cos(\beta \cdot x)$$

$$F_{a1}(x) := \begin{cases} 1 & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \cdot \cosh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \cos \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a2.1}(x) := \cosh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \sin \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a2.2}(x) := \sinh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \cos \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a2}(x) := F_{a2.1}(x) + F_{a2.2}(x)$$

$$F_{a3}(x) := \sinh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \sin \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a4.1}(x) := \cosh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \sin \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a4.2}(x) := \sinh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \cos \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a4}(x) := F_{a4.1}(x) - F_{a4.2}(x)$$

$$F_{a5}(x) := \begin{cases} 1 & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} - F_{a1}(x)$$

Apuvakiot

$$C_2 := \cosh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L) + \sinh(\beta \cdot L) \cdot \cos(\beta \cdot L)$$

$$C_3 := \sinh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L)$$

$$C_4 := \cosh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L) - \sinh(\beta \cdot L) \cdot \cos(\beta \cdot L)$$

$$C_{a1} := \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{a2} := \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \sin[\beta \cdot (L - a)] + \sinh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{a3} := \sinh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \sin[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{a4} := \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \sin[\beta \cdot (L - a)] - \sinh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{11} := \sinh(\beta \cdot L)^2 - \sin(\beta \cdot L)^2$$

Molemmat palkin päät vapaita

Taulukko 8.5, s. 214, Roark's Formulas for Stress and Strain

$$R_A := 0$$

$$M_A := 0$$

$$\theta_A := \frac{W}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot \frac{C_2 \cdot C_{a2} - 2 \cdot C_3 \cdot C_{a1}}{C_{11}}$$

$$y_A := \frac{W}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot \frac{C_4 \cdot C_{a1} - C_3 \cdot C_{a2}}{C_{11}}$$

$$V_F(x) := R_A \cdot F_1(x) - y_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3 \cdot F_2(x) - \theta_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2 \cdot F_3(x) - M_A \cdot \beta \cdot F_4(x) - W \cdot F_{a1}(x)$$

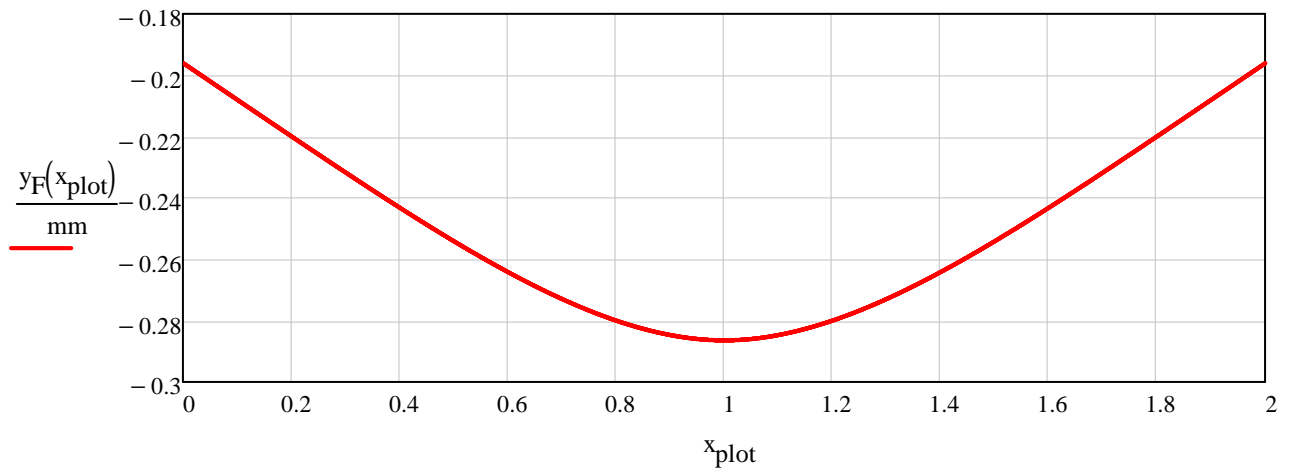
$$M_F(x) := M_A \cdot F_1(x) + \frac{R_A}{2 \cdot \beta} \cdot F_2(x) - y_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2 \cdot F_3(x) - \theta_A \cdot E \cdot I \cdot \beta \cdot F_4(x) - \frac{W}{2 \cdot \beta} \cdot F_{a2}(x)$$

$$\theta_F(x) := \theta_A \cdot F_1(x) + \frac{M_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta} \cdot F_2(x) + \frac{R_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta} \cdot F_3(x) - y_A \cdot \beta \cdot F_4(x) - \frac{W}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot F_{a3}(x)$$

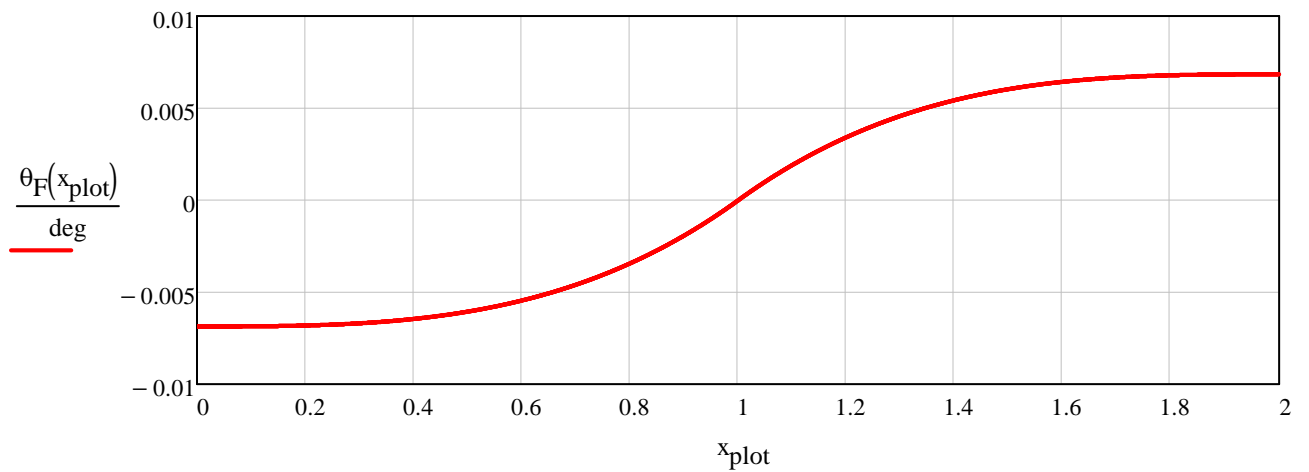
$$y_F(x) := y_A \cdot F_1(x) + \frac{\theta_A}{2 \cdot \beta} \cdot F_2(x) + \frac{M_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot F_3(x) + \frac{R_A}{4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot F_4(x) - \frac{W}{4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot F_{a4}(x)$$

$$x_{\text{plot}} := 0, 0.5 \text{mm} \dots L$$

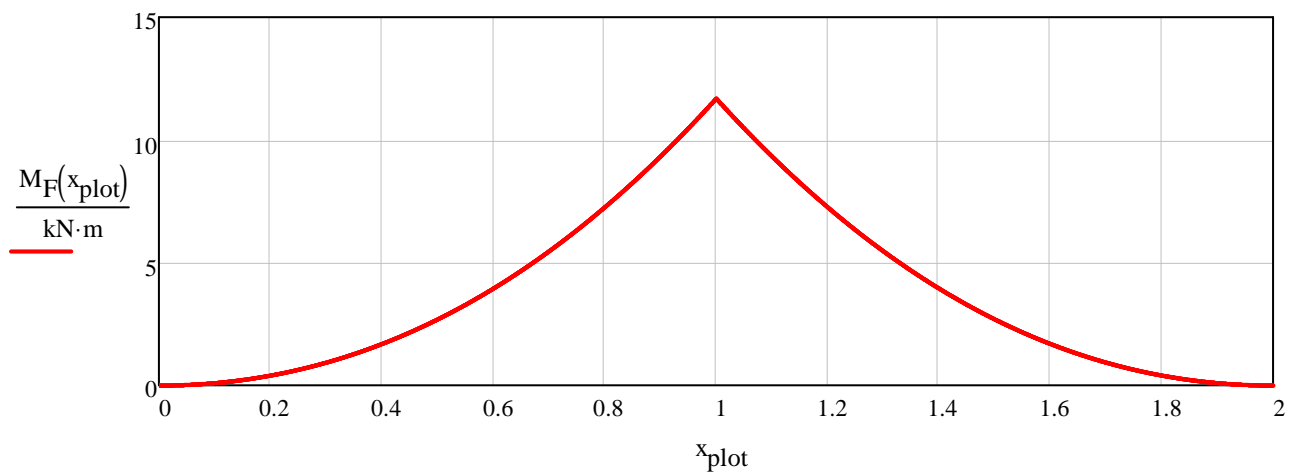
Palkin taipuma pistemäisestä voimasta



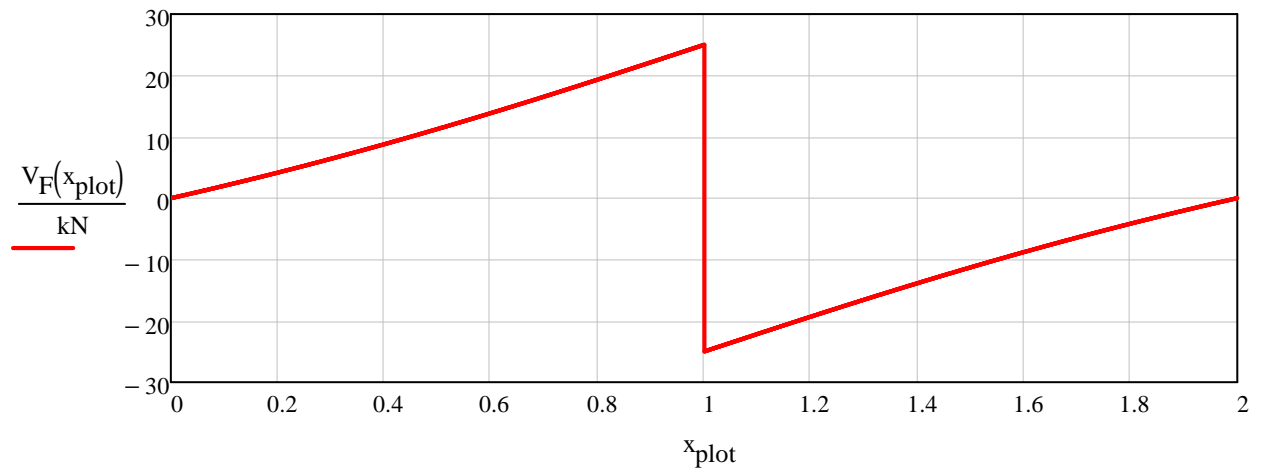
Palkin kiertymä pistevoimasta



Palkin taivutusmomentti pistevoimasta

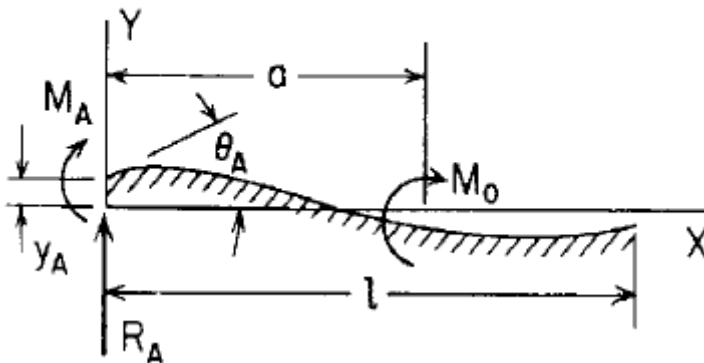


Palkin leikkausvoima pistevoimasta



Pelkkä momentti, s. 214, Roark's Formulas for Stress and Strain

4. Concentrated intermediate moment



Pistemomentin suuruus $M_0 := 50 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Pistemomentin etäisyys $a = 1000 \cdot \text{mm}$

Oletus että momentti vaikuttaa palkin puolivälissä

Molemmat palkin päät vapaita, palkin keskellä pistemomentti

Taulukko 8.5, s. 214, Roark's Formulas for Stress and Strain

$$R_A := 0$$

$$M_A := 0$$

$$\theta_A := \frac{-M_0 \cdot C_3 \cdot C_{a4} + C_2 \cdot C_{a1}}{E \cdot I \cdot \beta \cdot C_{11}}$$

$$y_A := \frac{M_0}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot \frac{2 \cdot C_3 \cdot C_{a1} + C_4 \cdot C_{a4}}{C_{11}}$$

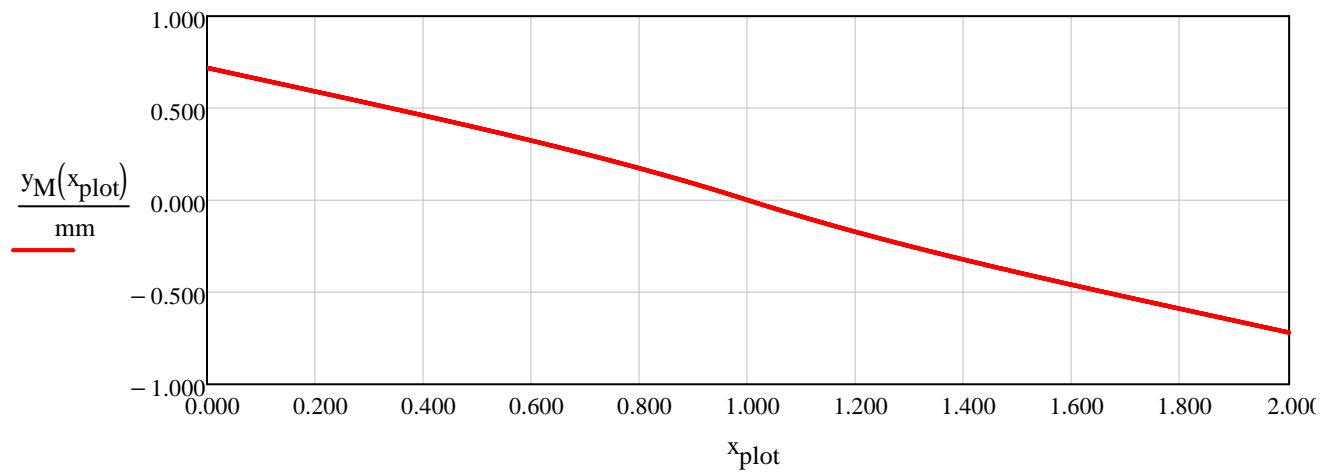
$$V_M(x) := R_A \cdot F_1(x) - y_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3 \cdot F_2(x) - \theta_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2 \cdot F_3(x) - M_A \cdot \beta \cdot F_4(x) - M_O \cdot \beta \cdot F_{a4}(x)$$

$$M_M(x) := M_A \cdot F_1(x) + \frac{R_A}{2 \cdot \beta} \cdot F_2(x) - y_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2 \cdot F_3(x) - \theta_A \cdot E \cdot I \cdot \beta \cdot F_4(x) + M_O \cdot F_{a1}(x)$$

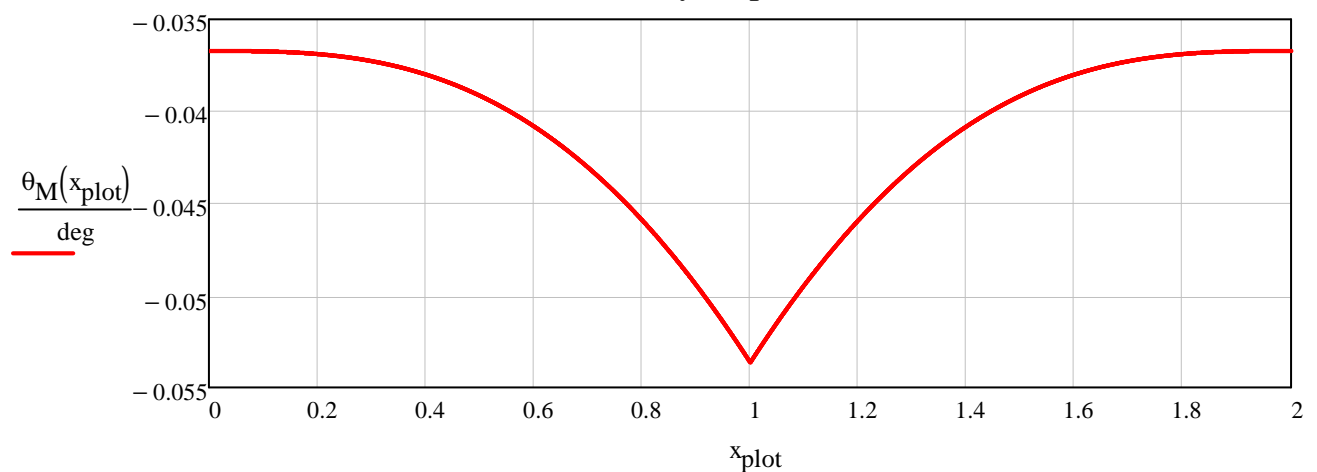
$$\theta_M(x) := \theta_A \cdot F_1(x) + \frac{M_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta} \cdot F_2(x) + \frac{R_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot F_3(x) - y_A \cdot \beta \cdot F_4(x) + \frac{M_O}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta} \cdot F_{a2}(x)$$

$$y_M(x) := y_A \cdot F_1(x) + \frac{\theta_A}{2 \cdot \beta} \cdot F_2(x) + \frac{M_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot F_3(x) + \frac{R_A}{4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot F_4(x) + \frac{M_O}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot F_{a3}(x)$$

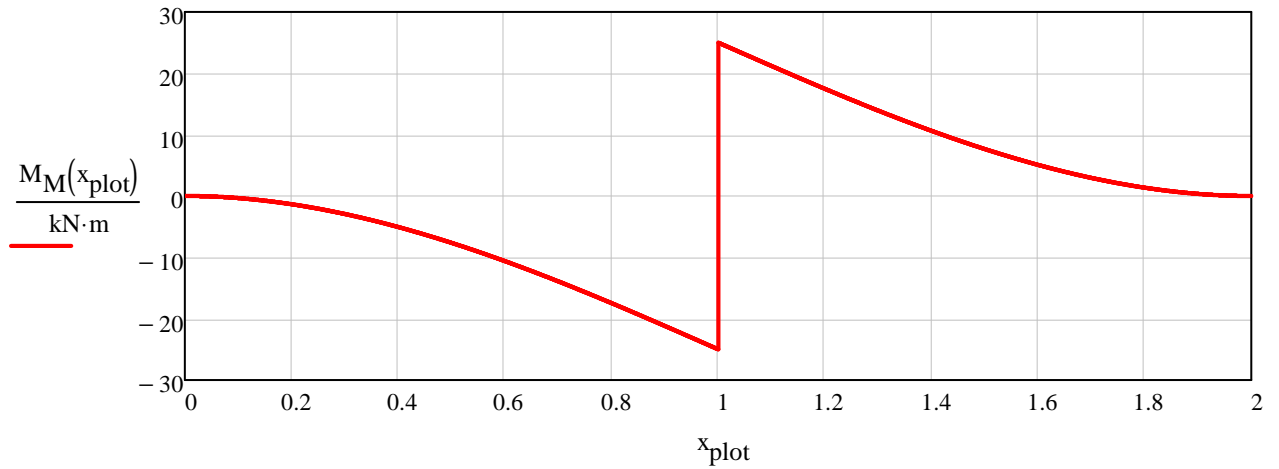
Palkin taipuma pistemomentista



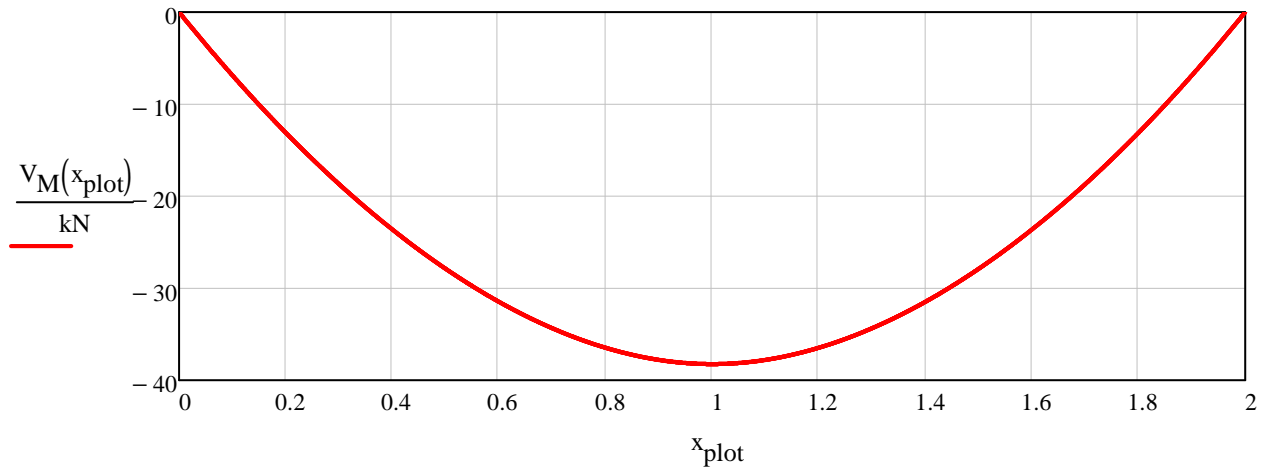
Palkin kiertymä pistemomentista



Palkin taivutusmomentti pistemomentista



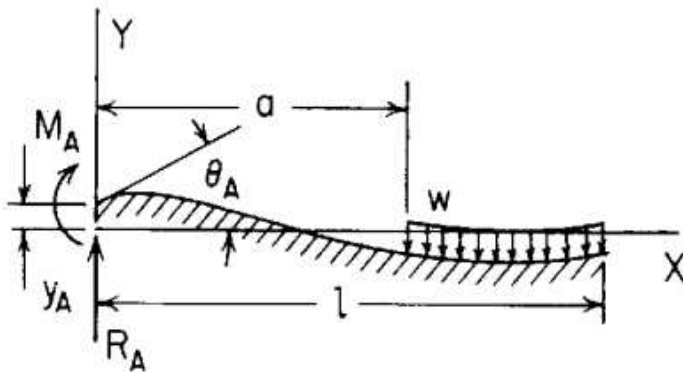
Palkin leikkausvoima pistemomentista



Molemmat palkin päät vapaita, omasta painosta aiheutuva viivakuorma

Taulukko 8.5, s. 215, Roark's Formulas for Stress and Strain

2. Partial uniformly distributed load



$$w := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot h \cdot m = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Viivakuorman suuruus, (metrin kaista)

$$a := 0\text{mm}$$

Viivakuorma koko laatan alalla

Apufunktiot

$$F_{1,1}(x) := \cosh(\beta \cdot x) \cdot \cos(\beta \cdot x)$$

$$F_{2,1}(x) := \cosh(\beta \cdot x) \cdot \sin(\beta \cdot x) + \sinh(\beta \cdot x) \cdot \cos(\beta \cdot x)$$

$$F_{2,2}(x) := \sinh(\beta \cdot x) \cdot \sin(\beta \cdot x)$$

$$F_{4,1}(x) := \cosh(\beta \cdot x) \cdot \sin(\beta \cdot x) - \sinh(\beta \cdot x) \cdot \cos(\beta \cdot x)$$

$$F_{a,1}(x) := \begin{cases} 1 & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \cdot \cosh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \cos \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a,2,1}(x) := \cosh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \sin \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a,2,2}(x) := \sinh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \cos \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a,2}(x) := F_{a,2,1}(x) + F_{a,2,2}(x)$$

$$F_{a,3}(x) := \sinh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \sin \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a,4,1}(x) := \cosh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \sin \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a,4,2}(x) := \sinh \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right] \cdot \cos \left[\beta \cdot \begin{cases} (x - a) & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \right]$$

$$F_{a,4}(x) := F_{a,4,1}(x) - F_{a,4,2}(x)$$

$$F_{a,5}(x) := \begin{cases} 1 & \text{if } x - a > 0 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} - F_{a,1}(x)$$

Apuvakiot

$$C_{21} := \cosh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L) + \sinh(\beta \cdot L) \cdot \cos(\beta \cdot L)$$

$$C_{22} := \sinh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L)$$

$$C_{41} := \cosh(\beta \cdot L) \cdot \sin(\beta \cdot L) - \sinh(\beta \cdot L) \cdot \cos(\beta \cdot L)$$

$$C_{11a} := \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{22a} := \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \sin[\beta \cdot (L - a)] + \sinh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{23a} := \sinh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \sin[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{44a} := \cosh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \sin[\beta \cdot (L - a)] - \sinh[\beta \cdot (L - a)] \cdot \cos[\beta \cdot (L - a)]$$

$$C_{11L} := \sinh(\beta \cdot L)^2 - \sin(\beta \cdot L)^2$$

$$R_A := 0$$

$$M_A := 0$$

$$\theta_A := \frac{w}{2E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot \frac{C_2 \cdot C_{a3} - C_3 \cdot C_{a2}}{C_{11}}$$

$$y_A := \frac{w}{4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^4} \cdot \frac{C_4 \cdot C_{a2} - 2C_3 \cdot C_{a3}}{C_{11}}$$

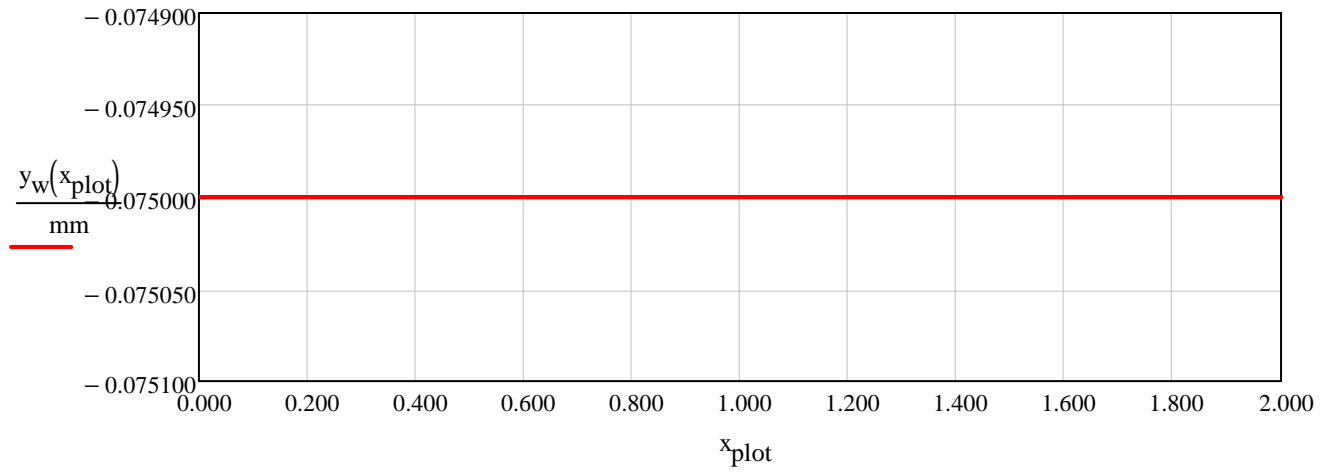
$$V_w(x) := R_A \cdot F_1(x) - y_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3 \cdot F_2(x) - \theta_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2 \cdot F_3(x) - M_A \cdot \beta \cdot F_4(x) - \frac{w}{2 \cdot \beta} \cdot F_{a2}(x)$$

$$M_w(x) := M_A \cdot F_1(x) + \frac{R_A}{2 \cdot \beta} \cdot F_2(x) - y_A \cdot 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2 \cdot F_3(x) - \theta_A \cdot E \cdot I \cdot \beta \cdot F_4(x) - \frac{w}{2 \cdot \beta^2} \cdot F_{a3}(x)$$

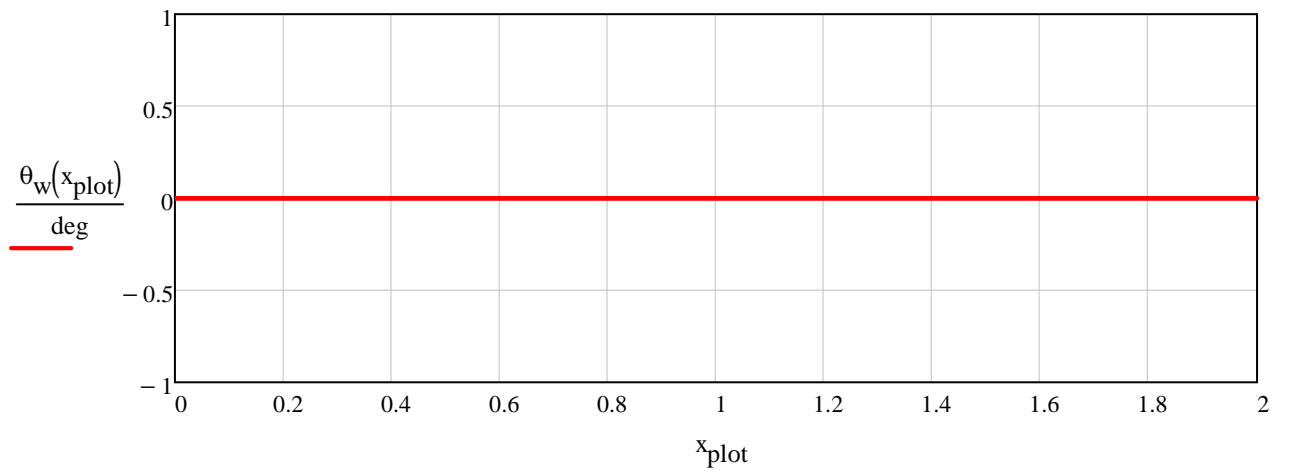
$$\theta_w(x) := \theta_A \cdot F_1(x) + \frac{M_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta} \cdot F_2(x) + \frac{R_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot F_3(x) - y_A \cdot \beta \cdot F_4(x) - \frac{w}{4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot F_{a4}(x)$$

$$y_w(x) := y_A \cdot F_1(x) + \frac{\theta_A}{2 \cdot \beta} \cdot F_2(x) + \frac{M_A}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^2} \cdot F_3(x) + \frac{R_A}{4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot F_4(x) - \frac{w}{4 \cdot E \cdot I \cdot \beta^4} \cdot F_{a5}(x)$$

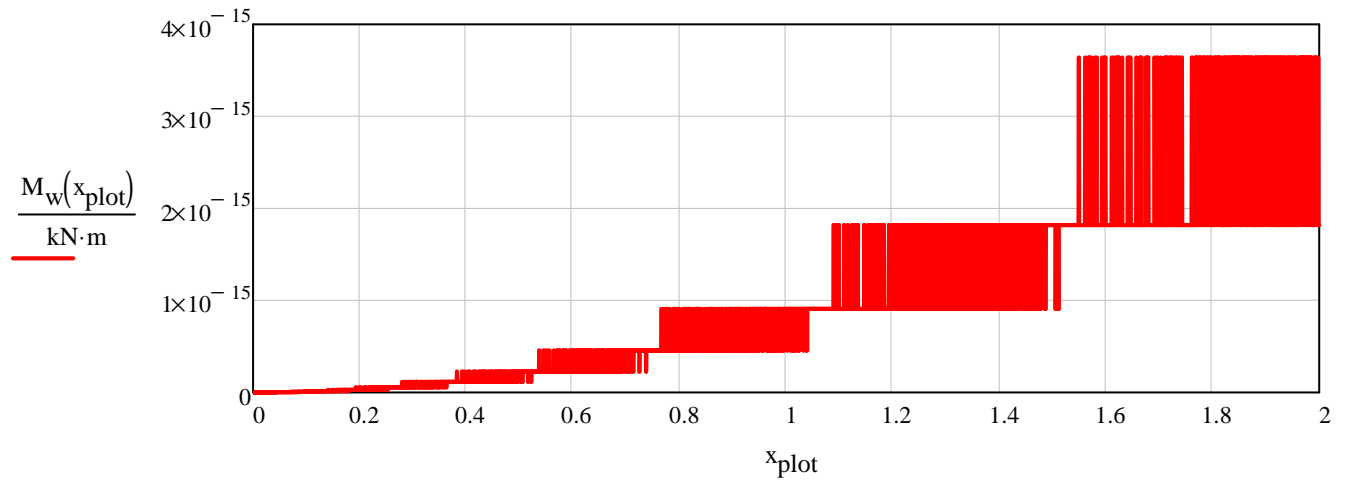
Palkin taipuma tasainen kuorma



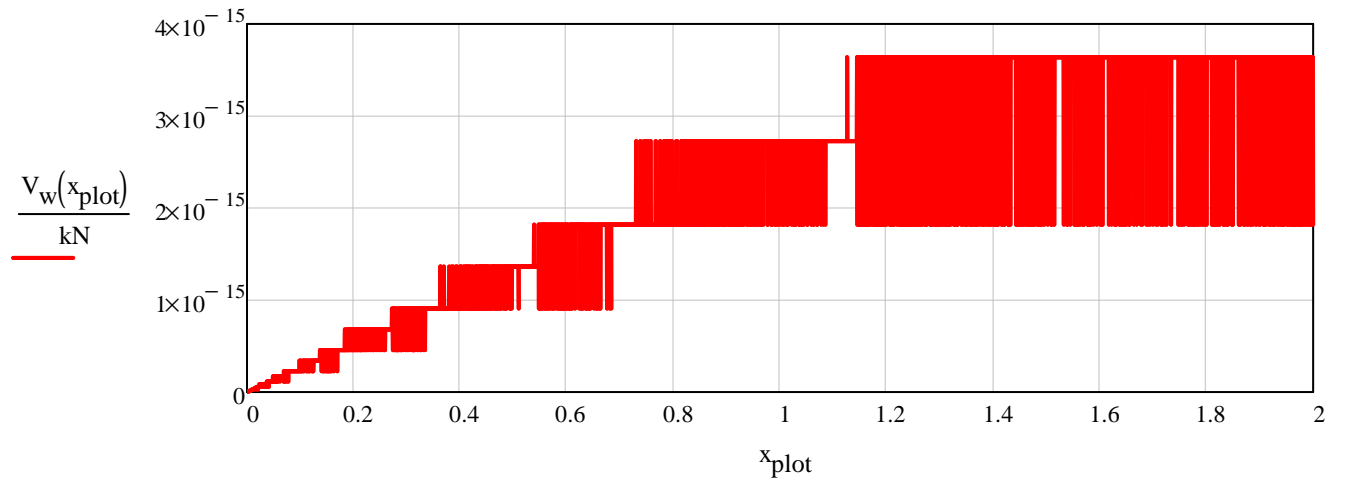
Palkin kiertymä tasainen kuorma



Palkin taivutusmomentti tasainen kuorma



Palkin leikkausvoima tasainen kuorma



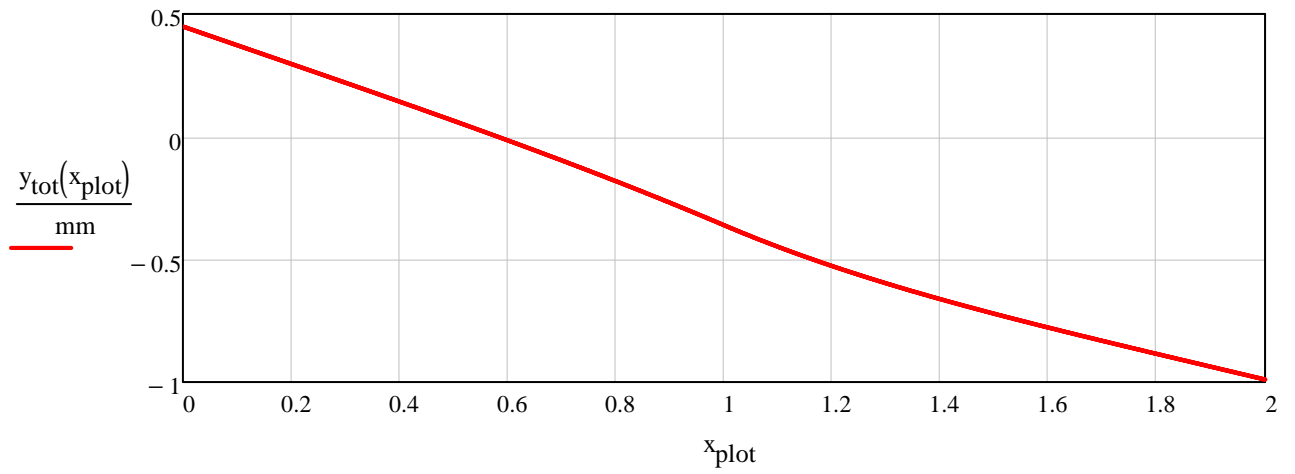
$$y_{\text{tot}}(x) := y_{\text{F}}(x) + y_{\text{M}}(x) + y_{\text{w}}(x)$$

$$\theta_{\text{tot}}(x) := \theta_{\text{F}}(x) + \theta_{\text{M}}(x) + \theta_{\text{w}}(x)$$

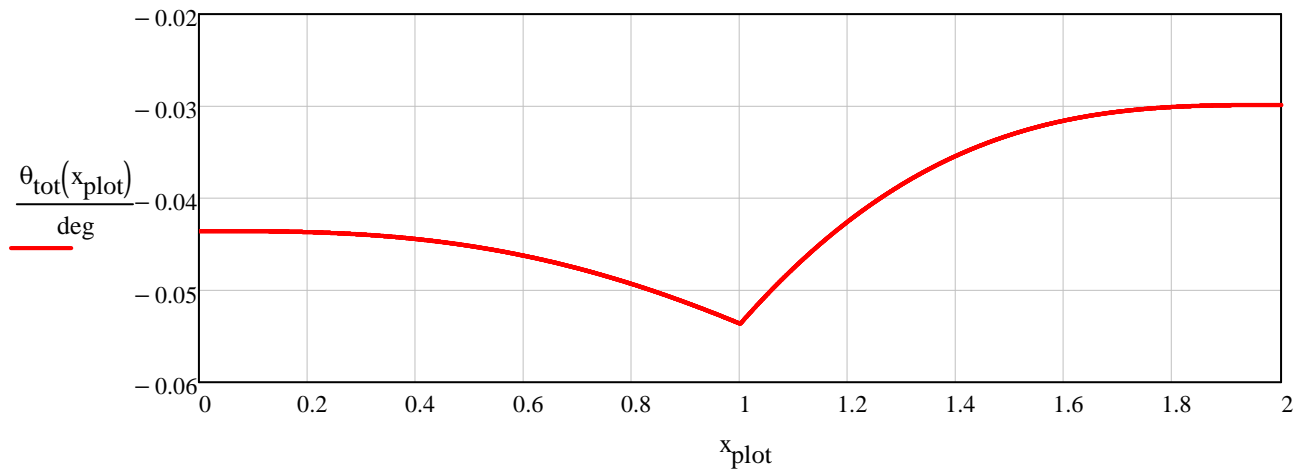
$$M_{\text{tot}}(x) := M_{\text{F}}(x) + M_{\text{M}}(x) + M_{\text{w}}(x)$$

$$V_{\text{tot}}(x) := V_{\text{F}}(x) + V_{\text{M}}(x) + V_{\text{w}}(x)$$

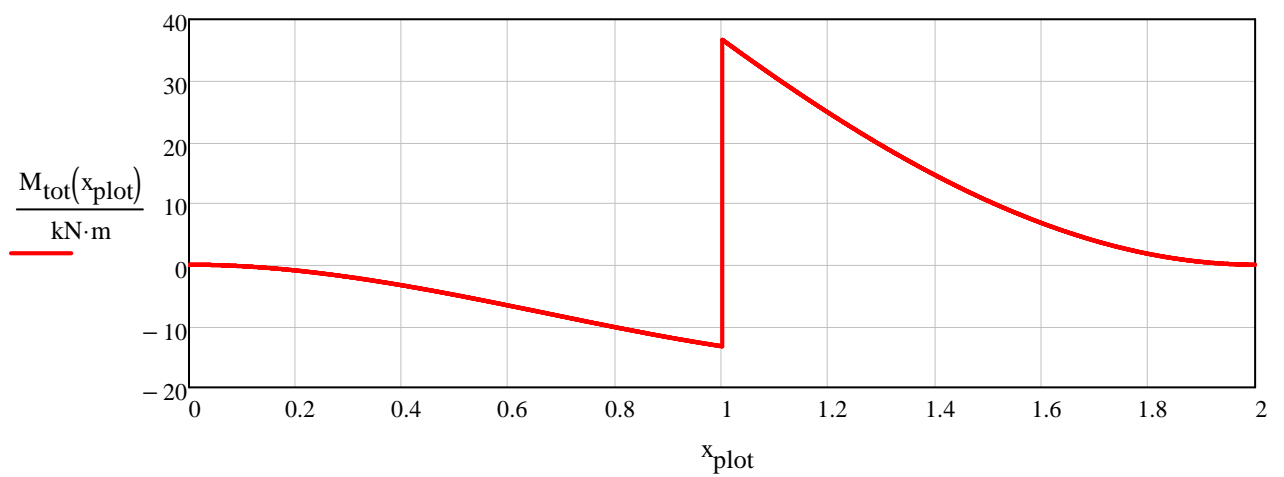
Palkin taipuma F+M+G



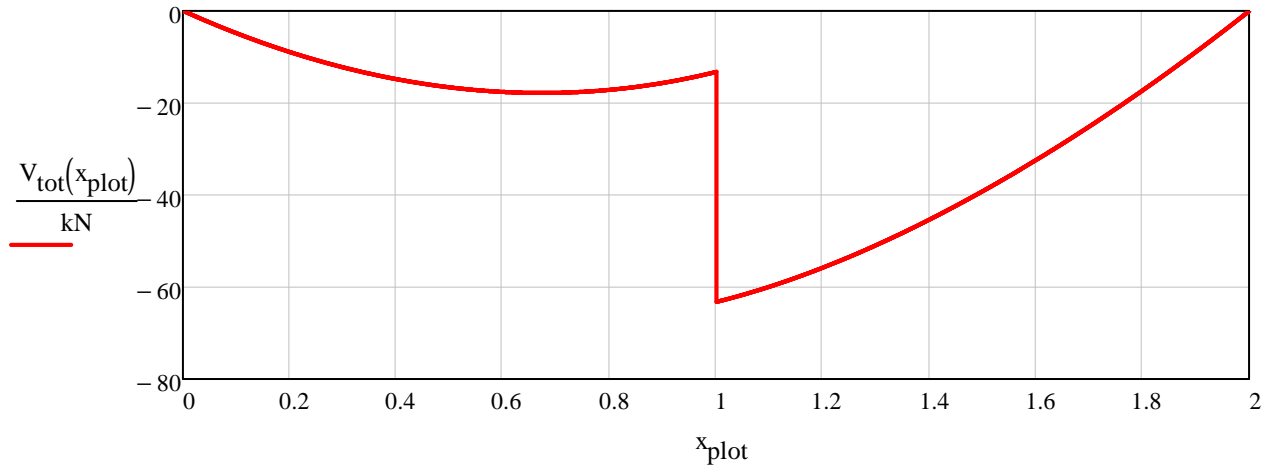
Palkin kiertymä F+M+G



Palkin taivutusmomentti F+M+G



Palkin leikkausvoima F+M



LIITE 7

Työssä käytettyjen peruspulttien tietoja lähteestä [66].

Taulukko 1. HPM pulttien mitat [mm], painot [kg], värimerkinnät ja kierteen jännityspinta-ala [mm²]

	M	A	kierteen jännityspinta-ala	harjateräs Ø	aluslevy Ø	HPM P		HPM L		väri
						L	paino	L	paino	
HPM 16	16	140	157	16	ø 38-6	810	1.7	280	0.9	keltainen
HPM 20	20	140	245	20	ø 46-6	1000	2.9	350	1.4	sininen
HPM 24	24	170	352	25	ø 56-6	1160	4.9	430	2.2	harmaa
HPM 30	30	190	561	32	ø 65-8	1420	9.8	500	4.1	vihreä
HPM 39	39	200	976	40	ø 90-10	2000	21.8	700	9.2	oranssi

HPM P

HPM L

Kuva L9-K1 HPM pulttien tietoja [66 s.6].

	M	A	kierteen jännityspinta-ala	harjateräs Ø	aluslevy Ø	PPM P		PPM L		väri
						L	paino	L	paino	
PPM 22	22	160	303	2ø20	ø 56-6	1190	6.2	510	2.9	vaal. sin.
PPM 27	27	170	459	2ø25	ø 65-8	1415	11.5	650	5.7	musta
PPM 30	30	190	561	2ø25	ø 65-8	1705	14.1	670	6.2	-
PPM 36	36	190	817	4ø20	ø 80-8	1450	16.0	740	9.4	punainen
PPM 39	39	190	976	3ø25	ø 90-10	1815	23.5	880	12.7	ruskea
PPM 45	45	220	1306	4ø25	ø 100-10	1825	31.4	980	18.6	violetti
PPM 52	52	250	1758	4ø32	ø 100-12	1930	52.1	1140	32.6	valkoinen
PPM 60	60	310	2362	4ø32	ø 115-15	2490	71.0	1330	42.0	-

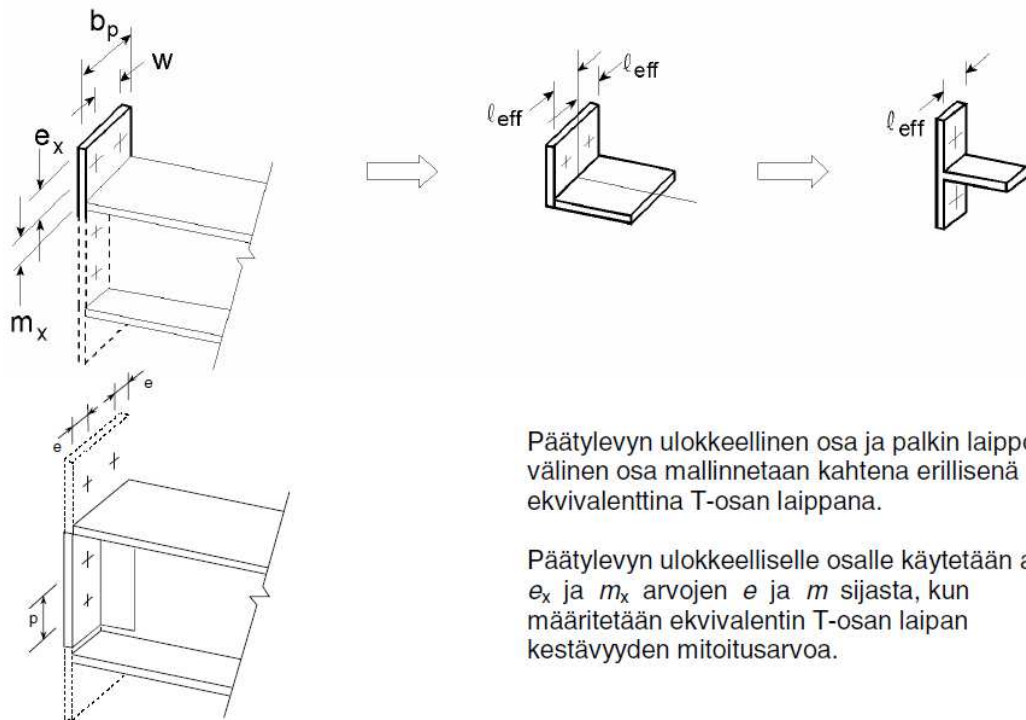
PPM P

PPM L

Kuva L9-K2 PPM pulttien tietoja [66 s.6].

LIITE 8

Ohessa on kuvia ja taulukko havainnollistamaan laskentaa, kun kyseessä on päätylevyn mallintaminen T-osina lähteen [35] mukaisesti.

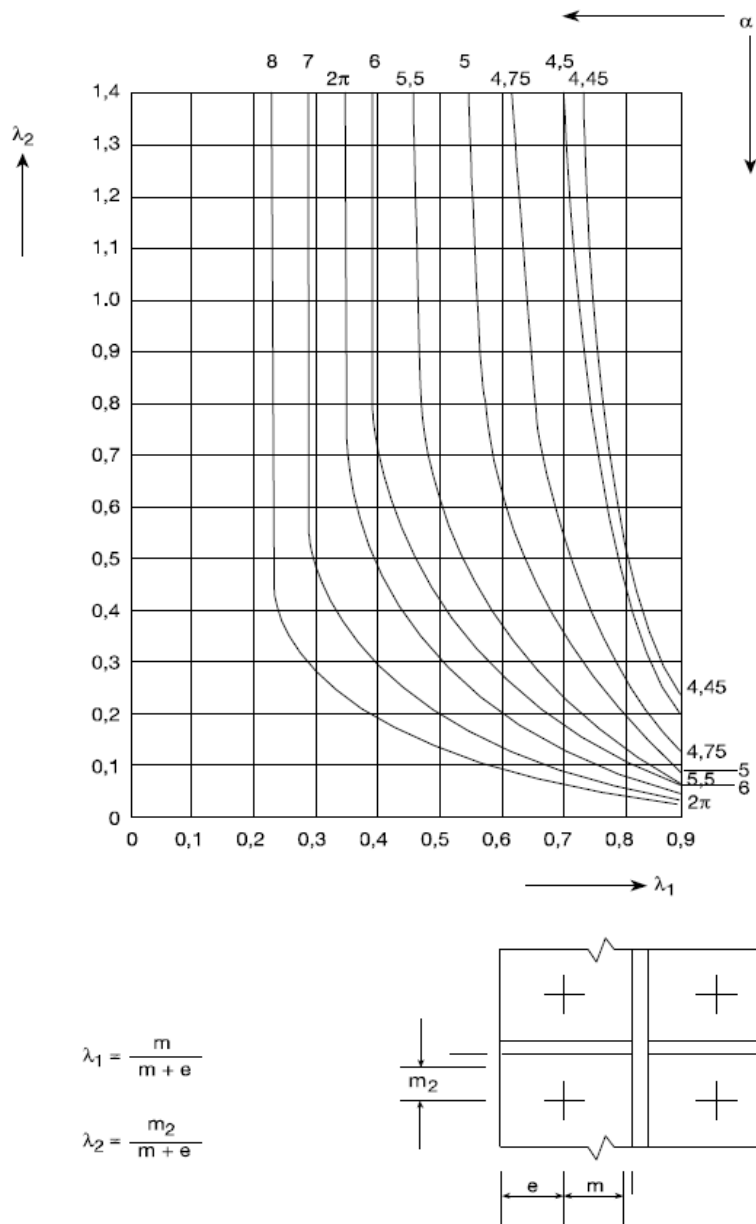


Kuva L10-K1 Ulokkeellisen päätylevyn mallintaminen erillisinä T-osina [35 s.87].

Taulukko L10-T1 Päätylevyn teholliset leveydet [35 s.87 taulukko 6.6].

Ruuvirivin sijainti	Ruuviriviä tarkastellaan yksittäisenä ruuvirivinä		Ruuviriviä tarkastellaan ruuvirivien ryhmän osana	
	Pyöreä myötökuvio $\ell_{\text{eff,cp}}$	Ei-pyöreä myötökuvio $\ell_{\text{eff,nc}}$	Pyöreä myötökuvio $\ell_{\text{eff,cp}}$	Ei-pyöreä myötökuvio $\ell_{\text{eff,nc}}$
Palkin vedetyn laipan ulkopuolella oleva ruuvirivi	Pienin arvoista: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Pienin arvoista: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Palkin vedetyn laipan alapuolella oleva ensimmäinen ruuvirivi	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Muu sisempi ruuvirivi	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Muu reunan ruuvirivi	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Murtumismalli 1:	$\ell_{\text{eff,1}} = \ell_{\text{eff,nc}}$ mutta $\ell_{\text{eff,1}} \leq \ell_{\text{eff,cp}}$		$\sum \ell_{\text{eff,1}} = \sum \ell_{\text{eff,nc}}$ mutta $\sum \ell_{\text{eff,1}} \leq \sum \ell_{\text{eff,cp}}$	
Murtumismalli 2:	$\ell_{\text{eff,2}} = \ell_{\text{eff,nc}}$		$\sum \ell_{\text{eff,2}} = \sum \ell_{\text{eff,nc}}$	
α määritetään kuvasta 6.11.				

LIITE 9



$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e}$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m + e}$$

Kuva L11-K1 Muuttujan α arvot jäykistetyille päätylevyille ja laipoille [35 s.88 kuva 6.11].

LIITE 10

Lähde: EN 1993-1-8, Teräsrakenteiden suunnittelu, Osa 1-8: Liitosten mitoitus

PERUSPULTTILIITOKSEN JÄYKKYYS, HPM

Kuormat

$$N_{Ed} := 500 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} := 100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Osavarmuuskertoimet

$$\text{BETONI } \gamma_c := 1$$

$$\text{TERÄS } \gamma_s := 1$$

$$\text{PULTIT } \gamma_{M2} := 1.0$$

$$\gamma_{M0} := 1.0$$

Peruspilari

$$A_{\text{peruspilari}} := 600 \text{ mm}$$

Peruspilarin leveys

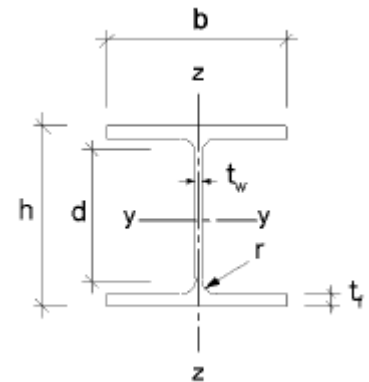
$$B_{\text{peruspilari}} := 600 \text{ mm}$$

Peruspilarin pituus

Pilari

PROFIILI :=

- HEA 500
- HEA 550
- HEA 600
- HEA 650
- HEA 700
- HEA 800
- HEA 900
- HEA 1000
- HEB 100
- HEB 120



$$L_c := 5 \text{ m}$$

Pilarin kerroskorkeus

- S235
- S275
- S355

Teräksen lujuus

$$f_{yk.pilari} := f_{yk.pilari} \cdot \text{MPa} = 355 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{yd.pilari} := \frac{f_{yk.pilari}}{\gamma_s} = 355 \cdot \text{MPa}$$

Materiaaliominaisuudet

BETONILAATU :=

- C25/30
- C30/37
- C35/45
- C40/50

Pultit Lujuusluokka 8.8

Tarkastellaan neljän (4) peruspultin pohjalevyliitosta pilariin.

Liitos voidaan pitää nivelenä, jos sen taivutuskestävyyden mitoitusarvo $M_{j,Rd}$ on enintään 25 % täysin lujar liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvosta ja sillä on riittävä kiertymiskyky.

$$t_{f,pilari} = 23 \cdot \text{mm}$$

Pilarin laipan paksuus

HPM 16
HPM 20
HPM 24
HPM 30
HPM 39

HPM 16
HPM 20
HPM 24
HPM 30
HPM 39

Peruspultti, valitse molempiin (sama)

$$d_b := d_b \cdot \text{mm} = 24 \cdot \text{mm}$$

Peruspultin halkaisija

$$f_{ub} := 800 \text{MPa}$$

Pultin vetolujuus

$$f_{yb} := f_{ub} \cdot 0.8 = 640 \cdot \text{MPa}$$

Pultin myötöraja

$$N_{Rd} := N_{Rd} \cdot \text{kN} = 138.7 \cdot \text{kN}$$

Peruspultin vetokestävyyden mitoitusarvo (Peikko)

$$t_{mutteri} := 20 \text{mm}$$

Mutterin paksuus

$$t_{pultti} := 20 \text{mm}$$

Ruuvin kannan paksuus

$$n_{rivit} := 2$$

Pulttirivien lukumäärä

$$n_{sarakkeet} := 2$$

Pulttisarakkeiden lukumäärä

$$a_{pultti} := 400 \text{mm}$$

Peruspulttien keskiöetäisyys tarkasteltavassa taivutussuunnassa

$$d_0 := \begin{cases} (d_b + 2 \text{mm}) & \text{if } 16 \text{mm} \leq d_b \leq 24 \text{mm} \\ (d_b + 3 \text{mm}) & \text{if } d_b > 24 \text{mm} \end{cases} = 26 \cdot \text{mm}$$

Reiän halkaisija

$$A_b := \frac{d_b^2 \cdot \pi}{4} = 452.389 \cdot \text{mm}^2$$

Pultin pinta-ala

$$A_s := \begin{cases} 976 \text{mm}^2 & \text{if } d_b = 39 \text{mm} \\ 157 \text{mm}^2 & \text{if } d_b = 16 \text{mm} \\ 245 \text{mm}^2 & \text{if } d_b = 20 \text{mm} \\ 353 \text{mm}^2 & \text{if } d_b = 24 \text{mm} \\ 561 \text{mm}^2 & \text{if } d_b = 30 \text{mm} \end{cases} = 353 \cdot \text{mm}^2$$

Pulttien (kierteen) jännityspoikkipinta-ala

$$n_{ruuvit} := n_{rivit} \cdot n_{sarakkeet} = 4$$

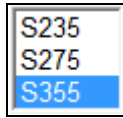
Päätylevy

$$t_p := 20\text{mm}$$
$$h_p := 550\text{mm}$$
$$b_p := 550\text{mm}$$

Levyn paksuus

Levyn pituus

Levyn leveys



Rakenneteräksen lujuusluokka

$$f_{yk,p} := f_{yk} \cdot \text{MPa} = 355 \cdot \text{MPa}$$

$$E_s := 210000\text{MPa}$$

PURISTUSPINNAN KESTÄVYYS:

PINTAPAINNEEN LASKENTALUJUUS:

$$\beta_j := 1$$

= 2/3 jos f.jälkivalu > 0.2 x f.cd ja h.jälkivalu > 0.2 x B.pohjalevy

=1 kun jälkivalun paksuus > 50mm

$$k_j := \left(\frac{A_{\text{peruspilari}} \cdot B_{\text{peruspilari}}}{h_p \cdot b_p} \right)^{0.5} = 1.091$$

$$f_j := \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = 23.182 \cdot \text{MPa}$$

puristuslujuuden mitoitusarvo

Betonin pintapaineen mitoituslujuus

TEHOLLINEN LEVEYS, puristettu osa:

$$c_{\text{eff}} := t_p \cdot \left(\frac{f_{yb}}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 60.672 \cdot \text{mm}$$

max puristuspinnan jakaantumisleveys

Laskettaessa termejä b_{eff} ja l_{eff} etäisyyden c arvoksi valitaan 1,25 kertaa pohjalevynpaksuus. (SFS-EN 1993-1-8 s.105)

$$c_{\text{eff}} := 1.25 \cdot t_p = 25 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff}} := \begin{cases} (2 \cdot c + t_{f,\text{pilari}}) & \text{if } c \leq a_{p,\text{pilari}} \\ (a_{p,\text{pilari}} + c + t_{f,\text{pilari}}) & \text{if } c > a_{p,\text{pilari}} \end{cases} = 68 \cdot \text{mm}$$

T-osan laipan tehollinen leveys
(SFS-EN 1993-1-8 s.104)

$$l_{\text{eff,puristettu}} := \begin{cases} (2 \cdot c + t_{f,\text{pilari}}) & \text{if } 2 \cdot c + t_{f,\text{pilari}} < b_p \\ (b_{\text{pilari}} + c + t_{f,\text{pilari}}) & \text{if } 2 \cdot c + t_{f,\text{pilari}} > b_p \end{cases} = 73 \cdot \text{mm}$$

T-osan laipan tehollinen pituus
(SFS-EN 1993-1-8 s.104)

$$m_x := 50\text{mm}$$

Ruuvien etäisyys profiilista

$$e_x := 50\text{mm}$$

Ruuvien etäisyys reunasta

Vipuvoimat

$$L_b := t_{f.pilari} + t_p + \frac{t_{mutteri}}{2} + \frac{t_{pultti}}{2} = 0.063 \text{ m}$$

$$L_{b.tähti} := \frac{8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_s}{l_{eff.puristettu} \cdot t_{f.pilari}} = 437.2 \cdot \text{mm}$$

"VIPUVOIMIA VOI SYNTYÄ" if $L_b \leq L_{b.tähti}$ = "VIPUVOIMIA VOI SYNTYÄ"

"Vipuvoimia EI synny" otherwise

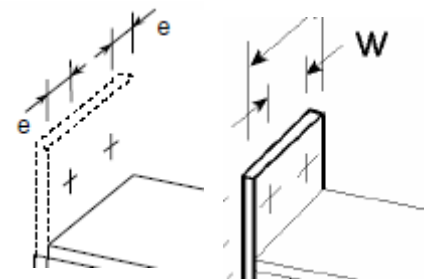
"Vipuvoimia voi syntyä"
"Vipuvoimia EI synny"

$$k_{13} := \frac{E_c \cdot \sqrt{b_{eff} \cdot l_{eff.puristettu}}}{1.275 \cdot E_s} = 8.283 \cdot \text{mm}$$

Ruuvien venymäpituus (liitospaksuus eli liitettävien materiaalien ja aluslaattojen yhteenlaskettu paksuus lisättynä arvolla, joka on puolet ruuvien kannan ja mutterin yhteenlasketusta paksuudesta

Valitse oikea vaihtoehto

Jäykkyystekijä, puristettu betoni (SFS-EN 1993-1-8 s.104)



Ruuvien etäisyys reunasta

Ruuvien etäisyys toisistaan, mitan e suunnassa

TEHOLLINEN LEVEYS, vedetty osa:

$$e_1 := 150 \text{ mm}$$

$$w_1 := \frac{b_p - 2e_1}{n_{sarakkeet} - 1} = 250 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.1} := n_{sarakkeet} \cdot (2 \cdot \pi \cdot m_x) = 628.319 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.2} := n_{sarakkeet} \cdot (\pi \cdot m_x + w_1) = 814.159 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.3} := n_{sarakkeet} \cdot (\pi \cdot m_x + 2e_1) = 914.159 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.4} := n_{sarakkeet} \cdot (4m_x + 1.25e_x) = 525 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.5} := n_{sarakkeet} \cdot (e_1 + 2m_x + 0.625e_x) = 562.5 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.6} := 0.5 \cdot b_p = 275 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.7} := n_{sarakkeet} \cdot (0.5w_1 + 2m_x + 0.625e_x) = 512.5 \cdot \text{mm}$$

$$l_{eff.vedetty} := \min(l_{eff.1}, l_{eff.2}, l_{eff.3}, l_{eff.4}, l_{eff.5}, l_{eff.6}, l_{eff.7}) = 275 \cdot \text{mm}$$

Vipuvoimat

$$L_b := t_{f.pilari} + t_p + \frac{t_{mutteri}}{2} + \frac{t_{pultti}}{2} = 0.063 \text{ m}$$

$$L_{b.tähti} := \frac{8.8 \cdot m_x^3 \cdot A_s}{l_{eff.vedetty} \cdot t_{f.pilari}^3} = 116.1 \cdot \text{mm}$$

Ruuvien venymäpituus (liitospaksuus eli liitettävien materiaalien ja aluslaattojen yhteenlaskettu paksuus lisättyinä arvolla, joka on puolet ruuvien kannan ja mutterin yhteenlasketusta paksuudesta

"VIPUVOIMIA VOI SYNTYÄ" if $L_b \leq L_{b.tähti}$ = "VIPUVOIMIA VOI SYNTYÄ"
 "Vipuvoimia EI synny" otherwise

"Vipuvoimia voi syntyä"
 "Vipuvoimia EI synny"

Valitse oikea vaihtoehto

$$k_{15} := \begin{cases} \frac{0.85 \cdot l_{eff.vedetty} \cdot t_p^3}{m_x^3} & \text{if } VV = \text{"Vipuvoimia voi syntyä"} \\ \frac{0.425 \cdot l_{eff.vedetty} \cdot t_p^3}{m_x^3} & \text{if } VV = \text{"Vipuvoimia EI synny"} \end{cases} = 14.96 \cdot \text{mm}$$

Jäykkyystekijä, pohjalevyn taivutus vedetyllä puolella (SFS-EN 1993-1-8 s.104)

$$k_{16} := \begin{cases} \frac{1.6 \cdot A_s}{L_b} & \text{if } VV = \text{"Vipuvoimia voi syntyä"} \\ \frac{2.0 \cdot A_s}{L_b} & \text{if } VV = \text{"Vipuvoimia EI synny"} \end{cases} = 8.965 \cdot \text{mm}$$

Jäykkyystekijä, vedetyt perustusruuvit (SFS-EN 1993-1-8 s.105)

Taivutusjäykkyys, kun $M_{Ed} < M_{j,Rd}$

Pilariperustuksen kiertymisjäykkyys S_j , kun vaikuttava momentti $M_{j,Ed}$ on enintään liitoksen taivutuskestävyyden mitoitusarvon $M_{j,Rd}$ suuruinen, voidaan riittävällä tarkkuudella laskea kohdan 6.3.4 mukaan. SFS-EN 1993-1-8 s.100

$$M_{j,Rd} := 2 \cdot N_{Rd} \cdot a_{pultti} = 110.96 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Peruspulttiliitoksen taivutuskestävyys

Seuraavan ehdon tulee täyttyä:

$$M_{Ed} < M_{j,Rd} = 1$$

"laskentatapaa voidaan käyttää!" if $M_{Ed} < M_{j,Rd}$ = "laskentatapaa voidaan käyttää!"

"Laskentatapa EI toimi!" otherwise

$$\frac{M_{Ed}}{M_{j,Rd}} = 0.901$$

Liitos symmetrinen

Aksiaalisen voiman ja taivutusmomentin rasittaman pilarin pohjaosan kiertymisjäykkyys S_j lasketaan taulukon 6.12 menetelmän mukaan. Tässä menetelmässä käytetään seuraavia jäykkyystekijöitä:

Liitoksen vasemmanpuoleisen osan jäykkyystekijä vedossa ja sen arvo valitaan yhtä suureksi kuin jäykkyystekijöiden k_{15} ja k_{16} (jotka esitetään taulukossa 6.11 ja jotka vaikuttavat liitoksen vasemmalla puolella) summa

$$k_{T,1} := k_{15} + k_{16} = 23.925 \cdot \text{mm}$$

Liitoksen oikeanpuoleisen osan jäykkyystekijä vedossa ja sen arvo valitaan yhtä suureksi kuin jäykkyystekijöiden k_{15} ja k_{16} (jotka esitetään taulukossa 6.11 ja jotka vaikuttavat liitoksen oikealla puolella) summa

$$k_{T,r} := k_{15} + k_{16} = 23.925 \cdot \text{mm}$$

Liitoksen vasemmanpuoleisen osan jäykkyystekijä puristuksessa ja sen arvo valitaan yhtä suureksi kuin jäykkyystekijä k_{13} (joka esitetään taulukossa 6.11 ja joka vaikuttaa liitoksen vasemmalla puolella)

$$k_{C,1} := k_{13} = 8.283 \cdot \text{mm}$$

Liitoksen oikeanpuoleisen osan jäykkyystekijä puristuksessa ja sen arvo valitaan yhtä suureksi kuin jäykkyystekijä k_{13} (joka esitetään taulukossa 6.11 ja joka vaikuttaa liitoksen oikealla puolella)

$$k_{C,r} := k_{13} = 8.283 \cdot \text{mm}$$

Momenttivarsi Z

Liitos on symmetrinen

Kuormitusvaihtoehdot

1. Vasen puoli vedetty.

Oikea puoli puristettu

$$z_{T,1} := \frac{h_{\text{pilari}}}{2} + m_x = 295 \cdot \text{mm}$$

$$z_{C,r} := \frac{h_{\text{pilari}}}{2} + \frac{t_{f,\text{pilari}}}{2} = 256.5 \cdot \text{mm}$$

$$z_1 := z_{T,1} + z_{C,r} = 551.5 \cdot \text{mm}$$

2. Vasen puoli vedetty.

Oikea puoli vedetty.

$$z_{T,r} := z_{T,1} = 295 \cdot \text{mm}$$

$$z_{T,1} = 295 \cdot \text{mm}$$

$$z_2 := z_{T,r} + z_{T,1} = 590 \cdot \text{mm}$$

3. Vasen puoli puristettu.

Oikea puoli vedetty.

$$z_{C,1} := z_{C,r}$$

$$z_{T,r} = 295 \cdot \text{mm}$$

$$z_3 := z_{C,1} + z_{T,r} = 551.5 \cdot \text{mm}$$

4. Vasen puoli puristettu.

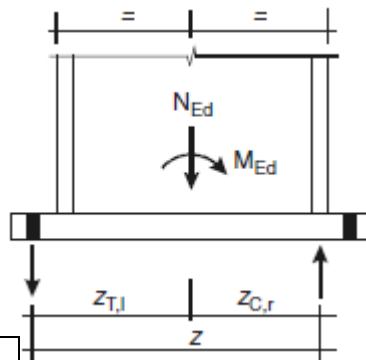
Oikea puoli puristettu

$$z_{C,1} = 256.5 \cdot \text{mm}$$

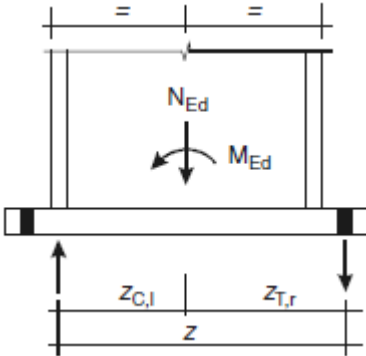
$$z_{C,r} = 256.5 \cdot \text{mm}$$

$$z_4 := z_{C,1} + z_{C,r} = 513 \cdot \text{mm}$$

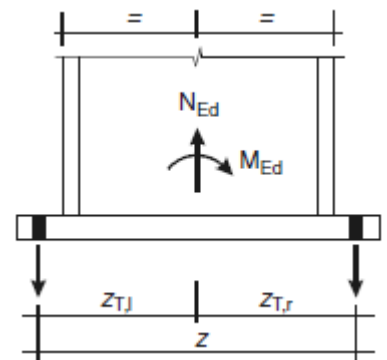
1)



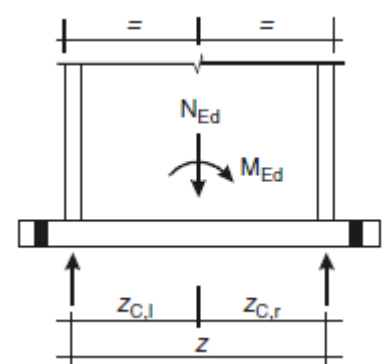
3)



2)



4)



Valitse oikea z:n arvo kuormitustapauksen mukaisesti

z :=

"Vasen puoli vedetty ja oikea puristettu"
"Vasen puoli vedetty ja oikea vedetty"
"Vasen puoli puristettu ja oikea vedetty"
"Vasen puoli puristettu ja oikea puristettu"

$$z := \begin{cases} z_1 & \text{if } z = \text{"Vasen puoli vedetty ja oikea puristettu"} & = 513 \cdot \text{mm} \\ z_2 & \text{if } z = \text{"Vasen puoli vedetty ja oikea vedetty"} \\ z_3 & \text{if } z = \text{"Vasen puoli puristettu ja oikea vedetty"} \\ z_4 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\psi := 2.7$$

Määritetään taulukosta 6.8 s. 101

$$\mu := \begin{cases} 1 & \text{if } M_{Ed} \leq \frac{2}{3} \cdot M_{j.Rd} \\ \left(\frac{1.5M_{Ed}}{M_{j.Rd}} \right)^\psi & \text{if } \frac{2}{3} \cdot M_{j.Rd} < M_{Ed} \leq M_{j.Rd} \end{cases} = 2.257$$

jäykkyysuhde $S_{j,ini} / S_j$, ks.
6.3.1(6)

$$e_{\text{sw}} := \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 0.2 \text{ m}$$

$$e_{k.1} := \frac{z_{C,r} \cdot k_{C,r} - z_{T,1} \cdot k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{C,r}} = -0.153 \text{ m}$$

Pilarin pohjaosien
kiertymisjäykkyys S_j

$$e_{k.2} := \frac{z_{T,r} \cdot k_{T,r} - z_{T,1} \cdot k_{T,1}}{k_{T,1} + k_{T,r}} = 0 \text{ m}$$

$$e_{k.3} := \frac{z_{T,r} \cdot k_{T,r} - z_{C,1} \cdot k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{T,r}} = 0.153 \text{ m}$$

$$e_{k.4} := \frac{z_{C,r} \cdot k_{C,r} - z_{C,1} \cdot k_{C,1}}{k_{C,1} + k_{C,r}} = 0 \text{ mm}$$

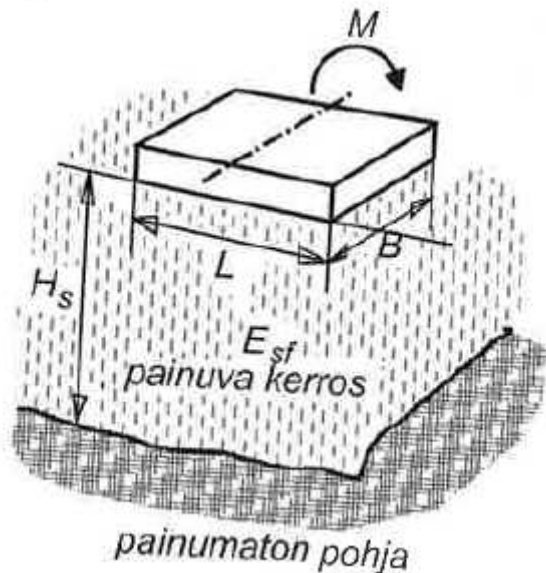
$$\begin{aligned}
S_{j.ini} := & \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{T,1}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,1}} \quad \text{if } N_{Ed} > 0 \wedge e > z_{T,1} & = 292,941 \cdot \text{MN} \cdot \text{m} \\
& \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{T,1}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,1}} \quad \text{if } N_{Ed} \leq 0 \wedge e \leq -z_{C,r} \\
& \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{T,1}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,2}} \quad \text{if } N_{Ed} > 0 \wedge 0 < e < z_{T,1} \\
& \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{T,1}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,2}} \quad \text{if } N_{Ed} > 0 \wedge -z_{T,r} < e \leq 0 \\
& \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{C,1}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,3}} \quad \text{if } N_{Ed} > 0 \wedge e < -z_{T,r} \\
& \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{C,1}} + \frac{1}{k_{T,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,3}} \quad \text{if } N_{Ed} \leq 0 \wedge e > z_{C,1} \\
& \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{C,1}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,4}} \quad \text{if } N_{Ed} \leq 0 \wedge 0 < e < z_{C,1} \\
& \frac{E_s \cdot z^2}{\mu \cdot \left(\frac{1}{k_{C,1}} + \frac{1}{k_{C,r}} \right)} \cdot \frac{e}{e + e_{k,4}} \quad \text{if } N_{Ed} \leq 0 \wedge -z_{C,r} < e \leq 0
\end{aligned}$$

LIITE 11

Lähde: By 58, Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 oppikirja

PILARIANTURAN JOUSIVAKIO, MAANVARAINEN ANTURA

Maanvaraisen anturan joustoluku $k_m := 0.1$



[Liittorakenteiden suunnittelu ja
mitoitus
Kuva 5/1.5 s.112]

$$L := 2\text{m}$$

$$B := 2\text{m}$$

$$h_{\text{antura}} := 0.5\text{m}$$

$$H_s := 6\text{m}$$

$$E_{sf} := 150\text{MPa}$$

$$\nu_{sf} := 0.4$$

Anturaperustuksen mitat

Anturan korkeus

Painuvan kerroksen paksuus

Maakerroksen jäykkyyysluku

Maakerroksen suppeumaluku

$$\mu_0 := \begin{cases} \left[4.3 \left(1 - e^{-1.35 \cdot \frac{H_s}{L}} \right) \right] & \text{if } \nu_{sf} = 0.3 \\ \left[4.6 \left(1 - e^{-1.55 \cdot \frac{H_s}{L}} \right) \right] & \text{otherwise} \end{cases} = 4.556$$

$$\mu_1 := 1 - 0.253 \cdot \frac{L}{B} + 0.0267 \cdot \left(\frac{L}{B} \right)^2 = 0.774$$

$$E_m := \frac{1 - \nu_{sf} - 2 \cdot \nu_{sf}^2}{1 - \nu_{sf}} \cdot E_{sf} = 70 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Painuvan kerroksen sekanttikerroin

$$k_{rf} := \frac{B \cdot L^2 \cdot E_m}{\mu_0 \cdot \mu_1} = 159 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}$$

Anturan kiertymäjousivakio